

ПРИРОДНИ КАТАСТРОФИ И КОНСТРУКЦИИ
NATURAL HAZARDS AND STRUCTURES



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

17 МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ
INTERNATIONAL SYMPOSIUM

ОХРИД, МАКЕДОНИЈА
OHRID, MACEDONIA
4 - 7 октомври 2017
october, 4th - 7th, 2017

MASE ДГКМ
Macedonian Association of Structural Engineers
Друштво на градежните конструктори на Македонија

Proceedings
Зборник на трудови

17th **International**
Symposium
ти Меѓународен
симпозиум

Ohrid, Macedonia, 4 – 7 October 2017
Охрид, Македонија, 4 – 7 Октомври 2017

**PROCEEDINGS
OF THE 17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
ЗБОРНИК НА ТРУДОВИ
17^{ТИ} МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ**

Publisher:

**MASE - Macedonian Association of Structural Engineers
Faculty of Civil Engineering, Blvd. Partizanski odredi No. 24 P.Box. 560,
1000 Skopje, Republic of Macedonia
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; web-site: www.mase.gf.ukim.edu.mk**

Издавач:

**ДГКМ - Друштво на Градежни Конструктори на Македонија
Градежен Факултет, бул. Партизански одреди бр. 24 П.Ф. 560,
1000 Скопје, Република Македонија
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; web-site: www.mase.gf.ukim.edu.mk**

Editor: **Meri Cvetkovska, President of MASE**

За издавачот: **Мери Цветковска, Претседател на ДГКМ**

Executive Committee of MASE and

Organizing Committee of the 17th International Symposium of MASE:

**Meri Cvetkovska, Petar Cvetanovski, Čedomir Teodosievski, Ana Trombeva-
Gavriloska, Roberta Apostolovska, Darko Nakov, Andrea Serafimovski, Sergej
Churilov, Imeri Selman, Ilija Markov, Vladimir Vitanov, Koce Todorov, Denis
Popovski, Marijana Lazarevska, Marija Vitanova**

Претседателство на ДГКМ и

Организационен одбор на 17^{тиот} Меѓународен симпозиум на ДГКМ:

**Мери Цветковска, Петар Цветановски, Чедомир Теодосиевски, Ана Тромбева-
Гаврилоска, Роберта Апостоловска, Дарко Наков, Андреа Серафимовски, Сергеј
Чурилов, Имер Селман, Илија Марков, Владимир Витанов, Коце Тодоров, Денис
Поповски, Маријана Лазаревска, Марија Витанова**

Technical staff for the Symposium:

**Mile Partikov, Cvetanka Chifliganec, Simona Bogoevska, Kristina Milkova, Milica
Jovanoska, Riste Volčev, Nikola Postolov, Vladimir Damjanovski, Marija Docevska,
Elena Cvetkovska, Maја Mateska, Aleksandra Cubrinovska**

Техничка служба на Симпозиумот:

**Миле Партиков, Цветанка Чифлиганец, Симона Богоевска, Кристина Милкова,
Милица Јованоска, Ристе Волчев, Никола Постолов, Владимир Дамјановски,
Марија Доцевска, Елена Цветковска, Маја Матеска, Александра Чубриновска**

Grafical design of cover page and Symposium poster:

**Mitko Hadzi Pulja, Betim Zeqiri
Faculty of Architecture, UKIM, Skopje**

Графички дизајн на корицата и плакатот на Симпозиумот:

**Митко Хаџи Пуља, Бетим Зекири
Архитектонски факултет, УКИМ, Скопје**

e-book:

електронско издание: ISBN 978-608-4510-32-1

NATURAL HAZARDS AND STRUCTURES

ПРИРОДНИ КАТАСТРОФИ И КОНСТРУКЦИИ

Natural hazards, like: earthquakes, tsunamis, landslides, floods, wildfires, droughts, volcanic eruptions and etc. are caused by the natural forces. The man made hazards, like: hazardous material spills, explosions, fires, etc. are caused by activities of people. Consequences of the natural and made hazards, as harm of human lives and property, are disasters. Our intentions, in case of natural disasters, are to minimize the effects, and in case of manmade disasters to avoid the ability of occurrence by careful planning and prevention methods.

A specific feature of natural and man-caused disasters is that they are practically in avoidable. Natural disasters are characterized by power and uncontrollability. Typical of man-caused events is that they result from the speedy development of super-modern technologies and a production whose management contains a weak link, that is, a man able to make something with tragic consequences, as Chernobyl was. Our intention is to predict possible disasters, localizing them and mitigating possible losses. The design of any structure should be preceded by the analysis of all possible types of natural or man-caused disasters in terms of the probability of occurrence, of the possibility of initiation of some secondary disasters, of the feasibility of the localization, of the preventive measures not connected with design methods, and, at last, of the damage in the case of occurrence.

A prediction of the type, the time and the size of the expected disaster, even if practicable, can only be probabilistic. Therefore, for the analysis of the structures for the areas where natural disasters can take place the probabilistic approach and the use of the reliability theory can prove to be more efficient and necessary than in regular cases. The level of the development of many problems concerning the comprehension of natural disasters origination and hence, the level of the efficiency in predicting their time, conditions and the character of manifestation, as well as the development of measures for their prevention and mitigation of losses, lag behind

Природните непогоди, како што се: земјотреси, цунами, лизгање на земјиште, поплави, пожари, суши, вулкански ерупции и сл. се предизвикани од природни сили. Предизвиканите опасности, како што се: истурање на опасен материјал, експлозии, пожари итн. се резултат на човечки активности. Последиците од природните и предизвиканите опасности, односно штетите по човечките животи и имотот, се нарекуваат катастрофи. Нашите тенденции, во случај на природни катастрофи, е да се минимизираат ефектите, а во случај на предизвикани катастрофи, со внимателно планирање и превенција да се избегне можноста од нивно настанување.

Посебна карактеристика на природните и предизвиканите катастрофи е тоа што тие практично не можат да се избегнат. Природните катастрофи се карактеризираат со моќ и неконтролираност. Типично за настаните предизвикани од човекот е тоа што тие произлегуваат од брзиот развој на модерни технологии и производство, чие управување содржи слаба алка, односно човек способен да направи нешта со трагични последици, како што беше Чернобил. Нашата намера е да ги предвидиме можните катастрофи, да ги локализираме и да ги ублажиме можните последици. Пред проектирање на секоја конструкција треба да претходи анализа на сите можни видови природни или човечки катастрофи во однос на веројатноста за настанување, можноста за иницирање на некои секундарни катастрофи, можноста за локализација, превентивните мерки кои не се поврзани со методите на проектирање, и конечно, штетите во случај на настанување.

Предвидувањето на видот, времето и големината на очекуваната катастрофа, дури и ако е можно, може да биде базирано само на веројатност. Нивото на развој на многу проблеми во врска со разбирањето на потеклото на природните катастрофи, па оттаму и на нивото на ефикасност во предвидувањето на времето, условите и карактерот на настанот,

with the practical needs of the national economy.

Considering the structural safety in terms of the threat to human life and health, we should not connect the uniqueness of the structure with its cost or with the expected material losses alone. The uniqueness should as well be linked with the level of the threat for people, irrespective of its probability and of factors causing it, such as: the function and the size of the considered building, the character of productions, etc.

Vulnerability of buildings exposed to disastrous natural effects and possibility of their damage or collapse depend on: the extent to which loads due to disastrous natural phenomena exceed standard loads; the influence of secondary factors (explosions, fires) due to disastrous natural phenomena; the errors involved in the design, analysis and the choice of location of a building and those made at the stage of maintenance; poor workmanship, the discrepancy between the strength characteristics of building materials and the standards; strength degradation in the course of the maintenance.

Analyzing structural vulnerability or safety it is expedient to single out the so-called "critical" elements on which structural safety mostly depends. For many structures such are the bearing members of the buildings that determine their strength and stability (foundation, columns, floors, joints, supports, etc.). For other buildings "critical" elements will be those able to resist explosion or fire, ensuring a reliable operation of safety systems. For a number of buildings "critical" elements are associated with the radioactivity or with the insurance of radiation safety. Differences in the character of the critical elements require performing, when choosing safety criteria of unique units, a systematic analysis in order to find these elements and to assess the consequences of their failure. The systematic analysis of structural safety should include the elaboration of the scenario of a natural effect, taking into account the specificity of the certain effect, the structure of the unique building, the presence and the character of the "critical" elements, the consequences of their failure, the nature of unit's damage or collapse and their influence on

како и развојот на мерките за превенција и ублажување на загубите, е следено и од потребите на националната економија.

Земајќи ја во предвид безбедноста од аспект на животите и здравјето на луѓето, конструкцијата не треба да ја поврзуваме само со нејзината цена или со очекуваните загуби на материјалните добра. Посебен аспект за нас треба да биде нивото на заштита за луѓето, без оглед на веројатноста за појава и на факторите кои го предизвикуваат катастрофите, како: функцијата и големината на разгледуваниот објект, карактерот на производство, итн.

Повредливоста на објектите изложени на катастрофални природни влијанија и можноста за нивно оштетување или колапс зависи од: степенот до кој оптоварувањата поради катастрофални природни феномени ги надминуваат стандардните оптоварувања; влијанието на секундарните фактори (експлозии, пожари); грешките вклучени при проектирањето, анализата и изборот на локацијата на зградата, како и грешки направени во фазата на одржување, а тоа се: слабата изработка, неусогласеноста помеѓу јакосните карактеристики на градежните материјали и стандардите; деградацијата на крутоста во текот на одржувањето.

Анализирајќи ја повредливоста или безбедноста, потребно е да се издвојат т.н. "критични" елементи од кои најмногу зависи безбедноста на конструкцијата во целост. За многу конструкции тоа се елементите кои ја дефинираат носивоста и стабилноста (темели, столбови, плочи, врски, потпори, итн.). За други објекти, "критични" елементи се оние кои се спротивставуваат на експлозија или пожар, обезбедувајќи сигурно функционирање на безбедносните системи. Поради разликите во однесувањето на критичните елементи потребна е систематска анализа при изборот на критериумите за безбедност, со цел да се откријат критичните елементи и да се проценат последиците од нивниот колапс.

Систематската анализа на безбедноста на конструкциите треба да вклучи разработка на сценарио за природното влијание, земајќи ја во предвид спецификата на настанот, структурата

the safety of people inside or outside the building and on the environment.

Generally speaking, every natural phenomenon and every unique building require a scenario permitting to take their specificity into account and to obtain statistical data for generalizing the consequences. The elaboration and the analysis of the scenarios require a great professional effort of people acquainted with the specificity of the branch and the particular unique building.

Structural engineers have a special roll in predicting, preventing and minimizing the negative effects of natural and manmade disasters.

Prof. Meri Cvetkovska,



President of MASE

на објектот, присуството и карактерот на "критичните" елементи, последиците од нивниот колапс, природа на оштетувањето и нивно влијание врз безбедноста на луѓето во или надвор од објектот, како и врз животната средина.

Изработката и анализата на адекватно сценарио бара голем напор на стручни лица, запознаени со специфичноста на одредена гранка и на објектот.

Градежните конструктори имаат посебна улога при предвидувањето, превентивата и намалувањето на негативните ефекти од природните и предизвиканите катастрофи.

Проф. д-р Мери Цветковска,



Претседател на ДГКМ

**17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 4 - 7 OCTOBER 2017**

**17^{mu} MEĀYHAPODEH CИMΠOЗИУM HА ДГKM
OXPIД, 4 – 7 OKTOMBPI 2017**

17th International Symposium was supported by:
Организацијата на 17^{mu}om Cимпозиум ја помогнаа:
(in alphabetic order)
(по азбучен редослед)

ADING A.D., Skopje
АДИНГ А.Д., Скопје

ADORA Inzenering, Skopje
АДОРА Инженеринг, Скопје

AMC computers and FUJITSU
АМЦ компјутери и Фуџицу

BAВ Консалтинг Дооел
BAВ Consult Ltd.

BETON, Skopje
БЕТОН, Скопје

Chamber of Certified Architects and Certified Engineers of Republic of Macedonia
Комора на Овластени Архитекти и Овластени Инженери на Република Македонија

Civil Engineering Institute MAKEDONIJA, Skopje
Градежен институт МАКЕДОНИЈА, Скопје

EVRO Consalting Doo Skopje
ЕВРО Консалтинг Доо Скопје

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
ГРАДЕЖЕН ФАКУЛТЕТ, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје

GRANIT, Skopje
ГРАНИТ, Скопје

Institute for Testing Materials and Development of New Technologies "Skopje" A.D. Skopje
Завод за испитување на материјали и развој на нови технологии „Скопје“ А.Д. Скопје

IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
ИЗИИС, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје

KNAUF Radika, Skopje
КНАУФ Радика, Скопје

LAPOR Doo, Bitola
ЛАПОР Доо, Битола

MASON Inzenering Dooel, Skopje
МАСОН Инженеринг Дооел, Скопје

MONTING Inzenering Doo, Bitola
МОНТИНГ Инженеринг Доо, Битола

МОБИЛМАН Доел Скопје

MOBILMAN Dooel Skorje

PERI Oplate, Simanovci, Serbia

ПЕРИ Оплати, Симановци, Србија

PROSTOR, Kumanovo

ПРОСТОР, Куманово

SINTEK, Skopje

СИНТЕК, Скопје

SINTEK-Specific, Skopje

СИНТЕК-Специфик, Скопје

ZIKOL, Strumica

ЖИКОЛ, Струмица

Media support

Медиумски покровител

PRESING

ПРЕСИНГ

PORTA 3

ПОРТА 3

**17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 4 – 7 OCTOBER 2017**

**17^{mu} MEĀYHAPPODEH CИMΠOЗИУM HА ДГKM
OXPIД, 4 – 7 OKTOMBPI 2017**

**SCIENTIFIC COMMITTEE
HAУЧEH OДБOP**

(in alphabetic order)

(no азбучен редослед)

- 1. Grozde ALEKSOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Грозде АЛЕКСОВСКИ, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
- 2. Sande ATANASOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Санде АТАНАСОВСКИ, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
- 3. Gyorgy BALAZS**, Faculty of Civil Engineering,
University of Technology and Economics, Budapest, Hungary
Ѓорѓи БАЛАШ, Градежен факултет,
Универзитет за технологија и економија, Будимпешта, Унгарија
- 4. Dubravka BJEGOVIC**, Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb, Croatia
Дубравка БЈГОВИЌ, Градежен факултет,
Универзитет во Загреб, Хрватска
- 5. Golubka N. CVETANOVSKA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering
Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Голубка Н. ЦВЕТАНОВСКА, Институт за земјотресно инженерство и инженерска
сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
- 6. Michael FABER**, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark
Мајкл ФАБЕР, Оддел за градежништво, Универзитет во Аалборг, Данска
- 7. Massimo FRAGIACOMO**, Department of Architecture and Planning,
Faculty of Architecture, University of Sassari, Alghero, Italy
Масимо ФРАЦИКОМО, Оддел за архитектура и планирање,
Факултет за Архитектура, Универзитет во Сасари, Алгеро, Италија
- 8. Vladimir GOCEVSKI**, Hydro-Quebec Equipment, Montreal, PQ, Canada
Владимир ГОЦЕВСКИ, Хидро-Квебек, Монтреал, Канада
- 9. Rüdiger HÖFFER**, Ruhr-University, Bochum, Germany
Рудигер ХОФЕР, Рур Универзитет во Бохум, Германија

10. **Ivan JAKIMOV**, Faculty of Civil Engineering,
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
Иван Јакимов, Градежен факултет,
Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
11. **Elena DUMOVA JOVANOSKA**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Елена ДУМОВА ЈОВАНОСКА, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
12. **Djordje LADJINOVIC**, Faculty of Technical Sciences,
University Novi Sad, Novi Sad, Serbia
Ђорђе Лађиновиќ, Факултет за технички науки,
University of Novi Sad, Serbia
13. **Ljupco LAZAROV**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Љупчо ЛАЗАРОВ, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
14. **Dusko LUCIC**, Faculty of Civil Engineering,
University of Montenegro, Podgorica, Montenegro
Душко ЛУЧИЌ, Градежен факултет,
Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора
15. **Mirjana MALESEV**, Faculty of Technical Sciences,
University Novi Sad, Novi Sad, Serbia
Мирјана МАЛЕШЕВ, Факултет за технички науки,
University of Novi Sad, Serbia
16. **Ognen MARINA**, Faculty of Architecture,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Огнен МАРИНА, Архитектонски факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
17. **Peter MARK**, Ruhr-University, Bochum, Germany
Питер МАРК, Рур Универзитет во Бохум, Германија
18. **Zlatko MARKOVIC**, Faculty of Civil Engineering,
University of Belgrade, Serbia
Златко МАРКОВИЌ, Градежен факултет,
Универзитет во Белград, Србија
19. **Goran MARKOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Горан МАРКОВСКИ, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија
20. **Darko MOSLAVAC**, Faculty of Civil Engineering,
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
Дарко МОСЛАВАЦ, Градежен факултет,
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија

21. **Miroslav NASTEV**, *Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, Quebec City, Canada*
Мирослав НАСТЕВ, *Национални ресурси на Канада - Центар за геолошки истражувања на Канада, Квебек, Канада*
22. **Tihomir NIKOLOVSKI**, *Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
Тихомир НИКОЛОВСКИ, *Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*
23. **Svetlana PETKOVSKA ONCEVSKA**, *Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
Светлана ПЕТКОВСКА ОНЧЕВСКА, *Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*
24. **Niko POJANI**, *Faculty of Civil Engineering, Tirana, Albania*
Нико ПОЈАНИ, *Градежен факултет, Тирана, Албанија*
25. **Predrag POPOVIC**, *Vice President & Senior Principal, Wiss Janney, Elstner Associates, Chicago, USA*
Предраг ПОПОВИЌ, *Потпретседател и Директор, Елстнер соработници, Чикаго, САД*
26. **Vlastimir RADONJANIN**, *Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*
Властомир РАДОЊАНИН, *Факултет за технички науки, University of Novi Sad, Serbia*
27. **Enrico RONCHI**, *Division of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden*
Енрико РОНЧИ, *Оддел за противпожарна заштита, Лунд Универзитет, Шведска*
28. **Veronika SENDOVA**, *Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
Вероника ШЕНДОВА, *Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*
29. **Bosko STEVANOVIC**, *Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*
Бошко СТЕВАНОВИЌ, *Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*
30. **Prof. Mladen ULICEVIC**, *Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro*
Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ, *Градежен факултет, Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора*
31. **Qiang XU**, *School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing, P.R.China*
Кјанг ХУ, *Машински факултет, Универзитет за наука и технологија во Нањинг, Нањинг, Н.Р. Кина*

**17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 4 - 7 OCTOBER 2017**

**17^{mu} MEĀYHAPPODEH CИMΠOЗИУM HА ДГKM
OXPIД, 4 – 7 OKTOMBPИ 2017**

**HONORARY MEMBERS OF MASE
ΠOЧECИИ ЧЛEHOBI HА ДГKM**

*Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from abroad, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, instigation and promotion of international cooperation, exchange and transfer of knowledge and technical - technological information and, in general, to past development of Macedonian Association of Structural Engineers, General Assembly of MASE assigns the title **Honorary Member of MASE**.*

*Тргнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од странство, во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГKM, за поттикнувањето и зајакнувањето на меѓународната соработка и размената и трансферот на знаењата и техничко-технолошките информации и, генерално, за досегашниот развој на Друштвото на градежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГKM доделува назив **Почесен член на ДГKM**.*

The title Honorary Member of MASE is assigned to foreign individuals only.

Називот Почесен член на ДГKM се доделува само на странски државјани.

The Honorary Members of MASE are:

Πoчecии члeнoви нa ДГKM ce:

1. **Prof. Milorad IVKOVIC**, Faculty of Civil Engineering,
University of Belgrade, Yugoslavia
Πpoф. Mилopaд ИBKOBИK, Γpaдeжeн факултет,
Универзитет во Белград, Југославија
2. **Prof. Ivan JAKIMOV**, Faculty of Civil Engineering,
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
Πpoф. Ивaн JAКИMOB, Γpaдeжeн факултет,
Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
3. **Prof. Todor KARAMANSKI**, Faculty of Civil Engineering,
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
Πpoф. Toдop KAPAMAHCКИ, Γpaдeжeн факултет,
Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
4. **Prof. Zivota PERISIC**, Faculty of Civil Engineering,
University of Belgrade, Serbia
Πpoф. Живoтa ΠEPИШИK, Γpaдeжeн факултет,
Универзитет во Белград, Србија

5. **Prof. Radomir FOLIC**, Institute for Industrial Building,
Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia
Проф. Радомир ФОЛИЌ, Институт за индустриска градба,
Факултет за технички науки на Универзитетот во Нови Сад, Србија
6. **Prof. Roy T. SEVERN**, Earthquake Engineering Research Center,
Department of Civil Engineering, University of Bristol, Great Britain
Проф. Т. СЕВЕРН, Центар за истражувања во земјотресното инженерство,
Градежен факултет на Универзитетот во Бристол, Велика Британија
7. **Prof. Mirko ACIĆ**, Faculty of Civil Engineering,
University of Belgrade, Serbia
Проф. Мирко АЌИЌ, Градежен факултет,
Универзитет во Белград, Србија
8. **Stojan DINIĆ, BSc**, Secretary General of YuASE, former general manager of
"Mostogradnja", Belgrade, Serbia
Стојан ДИНИЌ, дипл.град.инж., Поранешен генерален директор на Мостоградња -
Белград, Србија
9. **Prof. Vladimir GOCEVSKI**, Hydro-Quebec, Montreal - Quebec, Canada,
Concordia University, Montreal, Ecole Polytechnique, University
of Montreal; and McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada
Проф. Владимир ГОЦЕВСКИ, Хидро-Квебек, Монтреал - Квебек, Канада,
Универзитет Конкордија во Монтреал, Политехничка школа на Универзитетот во
Монтреал и Универзитетот Мек Мастер во Хамилтон, Онтарио, Канада
10. **Prof. Vukasin ACANSKI**, High School for Technical Sciences,
University of Maribor, Slovenia
Проф. Вукашин АЧАНСКИ, Висока техничка школа,
Универзитет во Марибор, Словенија
11. **Prof. Mladen ULICEVIĆ**, Faculty of Civil Engineering,
University of Montenegro, Podgorica, Montenegro
Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ, Градежен факултет,
Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора
12. **Prof. Rüdiger HÖFFER**, Ruhr-University Bochum, Germany
Проф. Родигер ХОФЕР, Рур-универзитет во Бохум, Германија
13. **Prof. Vlastimir RADONJANIN**, Faculty of Technical Sciences,
University of Novi Sad, Serbia
Проф. Властимир РАДОЊАНИН, Факултет за технички науки,
Универзитет во Нови Сад, Србија
14. **Prof. Peter MARK**, Ruhr-University Bochum, Germany
Проф. Питер МАРК, Рур-универзитет во Бохум, Германија
15. **Prof. Viktor MARKELJ**, University of Maribor, Slovenia
Проф. Виктор МАРКЕЉ, Универзитет во Марибор, Словенија
16. **Prof. Dusko LUCIĆ**, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, Montenegro
Проф. Душко ЛУЧИЌ, Градежен факултет, Подгорица, Црна Гора

17. **Prof. Donco PARTOV**, *University of Structural Engineering and architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia, Bulgaria*
Проф. Дончо ПАРТОВ, *Универзитет за градежништво и архитектура, ВСУ „Л. Каравелов“, Софија, Бугарија*
18. **Prof. Bosko STEVANOVIC**, *Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*
Проф. Бошко СТЕВАНОВИЌ, *Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*
19. **Prof. Mirjana MALESEV**, *Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia*
Проф. Мирјана МАЛЕШЕВ, *Факултет за технички науки, Универзитет во Нови Сад, Србија*

**17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 4 - 7 OCTOBER 2017**

**17^{mu} MEĀYHAPPODEH CИMΠOЗИУM HА ДГKM
OXPIД, 4 – 7 OKTOMBPI 2017**

**MERITORIOUS MEMBERS OF MASE
ЗАСЛУЖНИ ЧЛЕНОВИ НА ДГKM**

*Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from the Republic of Macedonia, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, creative application of knowledge and technical - technological achievements in the field of structural engineering, and through this, promotion and strengthening of public position of structural engineering, as well as to past development of Macedonian Association of Structural Engineers in general, the General Assembly of MASE assigns the title **Meritorious Member of MASE**.*

*Трнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од Република Македонија во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГKM, креативната примена на конструкторските знаења и техничко-технолошките достигнувања и, преку тоа, промовирањето и зајакнувањето на општествената позиција на градежното конструкторство, како и генерално, за досегашниот развој на Друштвото на градежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГKM доделува назив **Заслужен член на ДГKM**.*

The title Meritorious Member of MASE is assigned to structural engineers, citizens of the Republic of Macedonia only. The title Meritorius Member of MASE is assigned for the first time on the 25 Anniversary of MASE (1976 - 2001).

Називот Заслужен член на ДГKM се доделува само на градежни конструктори, државјани на Република Македонија. Називот Заслужен член на ДГKM се доделува за прв пат по повод на 25-годишнината на ДГKM (1976 - 2001).

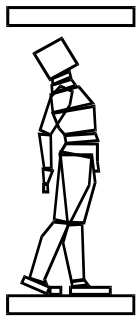
The Meritorious Members of MASE are:

Заслужни членови на ДГKM се:

1. **Prof. Aleksandar ANGELOV**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, first President of MASE
Проф. Александар АНГЕЛОВ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, прв претседател на ДГKM
2. **Prof. Boris KOLJOZOV**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
Проф. Борис КОЉОЗОВ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје
3. **Cvetan TANEVSKI – CONI, MSc.**, former director of CC ILINDEN and Projekt manager of FENI - Kavadarci, former President of MASE
М-р Цветан ТАНЕВСКИ - ЦОНИ, поранешен директор на ГП ИЛИНДЕН и проект менаџер на ФЕНИ - Кавадарци, поранешен претседател на ДГKM

4. **Zivko TALEVSKI, MSc.**, former Chief designer in structural engineering at MAKEDONIJAПРОЕКТ - Skopje
М-р Живко ТАЛЕВСКИ, поранешен главен проектант за конструкции во МАКЕДОНИЈАПРОЕКТ – Скопје
5. **Prof. Dragan IVANOV, MSc.**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje
Проф. Драган ИВАНОВ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје
6. **Prof. Sande ATANASOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE
Проф. Санде АТАНАСОВСКИ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ
7. **Sashko STREZOVSKI, BSc.**, Director of PELAGONIJAПРОЕКТ - Skopje, Secretary General of MASE
Сашко СТРЕЗОВСКИ, дипл.град.инж., директор на ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ Скопје, Генерален секретар на ДГКМ
8. **Prof. Tihomir NIKOLOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE
Проф. Тихомир НИКОЛОВСКИ, Градежен факултет, Универзитет „Св.Кирил и Методиј“, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ
9. **Prof. Stanislav MILOVANOVIC**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
Проф. Станислав МИЛОВАНОВИЌ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје
10. **Prof. Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IEEES), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
Проф. Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје
11. **Blagoja DONCEV**, General manager of ADING, Skopje
Благоја ДОНЧЕВ, дипл. град. инж., генерален директор на АДИНГ, Скопје
12. **Strasho MILKOVSKI**, General manager of Granit Construction Stock Co.-Skopje
Страшо МИЛКОВСКИ, генерален директор на ГД Гранит АД- Скопје
13. **Томе ТРОМБЕВ**, General manager of МЕТЕОРИТ, Bitola, former President of MASE
Томе ТРОМБЕВ, генерален директор на МЕТЕОРИТ, Битола, поранешен Претседател на ДГКМ
14. **Trajce TRPEVSKI**, executive director of construction company BETON-Skopje
Трајче ТРПЕВСКИ, извршен директор на БЕТОН-Скопје
15. **Borce TANEVSKI**, General manager of ZIM-Skopje
Борче ТАНЕВСКИ, генерален директор на ЗИМ- Скопје

16. **Gjogji SELEV**, BSc, civil engineer in construction company BETON-Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE
Ѓорѓи ШЕЛЕВ, дипл. град. инж., градежен инженер во БЕТОН-Скопје, поранешен член на Претседателство на ДГКМ
17. **Prof. Goran MARKOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE
Проф. Горан МАРКОВСКИ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ
18. **Prof. Grozde ALEKSOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former General secretary of MASE
Проф. Грозде АЛЕКСОВСКИ, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, поранешен генерален секретар на ДГКМ
19. **Ljupco KITANOVSKI**, Construction company GRANIT-Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE
Љупчо КИТАНОВСКИ, ГРАНИТ – Скопје, поранешен член на извршниот одбор на ДГКМ
20. **Veronika SENDOVA**, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE
Вероника ШЕНДОВА, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, , поранешен член на извршниот одбор на ДГКМ



ПРИЗНАНИЈА НА ДГКМ

за најдобри остварувања
во градежното конструкторство

M A S E A W A R D S
for Best Achievements in the Field
of Structural Engineering

With an aim to stimulate the creative work and to assess and emphasize the results and accomplishments in structural engineering, since 1986 the Award for Best Achievements in the Field of Structural Engineering in the Republic of Macedonia, has been established. Every year, this Award is given by the General Assembly of MASE following an open contest.

MASE Award winners for best achievements in structural engineering in the Republic of Macedonia are:

Со цел да го поттикне творештвото и креативниот труд, подобро вреднување и истакнување на постигнатите резултати и достигнувања во градежното конструкторство, од 1986 год востановено е Признание за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија, што секоја година, врз основа на јавен конкурс, го доделува Претседателството на ДГКМ.

Досегашни носители на Признанијата за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија се:

1986

- **Sande Atanasovski**
Санде Атанасовски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**INFLUENCE OF LONG TERM ACTIONS ON THE LIMIT STATES
OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

**ВЛИЈАНИЕ НА ДОЛГОТРАЈНИТЕ ДЕЈСТВА ВРЗ ГРАНИЧНИТЕ СОСТОЈБИ
НА ПРЕДНАПРЕГНАТИТЕ КОНСТРУКЦИИ**

1987

- **Nikola Rajevic**
Никола Рајевиќ
MAVROVO Construction Company, Skopje
ПП МАВРОВО - Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE BOJANA RIVER - ULCINJ

АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА БОЈАНА - УЛЦИЊ

1988

- **Zoran Desovski**
Зоран Десовски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**CROSS DISTRIBUTION OF LOADS AT BRIDGES WITH SEVERAL GIRDERS
IN THE CROSS SECTION**

**ПОПРЕЧНА РАСПРЕДЕЛБА НА НАТОВАРУВАЊАТА КАЈ МОСТОВИТЕ
СО ПОГОЛЕМ БРОЈ ГЛАВНИ НОСАЧИ ВО НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК**

YuASE Award for Best Achievement in Structural Engineering for 1988

Признание на СДГКЈ за најдобро конструкторско остварување во 1988 год

1989

- **Josif Kalajlioski**
Јосиф Калајлиоски
BETON Construction Company, Skopje
ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

MINISTRY OF OIL IN BAGDAD - IRAQ

МИНИСТЕРСТВО ЗА НАФТА ВО БАГДАД - ИРАК

1990

- **Tihomir Nikolovski**
Тихомир Николовски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**EXPERIMENTAL BASIS FOR BUCKLING ANALYSIS
OF CENTRALLY LOADED ELEMENTS OF COLD FORMED SQUARE
AND RECTANGULAR HOLLOW SECTION**

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ОСНОВИ ЗА АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТА
НА ЦЕНТРИЧНО ПРИТИСНАТИ СТАПОВИ ОД ЛАДНО ОБЛИКУВАНИ
ЦЕВКАСТИ ПРОФИЛИ**

- **BETON Construction Company, Skopje**
ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

**REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE VARDAR RIVER
ON THE "BRATSTVO-EDINSTVO" HIGHWAY NEAR TITOV VELES**

**АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА ВАРДАР НА АВТОПАТОТ
“БРАТСТВО-ЕДИНСТВО” КАЈ ТИТОВ ВЕЛЕС**

1991

- **Golupka Necevska-Cvetanovska**
Голубка Нечевска-Цветановска
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**EVALUATION OF SEISMIC RESISTANCE OF EXISTING
REINFORCED CONCRETE LOW-RISE AND MEDIUM-RISE BUILDINGS**

**ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ОТПОРНОСТ НА ПОСТОЈНИТЕ
АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЗГРАДИ СО МАЛА И СРЕДНА КАТНОСТ**

- **Blaze Panov, Ivan Andonov**
Блаже Панов, Иван Андонов
BETON Construction Company and Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
ГП БЕТОН - Скопје и Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:

за главен проект на конструкцијата на објектот:

CLINKER SILOES IN "USJE" CEMENT FACTORY, SKOPJE

СИЛОСИ ЗА КЛИНКЕР А.Д. ЦЕМЕНТАРНИЦА “УСЈЕ” - СКОПЈЕ

1992

- **Ljubomir Tasev, Mice Majnov,**
Petar Gulev, Petar Petrusev
Љубомир Тасев, Мице Мајнов,
Петар Гулев, Петар Петрушев
MAVROVO Construction Company, Skopje
ГРО МАВРОВО - Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

TERMINAL BUILDING OF AIRPORT "ADLER" IN SOCHI, USSR

ПРИСТАНИШНА ЗГРАДА НА АЕРОДРОМОТ “АДЛЕР” ВО СОЧИ, СССР

1993

- **Svetlana Petkovska Oncevska**
Светлана Петковска-Ончевска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**STIFFNESS AND STRENGTH CHARACTERISTICS
OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER VARIABLE AXIAL FORCE**

**КРУТОСНИ И ЈАКОСНИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ
СТОЛБОВИ СО ПРОМЕНЛИВА АКСИЈАЛНА СИЛА**

- **Dragi Velkov**
Драги Велков
SEISMO-ENGINEERING - Skopje
СЕИЗМО-ИНЖЕНЕРИНГ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

INDUSTRIAL COMPLEX "ZITO-LUKS" IN SKOPJE
ИНДУСТРИСКИ КОМПЛЕКС “ЖИТО-ЛУКС” ВО СКОПЈЕ

1994

- **Zivko Bozinovski**
Живко Божиновски
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

**NONLINEAR BEHAVIOUR OF PREFABRICATED LARGE PANEL REINFORCED
CONCRETE SYSTEMS UNDER DYNAMIC-SEISMIC LOADS**

**НЕЛИНЕАРНО ОДНЕСУВАЊЕ НА ПРЕФАБРИКУВАНИ КРУПНО ПАНЕЛНИ
АРМИРАНОБЕТОНСКИ СИСТЕМИ ЗА ДИНАМИЧКИ - СЕИЗМИЧКИ ТОВАРИ**

- **Andreja Tomov**
Андреја Томов
PELAGONIJA Construction Company, PELAGONIJAPROJEKT, Skopje
ГП ПЕЛАГОНИЈА - ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

SPORT HALL KAVADARCI
СПОРТСКА САЛА - КАВАДАРЦИ

- **Joint expert team Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, UKIM,
Skopje and PRILEPEC Construction Company, Prilep**
Заеднички стручен тим на Катедрата за метални конструкции на Градежниот
факултет – Скопје и ГТП ПРИЛЕПЕЦ - Прилеп

under coordination of
Simeon Tanev and Petar Makeski
со координаторите
Симеон Танев, и Петар Макески

for the structural renewal and reconstruction of:
за инженеринг-изведбата на санацијата и реконструкцијата на објектот:

SPORT HALL "MACEDONIA" IN PRILEP
СПОРТСКА САЛА “МАКЕДОНИЈА” ВО ПРИЛЕП

1995

- **Dimitar Jurukovski, Ljubomir Taskov, Predrag Gavrilovic, Metodi Bojadziev, Dimco Mamucevski**
Димитар Јуруковски, Љубомир Ташков, Предраг Гавриловиќ, Методи Бојациев, Димчо Мамучевски
Research team of Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Истражувачки тим на Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

**DYNAMIC TESTING ON MODEL OF ALMA ATA BANK, KAZAKHSTAN,
ON SEISMIC VIBRO PLATFORM**

**ДИНАМИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛ НА ОБЈЕКТОТ
БАНКА ВО АЛМА АТА, КАЗАХСТАН, НА СЕИЗМИЧКА ВИБРО ПЛАТФОРМА**

- **Vlado Velinovski**
Владо Велиновски
GRANIT Construction Company, Delcevo Branch
ГП ГРАНИТ - Градилиште Делчево

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

**REINFORCED CONCRETE VIADUCT ON M27 ROAD:
KALIMANCI DAM - MAKEDONSKA KAMENICA**

**АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ВИЈАДУКТ НА ПАТОТ М27:
БРАНА КАЛИМАНЦИ - МАКЕДОНСКА КАМЕНИЦА**

1996

- **Ljupco Dimitrievski**
Љупчо Димитриевски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

**A CONTRIBUTION TO THE THEORY OF CRITICAL STATE
IN THE ANALYSIS OF BEHAVIOUR OF PARTICULAR SOILS**

**ПРИЛОГ ВО ТЕОРИЈАТА НА КРИТИЧНА СОСТОЈБА
ПРИ АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ОДРЕДЕНИ ВИДОВИ ПОЧВИ**

- **Zlate Janakievski, Ljubomir Dimitrovski, Goran Micev**
Злате Јанакиевски, Љубомир Димитровски, Горан Мицев
BETON Construction company, No 1 Skorje Branch
ГП БЕТОН А.Д., РЕ I градилиште - Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

**DAM SPILLWAY STRUCTURE OF THE HYDRO-ELECTRICAL
POWER PLANT "KOZJAK"**

ПРЕЛИВЕН ОРГАН НА БРАНАТА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА "КОЗЈАК"

1997

- **Vasil Vitanov**
Васил Витанов
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**EXPERIMENTAL AND THEORETICAL ANALYSIS OF THE STRESS FUNCTION IN
THE SOIL - STRUCTURE INTERACTION PROBLEM**

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА И ТЕОРИСКА АНАЛИЗА НА ФУНКЦИЈАТА НА
НАПРЕГАЊАТА ВО ПРОБЛЕМОТ НА ИНТЕРАКЦИЈА ПОЧВА -
КОНСТРУКЦИЈА**

- **GRANITPROJEKT - GRANIT DOOEL - Skopje**
ЕЕ МАВРОВОПРОЕКТ, МАВРОВО Construction Company - Skopje
ГРАНИТПРОЕКТ - ГРАНИТ ДООЕЛ - Скопје
ЕЕ МАВРОВОПРОЕКТ, АДГ МАВРОВО - Скопје

special MASE award

посебно признание на ДГКМ

**COMPLEX DESIGN OF E-65 MOTORWAY AND MOTORWAY STRUCTURES
BETWEEN SKOPJE AND TETOVO**

**КОМПЛЕКСНО ПРОЕКТИРАЊЕ НА АВТОПАТОТ
и ОБЈЕКТИТЕ НА АВТОПАТОТ Е-65 МЕЃУ СКОПЈЕ и ТЕТОВО**

1998

- **Veronika Sendova**
Вероника Шендова
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**SEISMIC STRENGTHENING AND REPAIR OF BYZANTINE CHURCHES
(9th to 14th Century) IN THE REPUBLIC OF MACEDONIA**

**СЕИЗМИЧКО ЗАЈАКНУВАЊЕ И САНАЦИЈА НА ВИЗАНТИСКИ ЦРКВИ
(IX до XIV век) ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА**

1999

- **Vlado Micov**
Владо Мишов

Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**DEVELOPMENT OF SYSTEMS FOR VIBRATION CONTROL
AND MITIGATION OF SEISMIC RISK PERTAINING TO BRIDGE STRUCTURES**

**РАЗВОЈ НА СИСТЕМИ ЗА КОНТРОЛА НА ВИБРАЦИИ И СМАЛУВАЊЕ НА
СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ**

- **Elena Dumova-Jovanovska**
Елена Думова-Јовановска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

special MASE award for the scientific research project:

посебно признание на ДГКМ за научно-истражувачкиот труд:

**FRAGILITY CURVES FOR REINFORCED CONCRETE FRAME-WALL
STRUCTURES**

**КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ ЗА АРМИРАНОБЕТОНСКИ
КОНСТРУКЦИИ ВО ВИСОКОГРАДБАТА**

2000

- **Liljana Denkovska**
Лилјана Денковска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**INFLUENCE OF LARGE DISPLACEMENTS ON THE RESPONSE
OF THE REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES**

**ВЛИЈАНИЕ НА ГОЛЕМИТЕ ПОМЕСТУВАЊА НА ОДГОВОРОТ
НА СКЕЛЕТНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ**

2001

- **Zoran Rakicevic**
Зоран Ракиќевиќ
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**SEISMIC BEHAVIOUR OF BUILDINGS WITH PASSIVE SYSTEMS FOR
INCREASING OF STIFFNESS AND DAMPING**

**СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ЗГРАДИ СО ПАСИВНИ СИСТЕМИ ЗА
ЗГОЛЕМУВАЊЕ НА КРУТОСТА И ПРИГУШУВАЊЕТО**

- **Petar Cvetanovski**
Петар Цветановски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

LIMIT STATE-CRITICAL TEMPERATURE MODEL IN FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF STEEL STRUCTURES

МОДЕЛ НА ГРАНИЧНА СОСТОЈБА-КРИТИЧНА ТЕМПЕРАТУРА ВО АНАЛИЗАТА НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ЧЕЛИЧНИТЕ КОНСТРУКЦИИ

- **Trifun Paskalov, Vukan Njagulj, Georgi Selev, Vera Pilipovic and Vladimir Corbeski**
Трифун Паскалов, Вукан Њагуљ, Ѓеорѓи Шелев, Вера Пилиповиќ и Владимир Чорбески
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

special mase award for the structural design project of:

посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

- **Predrag Gavrilovic, Golubka N. Cvetanovska, Kosta Talaganov, Nikola Mijic, Roberta Petrusevska, Blagojce Stojanovski, Elena Gjorgjievska**
Предраг Гавриловиќ, Голубка Н. Цветановска, Коста Талаганов, Никола Мијик, Роберта Петрушевска, Благојче Стојановски, Елена Ѓорѓиевска

for the structural design project of:

за главниот проект на конструкцијата на објектот:

THE STRUCTURE OF THE CHURCH "ST. PANTELEYMON" - PLAOSHNIK – OHRID

КОНСТРУКЦИЈА НА ЦРКВАТА "СВ. ПАНТЕЛЕЈМОН" - ПЛАОШНИК - ОХРИД

2002

- **Lidija S. Krstevska**
Лидија С. Крстевска
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT AND APPLICATION OF NON-LINEAR MICRO-MODELS FOR EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOUR OF RC FRAMES INFILLED WITH PLAIN AND REINFORCED MASONRY

РАЗВОЈ И ПРИМЕНА НА НЕЛИНЕАРНИ МИКРОМОДЕЛИ ЗА ЕВАЛУАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИТЕ РАМКОВНИ КОНСТРУКЦИИ СО ИСПОЛНА ОД НЕАРМИРАНА И АРМИРАНА СИДАРИЈА

- **Violeta Mircevska**
Виолета Мирчевска
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

3D NONLINEAR MODEL FOR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF ROCK-FILL DAMS

3Д НЕЛИНЕАРЕН МОДЕЛ ЗА СТАТИЧКА И ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА НАСИПНИ БРАНИ

- **Meri Cvetkovska**
Мери Цветковска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

NONLINEAR STRESS STRAIN BEHAVIOUR OF RC ELEMENTS AND RC FRAMES EXPOSED TO FIRE

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ И ЛИНИСКИ НОСАЧИ ВО УСЛОВИ НА ПОЖАР

- **Petar Karagorgev**
Петар Караѓорѓев

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

2003

- **Stanislav Milovanovic, Sande Atanasovski, Grozde Aleksovski, Sergej Curilov**
Станислав Миловановиќ, Санде Атанасовски, Грозде Алексовски, Сергеј Чурилов
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:

за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF THE HOTEL "EPINAL" IN BITOLA

КОНСТРУКЦИЈА И АДАПТАЦИЈА НА ХОТЕЛОТ "ЕПИНАЛ" ВО БИТОЛА

- **Mihail Garevski, Veronika Sendova, Blagojce Stojanoski**
Михаил Гаревски, Вероника Шендова, Благојче Стојаноски
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the structural design project of:

за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION OF THE STRUCTURE OF "St. BOGORODICA" ORTHODOX CHURCH IN SKOPJE

РЕКОНСТРУКЦИЈА НА КОНСТРУКЦИЈА НА ПРАВОСЛАВНИОТ СОБОРЕН ХРАМ "СВ. БОГОРОДИЦА" ВО СКОПЈЕ

- **Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski, Gareth Evans, Sasa Zivadinovic**
Сребро Томов, Љупчо Димитриевски, Гарет Еванс, Саша Живадиновиќ
GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the structural design project of:

посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL DESIGN WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KARIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ E75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Miodrag Manic**
Миодраг Маниќ
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

EMPIRICAL SCALING MODELS OF FOURIER SPECTRA BASED ON STRONG MOTION DATA OBTAINED IN FORMER YUGOSLAVIA

МОДЕЛИ ЗА ЕМПИРИСКО СКАЛИРАЊЕ НА ФУРИЕВИ СПЕКТРИ ВРЗ БАЗА НА СИЛНИТЕ ДВИЖЕЊА ДОБИЕНИ ВО ПРАНЕШНА ЈУГОСЛАВИЈА

- **Goran Markovski**
Горан Марковски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LIVE LOADS ON THE TIME- DEPENDENT PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS BEHAVIOUR

ВЛИЈАНИЕ НА ПРОМЕНЛИВИТЕ ТОВАРИ НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ПРЕДНАПРЕГНАТИ АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **Roberta Petrusavska-Apostolska**
Роберта Петрушевска-Апостолска
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

APPLICATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE IN DESIGN OF SEISMICALLY RESISTANT STRUCTURES

ПРИМЕНА НА УЛТРАЈАКИ БЕТОНИ ВО ПРОЕКТИРАЊЕТО НА СЕИЗМИЧКИ ОТПОРНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Goran Trendafiloski**
Горан Трендафилоски
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

GIS-ORIENTED METHOD FOR ELABORATION OF PROBABILISTIC EARTHQUAKE SCENARIOS

ГИС-ОРИЕНТИРАН МЕТОД ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ВЕРОЈАТНОСНИ ЗЕМЈОТРЕСНИ СЦЕНАРИЈА

2004

- **Slavejko Georgiev, Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski**
Славејко Георгиев, Сребро Томов, Љупчо Димитриевски
CC Pelagonija – Skopje, GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
АДГ Пелагонија – Скопје, ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the construction of:

посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL CONSTRUCTION WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KARIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ИЗВЕДБА НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ E75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Biserka Dimiskovska**
Бисерка Димишковска
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

CONTRIBUTION TO TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL RISK ASSESMENT BY MODELING THE COSEQUENCES UPON THE ENVIRONMENT

ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ТЕХНИЧКО ТЕХНОЛОШКИ РИЗИЦИ СО МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОСЛЕДИЦИТЕ НА ЖИВОТНАТА СРЕДИНА

2005

- **Dragi M. Dojcinovski**
Драги М. Дојчиновски
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**ANALYSIS OF GLOBAL DAMAGE AND FUNCTIONING OF HIGHWAY SYSTEMS
IN EARTHQUAKE CONDITIONS**

**ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ГЛОБАЛНИТЕ ОШТЕТУВАЊА И
ФУНКЦИОНАЛНОСТА НА ПАТНИ СИСТЕМИ ВО УСЛОВИ НА ЗЕМЈОТРЕС**

2006

- **Todorka Samardzioska**
Тодорка Самарџиоска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**BE DRM-MD FOR MODELING FRACTURED POROUS MEDIA: SINGLE AND
TWO-PHASE FLOW AND TRANSPORT**

**МЕТОДАТА НА ГРАНИЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДЕЛИРАЊЕ НА ИСПУКАНИ
ПОРОЗНИ СРЕДИНИ: ЕДНО И ДВОФАЗЕН ТЕК И ТРАНСПОРТ**

- **Ilios Vilos**
Илиос Вилос
Technical faculty, University "Sts. Kliment Ohridski", Bitola
Технички факултет, Универзитет „Св. Климент Охридски“, Битола

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

**CONTRIBUTION TOWARDS RESEARCH OF THE LIMIT STATE OF END PLATE
CONNECTIONS WITH HIGH STRENGTH BOLTS OF STEEL STRUCTURES**

**ПРИЛОГ КОН ИСТРАЖУВАЊЕТО НА ГРАНИЧНАТА НОСИВОСТ НА ВРСКА
СО ЧЕЛНА ПЛОЧА И ВИСОКОВРЕДНИ ЗАВРТКИ ОД ЧЕЛИЧНИ
КОНСТРУКЦИИ**

- **Ljubomir Taskov, Lidija Krstevska,
Mihail Garevski, Vladimir Gocevski***
**Љубомир Ташков, Лидија Крстевска,
Михаил Гаревски, Владимир Гоцевски***
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје
* Hidro Quebec, Canada
* Хидро Квебек, Канада

for the experimental research project:
за експериментално-истражувачкиот труд:

**EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF SEISMIC STABILITY ON MASONRY
WALLS AT BEAUHARNOIS POWERHOUSE**

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКАТА СТАБИЛНОСТ НА
СИДОВИ ОД ТУЛА ОД МАШИНСКАТА ЗГРАДА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА
BEAUHARNOIS**

- **Yavuz EKINCI**
Јавуз Екинчи
CESAS, Skopje
ЦЕСАС, Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

**REPAIR AND STRENGTHENING OF THE BRIDGES
IN REPUBLIC OF MACEDONIA**

**ПОПРАВКА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИТЕ
ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА**

- **Sande Atanasovski, Zoran Desovski, Goran Markovski,
Todorka Samardzioska, Viktor Mihajlov,
Koce Todorov, Oliver Kolevski**
**Санде Атанасовски, Зоран Десовски, Горан Марковски,
Тодорка Самарџиоска, Виктор Михајлов,
Коце Тодоров, Оливер Колевски**

Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

**DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE
MOTORWAY SECTION KATLANOVO-VELES**

**ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ НА ПАТНИОТ
ПРАВЕЦ КАТЛАНОВО-ВЕЛЕС**

2007

- **Grozde Aleksovski**
Грозде Алексовски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

HOMOGENIZATION METHOD IN STRUCTURAL ANALYSIS

МЕТОДОТ НА ХОМОГЕНИЗАЦИЈА ВО АНАЛИЗАТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ

- **Sande Atanasovski**
Санде Атанасовски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

**DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE
REPUBLIC OF MACEDONIA – PHASE LOT2**

**ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ ВО
РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА – ФАЗА LOT2**

- **Mihail Garevski, Blagojce Stojanoski, Igor Gjorgjiev**
Михаил Гаревски, Благојче Стојаноски, Игор Ѓорѓиев
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

CONSTRUCTION OF THE OLD SKOPJE CENTRE THEATRE

ИЗГРАДБА НА СТАРИОТ СКОПСКИ ТЕАТАР СКОПЈЕ

- **Gjore Jovanoski, Ilija Markov, Tome Vasilevski**
Ѓоре Јованоски, Илија Марков, Томе Василевски
СС Beton – Skopje
АДГ Бетон – Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER TOWER AT OF H.S. “LISICHE”

ИЗГРАДБА НА ВОДОЗАФАТНА КУЛА НА Х.С. „ЛИСИЧЕ“

2008

- **Federico Mazzolani, Kril Gramatikov, Raffaele Landolfo, Gianfranco De Matteis, Ljupco Tashkov, Lidija Krstevska, Ljupco Lazarov, Gjorgi Kokalanov, Elena Dumova-Jovanoska**
Федерико Мацолани, Кирил Граматиков, Рафаеле Ландолфо, Џанфранко Де Матеис, Љупчо Ташков, Лидија Крстевска, Љупчо Лазаров, Ѓорги Кокаланов, Елена Думова-Јованоска

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

PROHREPAIR NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THREE STRENGTHENING TECHNIQUES APPLIED ON THREE LARGE SCALE MODELS IN THE FRAME OF PROHITECH PROJECT

НУМЕРИЧКА И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА АНАЛИЗА НА ТРИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ТРИ МОДЕЛА ВО РАМКИТЕ НА ПРОЕКТОТ

- **CESAS, Skopje**
ЦЕСАС, Скопје

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

REPAIR AND STRENGTHENING OF BRIDGES AND CARRIAGEWAY STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

САНАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИ И КОЛОВОЗНИ СТРУКТУРИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Kosta Antovski, Sasho Bardakovski, Goce Dimeski, Kosta Kochkov**
Коста Антовски, Сашо Бардаковски, Гоце Димески, Коста Кочков
ФАКОМ, Skopje
ФАКОМ, Скопје

special MASE award for the construction of:

посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:

CONSTRUCTION OF THE STRUCTURE OF THE STEEL ROAD BRIDGE OVER THE SAVA RIVER AT SREMSKA RACHA

ИЗВЕДБА НА НОСИВАТА КОНСТРУКЦИЈА НА ЧЕЛИЧНИОТ ПАТЕН МОСТ ПРЕКУ РЕКА САВА КАЈ СРЕМСКА РАЧА

2010

- **Toni Arangelovski**
Тони Аранѓеловски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF REINFORCED HIGH-STRENGTH CONCRETE ELEMENTS UNDER ACTION OF VARIABLE LOADS

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ОД ВИСОКОЈАКОСЕН БЕТОН ПОД ДЕЈСТВО НА ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **“ZIKOL”-STRUMICA**
ДГТ „ЖИКОЛ“-СТРУМИЦА

for the construction of:

за изведбата на конструкцијата на објектот:

SQUARE WITH UNDERGROUND STREETS GOCE DELCEV-STRUMICA
ПЛОШТАД СО ПОДЗЕМНИ СООБРАЌАЈНИЦИ ГОЦЕ ДЕЛЧЕВ-СТРУМИЦА

2011

- **Igor Gjorgjiev**
Игор Ѓорѓиев
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

ANALYTICAL MODEL FOR RUBBER BEARINGS BASED ON EXPERIMENTAL RESULTS
АНАЛИТИЧКИ МОДЕЛ ЗА ГУМЕНИ ЛЕЖИШТА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ РЕЗУЛТАТИ

2012

- **Sergej Churilov**
Сергеј Чурилов
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF STRENGTHENED MASONARY
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЗАЈАКНАТА СИДАРИЈА

2013

- **Kemal Edip**
Кемал Едип
Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT OF THREE PHASE MODEL WITH FINITE AND INFINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA
РАЗВИВАЊЕ НА ТРОФАЗЕН МОДЕЛ ОД КОНЕЧНИ И БЕСКОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВАТА

- **Zoran Milutinovic, Mihail Garevski, Radmila Salic**
Зоран Милутиновиќ, Михаил Гаревски, Радмила Шалиќ
 Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
 Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

ABUDHABI EMIRATE, UAE, SYSTEM FOR SEISMIC RISK MONITORING AND MANAGEMENT

СИСТЕМ ЗА СЛЕДЕЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК И СПРАВУВАЊЕ СО НЕГОВИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ВО ЕМИРАТОТ АБУ ДАБИ, ОАЕ

- **ELEM AD, Skopje**
ЕЛЕМ А.Д., Скопје

Special award for capital investment in the field of structural engineering, for the construction of:

Посебно признание за капитална инвестиција во областа на градежното конструкторство, за изградба на:

ДАМ “СТ. ПЕТКА”

БРАНА „Св. ПЕТКА”

- **Kosta Kochkov, Aleksandar Spirovski, Sasho Bardakoski, Violeta Gacheva**
Коста Кочков, Александар Спировски, Сашо Бардакоски, Виолета Гачева
 joint team from BETON A.D. Skopje and FAKOM A.D. Skopje
 заеднички тим од БЕТОН А.Д. Скопје и ФАКОМ А.Д. Скопје

for the construction of:

за изведба на:

NATIONAL SPORTS ARENA FILIP II IN SKOPJE

НАЦИОНАЛНА СПОРТСКА АРЕНА ФИЛИП II ВО СКОПЈЕ

2014

- **Aleksandra Bogdanovic**
Александра Богдановиќ
 Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
 Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:

за научно-истражувачкиот труд:

OPTIMAL DAMPER PLACEMENT IN STEEL FRAME STRUCTURES

ОПТИМАЛНА МЕСТОПОЛОЖБА НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТИСКИ АЛГОРИТАМ

- **Marijana Lazarevska**
Маријана Лазаревска
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

MODELING THE MENAGEMENT OF CIVIL ENGINEERING PROJECTS THROUGH THE APPLICATION OF FUZZY-NEURAL NETWORKS
МОДЕЛИРАЊЕ НА УПРАВУВАЊЕТО СО ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ-НЕВРОНСКИ МРЕЖИ

- **Darko Nakov**
Дарко Наков
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF SFRC ELEMENTS UNDER SUSTAINED AND REPEATED VARIABLE LOADS
ОДНЕСУВАЊЕ НА МИКРОАРМИРАНИ БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ПОД ДЕЈСТВО НА ПОСТОЈАНИ И ПОВТОРУВАНИ ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ

- **Zlatko Zafirovski**
Златко Зафировски
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

PROBABILISTIC APPROACH FOR DEFINING ROCK MASS PROPERTIES IN STRESS – STRAIN ANALYSIS IN TUNNELING
ПРОБАБИЛИСТИЧКИ ПРИСТАП ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТИ МАСИ ПРИ СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА ТУНЕЛИ

- **Koce Todorov**
Коце Тодоров
Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES WITH OPEN FIRST STOREY
СЕИЗМИЧКИ ПЕРФОРМАНСИ НА ИСПОЛНЕТИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМКИ СО ОТВОРЕН ПРВ КАТ

- **Jasminka Milanovska, Dobre Tasevski**
Јасминка Милановска, Добре Тасевски
SINTEK DOO, Skopje
СИНТЕК ДОО, Скопје

for the construction of:

за изведба на:

**REHABILITATION OF THE BRIDGE MELNICKI ON THE STATE ROAD R 1202,
SECTION MAVROVO-DEBAR**

**САНАЦИЈА НА МЕЛНИЧКИ МОСТ НА ДРЖАВЕН ПАТ Р 1202, СЕКЦИЈА
МАВРОВО – ДЕБАР**

- **Goran Trajanovski, Aleksandar Spirovski, Igor Velkovski**
Горан Трајановски, Александар Спировски, Игор Велковски
DIWI Macedonia DOOEL, Skopje
ДИВИ Македонија ДООЕЛ, Скопје

for the structural design project of:

за проектирање на конструкцијата за објектите:

BRIDGES ON THE SEWA, WAANJE AND MOA RIVERS IN SIERRA LEONE

МОСТОВИ НА РЕКИТЕ СЕВА, ВАНЦИ И МОА ВО СИЕРА ЛЕОНЕ

BOOK OF ABSTRACTS
17th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE

C O N T E N T S

MA MASE AWARDS

<u>MA-1</u>	BOJADJIEVA Julijana DYNAMIC BEHAVIOR OF SATURATED COHESIONLESS SOILS BASED ON ELEMENT AND 1-G EXPERIMENTS БОЈАЦИЈЕВА Јулијана АНАЛИЗА НА ДИНАМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ВОДОЗАСИТЕНИ НЕКОХЕРЕНТНИ ПОЧВИ ВРЗ ОСНОВА НА ЕЛЕМЕНТ И 1-Г ЕКСПЕРИМЕНТИ	1
<u>MA-2</u>	MITOVSKI Stevcho STRUCTURAL JOINTS MODELLING AT DAM ST. PETKA МИТОВСКИ Стевчо МОДЕЛИРАЊЕ НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ФУГИ КАЈ БРАНА СВ. ПЕТКА	11
<u>MA-3</u>	POPOVSKI Denis EXPERIMENTAL AND THEROETICAL RESEARCH OF THE EFFECTS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES FOR CONTINUOUS BEAMS ПОПОВСКИ Денис ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И ТЕОРИСКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД СПРЕГАЊЕТО НА ЧЕЛИКОТ И БЕТОНОТ КАЈ КОНТИНУИРАНИ НОСАЧИ ОД МЕЃУКАТНИ КОНСТРУКЦИИ	21
<u>MA-4</u>	SALIC Radmila ADVANCED APPROACH TO SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR REPUBLIC OF MACEDONIA ШАЛИЌ Радмила СОВРЕМЕН ПРИСТАП ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА	33
<u>MA-5</u>	STOJMANOVSKA Marta EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF DYNAMIC RESPONSE OF TIMBER STRUCTURES ASSEMBLED OF CROSS- LAMINATED TIMBER PANELS СТОЈМАНОВСКА Марта ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ ОДГОВОР НА ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СОСТАВЕНИ ОД ВКРСТЕНО ЛАМЕЛИРАНИ ДРВЕНИ ПАНЕЛИ	47

<u>MA-6</u>	<p>VITANOVA Marija SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF TYPICAL MULTI SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGES IN REPUBLIC OF MACEDONIA ВИТАНОВА Марија ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ТИПИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО ПОВЕЌЕ РЕСПОНИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА</p>	56
<u>MA-7</u>	<p>POPOVSKI Denis, PARTIKOV Mile, DAMJANOVSKI Vladimir, CVETANOVSKI Petar BASIC PROJECTS FOR THE INDUSTRIAL CAPACITY COMPLEX OF TECHNICAL TEXTILE IN DTIZ STIP ПОПОВСКИ Денис, ПАРТИКОВ Миле, ДАМЈАНОВСКИ Владимир, ЦВЕТАНОВСКИ Петар ОСНОВНИ ПРОЕКТИ ЗА ОБЈЕКТИ НА КОМПЛЕКСОТ НА ИНДУСТРИСКИТЕ КАПАЦИТЕТИ НА ТЕХНИКАЛ ТЕКСТИЛ ВО ТИРЗ ШТИП</p>	70
<u>MA-8</u>	<p>STOJCHEVSKI Nikola, MALINSKI Mirko, SERAFIMOVSKI Andrea, MITEVSKI Viktor CONSTRUCTION OF “STATE ARCHIVE OF R. MACEDONIA, CONSTITUTIONAL COURT OF R. MACEDONIA AND ARCHAEOLOGICAL MUSEUM” СТОЈЧЕВСКИ Никола, МАЛИНСКИ Мирко, СЕРАФИМОВСКИ Андреа, МИТЕВСКИ Виктор ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТ “ДРЖАВЕН АРХИВ НА Р.МАКЕДОНИЈА , УСТАВЕН СУД НА Р.МАКЕДОНИЈА И АРХЕОЛОШКИ МУЗЕЈ“ – СКОПЈЕ</p>	78
<u>MA-9</u>	<p>CEREPNALKOVSKA Sonja KEY RISK INDICATORS AND KEY PERFORMANCE INDICATORS FOR REDUCING RISK IN TESTING COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE ЧЕРЕПНАЛКОВСКА Соња КЛУЧНИ ИНДИКАТОРИ ЗА РИЗИК И ЗА ПЕРФОРМАНСИ ЗА НАМАЛУВАЊЕ НА РИЗИКОТ ПРИ ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТ НА ПРИТИСОК НА БЕТОНОТ</p>	86
<u>MA-10</u>	<p>JEKIC Goran DAMAGE DETECTION OF BUILDING STRUCTURES THROUGH EXPERIMENTAL IDENTIFICATION OF ONE MODAL EIGENPAIR ЈЕКИЌ Горан ДЕТЕКТИРАЊЕ НА ОШТЕТУВАЊА НА КОНСТРУКЦИИ ОД ВИСОКОГРАДБАТА ПРЕКУ ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ИДЕНТИФИКАЦИЈА НА ЕДЕН СЕТ МОДАЛНИ ПАРАМЕТРИ</p>	98
<u>MA-11</u>	<p>MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila HARMONISED REGIONAL SEISMIC HAZARD MAPS МИЛУТИНОВИЌ Зоран, ШАЛИЌ Радмила РЕГИОНАЛНИ ХАРМОНИЗИРАНИ КАРТИ НА СЕИЗМИЧКИ ХАЗАРД</p>	112

<u>MA-12</u>	<p>KOCOVSKI Emil, POPOVSKA Elena, KOLEV Ljupce, POPOVSKI Denis MANUFACTURING PLANT FOR MODULAR HOUSING</p> <p>КОЧОВСКИ ЕМИЛ, ПОПОВСКА Елена, КОЛЕВ Љупче, ПОПОВСКИ Денис ПОГОН ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДУЛАРНО ДОМУВАЊЕ</p>	126
<u>MA-13</u>	<p>TROMBEV Tome, CHAUSHEVSKI Ljubisha, SAMARDZIOSKI Zlatko, JOVANOVSКИ Toni CONSTRUCTION AND INSTALLATION WITH THE LAUNCH OF A STEEL STRUCTURE ON THREE COMPOSITE BRIDGES WITHIN THE HYDRO TECHNICAL PROJECT DEVOL HYDRO POWER, REPUBLIC OF ALBANIA</p> <p>ТРОМБЕВ Томе, ЧАУШЕВСКИ Љубиша, САМАРЦИОСКИ Златко, ЈОВАНОВСКИ Тони ИЗРАБОТКА И МОНТАЖА СО ЛАНСИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНАТА КОНСТРУКЦИЈА НА ТРИ СПРЕГНАТИ МОСТОВИ ВО РАМКИТЕ НА ХИДРОТЕХНИЧКИОТ ПРОЕКТ DEVOL HYDRO POWER, РЕПУБЛИКА АЛБАНИЈА</p>	140
<u>IP*</u>	<i>INVITED PAPERS</i>	
<u>IP-1</u>	<p>BORRI Claudio CURRENT & FUTURE CHALLENGES IN STRUCTURAL DESIGN OF OFFSHORE WIND ENERGY STRUCTURES</p> <p>БОРИ Клаудио АКТУЕЛНИ И ИДНИ ПРЕДИЗВИЦИ ВО ПРОЕКТИРАЊЕТО НА НАДВОДНИ ВЕТЕРНИ ТУРБИНИ</p>	151
<u>IP-2</u>	<p>DUMOVA-JOVANOSKA Elena SEISMIC RISK MANAGEMENT – MACEDONIAN EXPERIENCE</p> <p>ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена УПРАВУВАЊЕ СО СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК – МАКЕДОНСКО ИСКУСТВО</p>	164
<u>IP-3</u>	<p>FABER HAVBRO MICHAEL ON A MULTI-HAZARD FRAMEWORK FOR ASSESSING RISK, ROBUSTNESS AND RESILIENCE OF STRUCTURES AND INFRASTRUCTURE SYSTEMS</p> <p>ХАВБРО ФАБЕР Мајкл МУЛТИХАЗАРДНАТА РАМКА ЗА ПРОЦЕНКА НА РИЗИКОТ, РОБУСТНОСТА И ОТПОРНОСТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ И ИНФРАСТРУКТУРНИТЕ СИСТЕМИ</p>	176

* in alphabetic order of the first author's surname / по азбучен ред на презимето на првиот автор

<u>IP-4</u>	<p>GAREVSKI Mihail DAMAGES DUE TO EARTHQUAKE SEQUENCES IN CENTRAL ITALY ГАРЕВСКИ Михаил ШТЕТИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЗЕМЈОТРЕСОТ ВО ЦЕНТРАЛНА ИТАЛИЈА ВО 2016</p>	189
<u>IP-5</u>	<p>KNEZEVIC Milos DISASTERS AND CIVILIZATION ARE INSEPARABLE КНЕЖЕВИЌ Милош КАТАСТРОФИТЕ И ЦИВИЛИЗАЦИЈАТА СЕ НЕРАЗДЕЛНИ</p>	206
<u>IP-6</u>	<p>LADJINOVIC Djordje, RADUJKOVIC Aleksandra, RASETA Andrija ESTIMATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES ЛАЃИНОВИЌ Ѓорѓе, РАДУЈКОВИЌ Александра, РАШЕТА Андрија ПРОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКИТЕ ПЕРФОРМАНСИ КАЈ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ</p>	212
<u>IP-7</u>	<p>MALESEV Mirjana, RADONJANIN Vlastimir, CVETKOVSKA Meri VULNERABILITY AND REPAIR POSSIBILITIES OF FIRE DAMAGED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES МАЛЕШЕВ Мирјана, РАДОЊАНИН Властимир, ЦВЕТКОВСКА Мери ПОВРЕДЛИВОСТ И МОЖНОСТИ ЗА САНАЦИЈА НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ОШТЕТЕНИ ВО ПОЖАР</p>	228
<u>IP-8</u>	<p>MARKOVIC Zlatko WIND ACTIONS ON STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE – SPECIFICITY COMPARED TO THE PREVIOUS REGULATIONS МАРКОВИЌ Златко ДЕЈСТВА НА ВЕТЕР НА КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД – СПОРЕДБА СО ПРЕТХОДНИТЕ СТАНДАРДИ</p>	246
<u>IP-9</u>	<p>NASTEV Miroslav A WEB-BASED APPLICATION FOR INTERACTIVE SEISMIC AND FLOOD RISK ASSESSMENT НАСТЕВ Мирослав ИНТЕРАКТИВНА ИНТЕРНЕТ АПЛИКАЦИЈА ЗА ОЦЕНКА НА НЕГАТИВНИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ОД ЗЕМЈОТРЕСИ И ПОПЛАВИ</p>	260
<u>IP-10</u>	<p>XU Qiang, CVETKOVSKA Meri FLAMMABILITY TESTS FOR DIFFERENT KIND OF BUILDING INSULATION MATERIALS ХУ Кианг, ЦВЕТКОВСКА Мери ТЕСТОВИ НА ЗАПАЛИВОСТ НА РАЗЛИЧНИ ВИДОВИ XPS ИЗОЛАЦИЈА</p>	268

RA * *RISK ASSESSMENT*

- RA-1 ADEMOVIC Naida, HADZIMA-NYARKO Marijana, KALMAN SIPOS Tanja 274
MULTI-HAZARD EFFECT ON STRUCTURES
АДЕМОВИЌ Наида, ХАЏИМА-НИЈАРКО Маријана,
КАЛМАН ШИПОШ Тања
**ЕДЕКТИ НА КОНСТРУКЦИИ СО СИМУЛТАНО ДЕЈСТВО НА
РАЗЛИЧНИ ХАЗАРДИ**
- RA-2 CRAWFORD C. Kenneth, KRSTESKI Stojan 284
**THE ROLE OF FRP STRTURUCAL SYSTEMS FOR STABILITY IN
RC BRIDGES DURING NATURAL DISASTERS**
КРОФОРД Кенет, КРСТЕСКИ Стојан
**УЛОГАТА НА FRP СИСТЕМИТЕ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ КАЈ АБ
МОСТОВИ ЗА ВРЕМЕ НА ПРИРОДНИ КАТАСТРОФИ**
- RA-3 DOJCINOVSKI Dragi, STOJMANOVSKA Marta 294
**SEISMIC MONITORING OF DAMS IN RM-EXPERIENCE AND
RESULTS**
ДОЈЧИНОВСКИ Драги, СТОЈМАНОВСКА Марта
**СЕИЗМИЧКИ МОНИТОРИНГ НА БРАНИ ВО РМ – ИСКУСТВА И
РЕЗУЛТАТИ**
- RA-4 DUMOVA-JOVANOSKA Elena, ALEKSOVSKI Grozde, DENKOVSKA 302
Liljana, CHURILOV Sergey, MILKOVA Kristina, BOGOEVSKA Simona,
MICEVSKI Stefan
**SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING MASONRY BUILDINGS
IN MACEDONIA, PROJECT SEISMOZID**
ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена, АЛЕКСОВСКИ Грозде, ДЕНКОВСКА
Лилјана, ЧУРИЛОВ Сергеј, МИЛКОВА Кристина, БОГОЕВСКА Симона,
МИЦЕВСКИ Стефан
**СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ПОСТОЕЧКИ СИДАНИ
ЗГРАДИ ВО МАКЕДОНИЈА, ПРОЕКТ СЕИЗМОЗИД**
- RA-5 GOCEVSKI Vladimir 310
**THE CONSEQUENCES OF AIRCRAFT CRASH UPON NUCLEAR
POWER PLANT**
ГОЦЕВСКИ Владимир
ПОСЛЕДИЦИ ОД УДАР НА АВИОН ВРЗ НУКЛЕАРНА ЦЕНТРАЛА
- RA-6 MARKOVSKI Goran 324
HUMAN AS A HAZARD FACTOR
МАРКОВСКИ Горан
ЧОВЕКОТ КАКО ХАЗАРД ФАКТОР

RA-7

MIRCEVSKA Violeta, ABO-EL-EZZ Ahmad, GJORGJESKA Irena,
SMIRNOFF Alex, NASTEV Miroslav
**PRELIMINARY SEISMIC RISK ASSESSMENT FOR THE CITY OF
SKOPJE R.M.**

332

МИРЧЕВСКА Виолета, АБО-ЕЛ-ЕЗЗ Ахмад, ЃОРЃЕСКА Ирена,
СМИРНОФ Алекс, НАСТЕВ Мирослав
**ПРЕЛИМИНАРНА ПРОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК ЗА
ГРАД СКОПЈЕ**

RA-8

MUCENSKI Vladimir, KECMAN Nikola, PESKO Igor, BIBIC Dragana,
VUJKOV Aleksandra, VELKOVSKI Trajce
**RISK ASSESSMENT OF HEALTH AND SAFETY AT WORK FOR
FACILITIES DEMOLITION**

340

МУЧЕНСКИ Владимир, КЕЦМАН Никола, ПЕШКО Игор, БИБИЧ
Драгана, ВУЈКОВ Александра, ВЕКОВСКИ Трајче
**ПРОЦЕНКА НА РИЗИК ЗА БЕЗБЕДНОСТ И ЗДРАВЈЕ ПРИ
РАБОТА ПРИ РУШЕЊЕ НА КАПАЦИТЕТИ**

SE*

SEISMIC ENGINEERING

SE-1

APOSTOLSKA Roberta, NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka,
SENDOVA Veronika, SIGMUND Vladimir GULJAS Ivica,
VAREVAC Damir
**SHAKING TABLE TESTS OF THREE-STOREY RC BUILDING WITH
HOLLOW AND SOLID MASONRY INFILL**

349

АПОСТОЛСКА Роберта, НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка,
ШЕНДОВА Вероника, СИГМУНД Владимир, ГУЉАШ Ивица,
ВАРЕВАЦ Дамир
**ТЕСТОВИ НА ВИРБО ПЛАТФОРМА НА ТРИКАТНА АБ ЗГРАДА
СО ИСПОЛНА ОД ШУПЛИВА И ПОЛНА ТУЛА**

SE-2

BOGDANOVIC Aleksandra, RAKICEVIC Zoran, JURUKOVSKI Dimitar,
BOGDANOVIC Bojan, ZLATESKA Elena
**ASSEMENT OF THE CAPACITY OF AN EXISTING STRUCTURE
AS A RESULT OF STRUCTURAL CHANGES DURING
EXPLOATATION PERIOD**

359

БОГДАНОВИЌ Александра, РАКИЌЕВИЧ Зоран,
ЈУРУКОВСКИ Димитар, БОГДАНОВИЌ Бојан, ЗЛАТЕСКА Елена
**ОЦЕНКА НА КАПАЦИТЕТОТ НА ПОСТОЈНА КОНСТРУЦИЈА
КАКО РЕЗУЛТАТ НА КОНСТРУКТИВНИ ПРОМЕНИ ВО ТЕК НА
ЕКСПЛОАТАЦИОНИОТ ПЕРИОД**

* in alphabetic order of the first author's surname / по азбучен ред на презимето на првиот автор

<u>SE-3</u>	BOJADJIEVA Julijana, SHESHOV Vlatko, EDIP Kemal, KITANOVSKI Toni, CHANEVA Jordanka ASSESSMENT OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL – EXPERIENCE IN MACEDONIA БОЈАЦИЕВА Јулијана, ШЕШОВ Влатко, ЕДИП Кемал, КИТАНОВСКИ Тони, ЧАНЕВА Јорданка ОЦЕНА НА ПОТЕНЦИЈАЛОТ НА ЛИКВИФАКЦИЈА – ИСКУСТВА ВО Р. МАКЕДОНИЈА	368
<u>SE-4</u>	DAMCHEVSKI Bojan, CHURILOV Sergey, DUMOVA-JOVANOSKA Elena MECHANICAL BEHAVIOUR OF MASONRY REINFORCED WITH READY-MIX REPOINTING MORTAR ДАМЧЕВСКИ Бојан, ЧУРИЛОВ Сергеј, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена МЕХАНИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА СИДАРИЈА ЗАЈАКНАТА СО ГОТОВ МАЛТЕР ЗА ПРЕФУГИРАЊЕ	375
<u>SE-5</u>	DIVAC Ljubo, RADOVANOVIC Slobodan, MIRKOVIC Nikola THEORETICAL BASIS OF THE SUBSTRUCTURE METHOD FOR THE DYNAMIC EARTHQUAKE ANALYSIS OF ARCH DAMS ДИВАЦ Љубо, РАДОВАНОВИЌ Слободан, МИРКОВИЌ Никола ТЕОРЕТСКИ ОСНОВИ НА МЕТОДОТ ПОТКОНСТРУКЦИЈА ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ЛАЧНИ БРАНИ ПРИ ЗЕМЈОТРЕС	387
<u>SE-6</u>	DIVAC Ljubo, RADOVANOVIC Slobodan, MITKOVIC Predrag ANALYSIS OF HYDRODYNAMIC PRESSURES ON ARCH DAMS USING THE SUBSTRUCTURE METHOD ДИВАЦ Љубо, РАДОВАНОВИЌ Слободан, МИТКОВИЌ Предраг АНАЛИЗА НА ХИДРОДИНАМИЧКИ ПРИТИСОК КАЈ ЛАЧНИ БРАНИ СО ПРИМЕНА НА МЕТОДОТ НА ПОДКОНСТРУКЦИИ	397
<u>SE-7</u>	DZOLEV Igor, LADJINOVIC Djordje, CVETKOVSKA Meri, RADUJKOVIC Aleksandra, RASETA Andrija SEISMIC RESPONSE OF RC FRAME STRUCTURE MODELLED ACCORDING TO EN 1992-1-1 AND EN 1992-1-2 ЦОЛЕВ Игор, ЛАЃИНОВИЌ Ѓорѓе, ЦВЕТКОВСКА Мери, РАДУЈКОВИЌ Александра, РАШЕТА Андрија СЕИЗМИЧКИ ОДГОВОР НА АБ РАМКА МОДЕЛИРАНА ПРЕМА ЕН 1992-1-1 И ЕН 1992-1-2	407
<u>SE-8</u>	EDIP Kemal, SHESHOV Vlatko, BOJADJIEVA Julijana, KITANOVSKI Toni, CHANEVA Jordanka SOIL MODELLING EFFECTS ON SEISMIC ANALYSIS OF FRAMES ЕДИП Кемал, ШЕШОВ Влатко, БОЈАЦИЕВА Јулијана, КИТАНОВСКИ Тони, ЧАНЕВА Јорданка ЕФЕКТИ НА МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОЧВАТА ПРИ СЕИЗМИЧКАТА АНАЛИЗА НА РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ	414

- SE-9** EDIP Kemal, SHESHOV Vlatko, IVANOVSKI Dejan, 419
 SOKLAROVSKI Antonio
DEVELOPMENT OF NUMERICAL MODEL OF FINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA
 ЕДИП Кемал, ШЕШОВ Влатко, ИВАНОВСКИ Дејан,
 ШОКЛАРОВСКИ Антонио
РАЗВИВАЊЕ НА НУМЕРИЧКИ МОДЕЛ НА КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВЕНИ МЕДИУМИ
- SE-10** GJORGJIEV Igor, ZHUROVSKI Aleksandar 427
VALIDATION OF ENHANCED FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION BY FORCE VIBRATION TESTS ON NINE- STORY RC BUILDING
 ЃОРЃИЈЕВ Игор, ЖУРОВСКИ Александар, ГАРЕВСКИ Михаил
ВЕРИФИКАЦИЈА НА НАПРЕДНАТА ФРЕКВЕНТНА ДОМЕН ДЕКОМПОЗИЦИЈА СО ТЕСТОВИ НА ПРИНУДНИ ВИБРАЦИИ НА ДЕВЕТКАТНА АБ ЗГРАДА
- SE-11** LIOLIOS A., LIOLIOS K., FOLIC B., GEORGIEV K., GEORGIEV I. 438
SEISMIC UPGRADING OF OLD INDUSTRIAL RC STRUCTURES BY TENSION-TIES UNDER SHEAR EFFECTS: A NUMERICAL APPROACH
 ЛИОЛИОС А., ЛИОЛИОС К., ФОЛИЌ Б., ГЕОРГИЈЕВ К., ГЕОРГИЈЕВ И.
СЕИЗМИЧКО НАДОГРАДУВАЊЕ НА СТАРИ ИНДУСТРИСКИ АБ КОНСТРУКЦИИ СО КАБЕЛСКИ ЗАТЕГИ ПРИ СМОЛКНУВАЊЕ: НУМЕРИЧКИ ПРИСТАП
- SE-12** MILOVANOVIC Bojan, INGAITSA MUGANDA Anna, 446
 KUZMANOVIC Vladan, SAVIC Ljubodrag
SEISMIC HYDRODYNAMIC LOAD ANALYSIS
 МИЛОВАНОВИЌ Бојан, ИНГАИЦА МУГАНДА Анна,
 КУЗМАНОВИЌ Владан, САВИЌ Љубодраг
АНАЛИЗА НА СЕИЗМИЧКИОТ ХИДРОДИНАМИЧКИ ТОВАР
- SE-13** MILOJEVIC Dusan, MARJANOVIC Miroslav, PETRONIJEVIC Mira 454
DYNAMIC ANALYSIS OF RC BRIDGE: BEAM VERSUS SHELL DECK MODEL
 МИЛОЈЕВИЌ Душан, МАРЈАНОВИЌ Мирослав, ПЕТРОНИЈЕВИЌ Мира
ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА АБ МОСТ: ГРЕДНИ И ПЛОЧЕСТИ МОДЕЛИ НА ПЛАТФОРМАТА
- SE-14** PIRA Veton, APOSTOLSKA Roberta 465
PERFORMANCE OF MOMENT RESISTANT PRECAST BEAM-COLUMN CONNECTIONS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING
 ПИРА Ветон, АПОСТОЛСКА Роберта
ОДНЕСУВАЊЕ НА ПРЕФАБРИКУВАНИ ВРСКИ ГРЕДА-СТОЛБ ОТПОРНИ НА МОМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА ЦИКЛИЧНО ТОВАРЕЊЕ

- SE-15** POSTOLOV Nikola, TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco 475
METHODS FOR DETERMINATION OF CENTRE OF STIFFNESS AND TORSIONAL RADIUS IN MULTI-STOREY BUILDINGS
ПОСТОЛОВ Никола, ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо
МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ЦЕНТАР НА КРУТОСТ И РАДИУС НА ТОРЗИЈА КАЈ ПОВЕЌЕКАТНИ ОБЈЕКТИ
- SE-16** RADUJKOVIC Aleksandra, STARCEV-CURCIN Anka, 486
LADJINOVIC Djordje, DZOLEV Igor
ASSESSMENT OF RC FRAME SEISMIC PERFORMANCE RELATED TO CONFINED CONCRETE MODELS
РАДУЈКОВИЌ Александра, СТРАЧЕВ-ЌУРЧИН Анка,
ЛАЃИНОВИЌ Ѓорѓе, ЦОЛЕВ Игор
ОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ РАМКА ВО ЗАВИСНОСТ ОД МОДЕЛОТ НА ПОПРЕЧНО ОГРАНИЧЕН БЕТОНОТ
- SE-17** RAJIC Nikola, LADJINOVIC Djordje, RASETA Andrija 492
ASSESSMENT AND NONLINEAR DYNAMICS ANALYSIS OF BASE ISOLATION FOR MULTI-STORY RC BUILDING
РАЈИЌ Никола, ЛАЃИНОВИЌ Ѓорѓе, РАШЕТА Андрија
ПРОЦЕНКА И НЕЛИНЕАРНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ ПОВЕЌЕКАТНИ АБ ОБЈЕКТИ
- SE-18** RAKICEVIC Zoran, BOGDANOVIC Aleksandra, 502
POPOSKA Angela, JURUKOVSKI Dimitar, GAVRILOVIC Petar
EXPERIMENTAL TESTING OF PHYSICAL MODEL OF TELECOMUNICATION TOWER ON VODNO, SKOPJE, R.MACEDONIA
РАКИЌЕВИЌ Зоран, БОГДАНОВИЌ Александра, ПОПОСКА Ангела,
ЈУРУКОВСКИ Димитар, ГАВРИЛОВИЌ Предраг
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСПИТУВАЊА НА ФИЗИЧКИ МОДЕЛ НА ТЕЛЕКОМУНИКАЦИСКАТА КУЛА НА ВОДНО, СКОПЈЕ, Р.МАКЕДОНИЈА
- SE-19** SHENDOVA Veronika, ZLATESKI Aleksandar, DELOVA Elena, 512
POPOSKA Marina
SEISMIC SAFETY AND STABILITY OF THE “SHKPERDA FAMILY HOUSE”
ШЕНДОВА Вероника, ЗЛАТЕСКИ Александар, ДЕЛОВА Елена,
ПОПОСКА Марина
СЕИЗМИЧКА СИГУРНОСТ И СТАБИЛНОСТ НА ОБЈЕКТОТ „КУЌА НА СЕМЕЈСТВОТО ШКАПЕРДА“
- SE-20** STANOJEV Milovan, FOLIC Radomir 522
STRUCTURAL BEHAVIOUR OF RC BUILDING WITH SEISMIC ISOLATORS
СТАНОЈЕВ Милован, ФОЛИЌ Радомир
КОНСТРУКТИВНО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ ЗГРАДА СО СЕИЗМИЧКИ ИЗОЛАТОРИ

<u>SE-21</u>	<p>TODOROV Kocce, LAZAROV Ljupco SYSTEMATIZATION OF FAILURE MODES AT MASONRY INFILLED FRAMES</p> <p>ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо СИСТЕМАТИЗАЦИЈА НА ОБЛИЦИТЕ НА ЛОМ КАЈ РАМКИ СО ИСПОЛНА ОД СИДАРИЈА</p>	532
<u>SE-22</u>	<p>VOLCEV Riste, TODOROV Kocce, LAZAROV Ljupco APPLICATION OF BASE ISOLATION SYSTEMS AT PLAN IRREGULAR STRUCTURES</p> <p>ВОЛЧЕВ Ристе, ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо ПРИМЕНА НА СИСТЕМИ ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ НЕРЕГУЛАРНИ КОНСТРУКЦИИ ВО ОСНОВА</p>	544
<u>SE-23</u>	<p>ZAFIROV Trajche, MANOJLOVSKI Filip, BOGDANOVIC Aleksandra, RAKICEVIC Zoran SHORT REVIEW OF PASSIVE CONTROL SYSTEMS</p> <p>ЗАФИРОВ Трајче, МАНОЈЛОВСКИ Филип, БОГДАНОВИЌ Александра, РАКОЌЕВИЌ Зоран КРАТОК ПРЕГЛЕД НА СИСТЕМИТЕ ЗА ПАСИВНА ДИСИПАЦИЈА НА ЕНЕРГИЈАТА</p>	556
<u>FE</u>*	<p><i>FIRE AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING</i></p>	
<u>FE-1</u>	<p>CHIFLIGANEC Cvetanka, CVETKOVSKA Meri, LAZAROV Ljupco, JOVANOSKA Milica FIRE SCENARIO INFLUENCE ON THE FIRE RESISTANCE AND BEHAVIOUR OF RC FRAME STRUCTURE</p> <p>ЧИФЛИГАНЕЦ Цветанка, ЦВЕТКОВСКА Мери, ЛАЗАРОВ Љупчо, ЈОВАНОВСКА Милица ВЛИЈАНИЕ НА ПОЖАРНОТО СЦЕНАРИО НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ И ОДНЕСУВАЊЕТО НА АРМИРАНОБЕТОНСКА РАМКА</p>	566
<u>FE-2</u>	<p>CVETKOVSKA Meri, LABAN Mirjana, TROMBEVA GAVRILOSKA Ana, LAZAREVSKA Marijana, CVETKOVSKA Elena INFLUENCE OF CHIMNEYS ON FIRE SAFETY OF TRADITIONAL WOODEN HOUSES</p> <p>ЦВЕТКОВСКА Мери, ЛАБАН Мирјана, ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА Ана, ЛАЗАРЕВСКА Маријана, ЦВЕТКОВСКА Елена ВЛИЈАНИЕ НА ОЦАЦИТЕ ВРЗ ПОЖАРНАТА БЕЗБЕДНОСТ НА ТРАДИЦИОНАЛНИТЕ ДРВЕНИ КУЌИ</p>	575

* in alphabetic order of the first author's surname / по азбучен ред на презимето на првиот автор

- FE-3** GJOSHEVSKI Goran, PRANGOVSKI Goce, GOSHEV Gjorgji, STAMEV Dragan **585**
LABORATORY TESTS AND ANALYSIS OF R.C. CONSTRUCTIONS AFTER THE ACTIVITY OF FIRE
 ЃОШЕВСКИ Г оран, ПРАНГОВСКИ Гоце, ГОШЕВ Ѓорѓи
ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА И АНАЛИЗИ НА А.Б. КОНСТРУКЦИИ ПРИ ДЕЈСТВО НА ПОЖАР
- FE-4** HOEFFER Ruediger, FIKKE M. Svein, WICHURA Bodo, MARKOVA Jana **594**
WEATHER EXTREMES AND PARTICULAR RISKS FOR STRUCTURES
 ХОЕФЕР Рудигер, ФИКЕ М. Свейн, МАРКОВА Јана, ВИЧУРА Бодо
ЕКСТРЕМНИ КЛИМАТСКИ ВЛИЈАНИЈА И РИЗИЦИ ЗА КОНСТРУКЦИИТЕ
- FE-5** JEFTENIC Goran, KOLAKOVIC Srdjan, RASETA Andrija, KOLAKOVIC Slobodan, SESLIJA Milos, KRAJANOVIC Ivana **607**
MODELING INFLUENCE OF ICE ON WIND TURBINE STRUCTURE
 ЈЕФТЕНИЌ Г оран, КОЛАКОВИЌ Срѓан, РАШЕТА Андрија, КОЛАКОВИЌ Слободан, ШЕШЛИЈА Милош, КРАЈАНОВИЌ Ивана
МОДЕЛИРАЊЕ НА ВЛИЈАНИЕТО НА МРАЗОТ ВРЗ КОНСТРУКЦИЈАТА НА ВЕТЕРНА ТУРБИНА
- FE-6** JELCIC RUKAVINA Marija, CAREVIC MilaN, MILOVANOVIC Bojan, ALAGUSIC Marina, BANJAD PECUR Ivana, VJEGOVIC Dubravka **615**
CONTRIBUTION OF FIRE BARRIERS IN FIRE PERFORMANCE OF ETICS FACADES WITH COMBUSTIBLE MATERIALS
 ЈЕЛЧИЌ РУКАВИНА Марија, ЦАРЕВИЌ Милан, МИЛОВАНОВИЌ Бојан, АЛАГУШИЌ Марина, БАНЈАД ПЕЧУР Ивана, БЈЕГОВИЌ Дубравка
ПРИДОНЕС НА ПОЖАРНИТЕ БАРИЕРИ ВО ПОЖАРНОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА КСИНТИ ФАСАДИТЕ СО ЗАПАЛЛИВИ МАТЕРИЈАЛИ
- FE-7** MULOSKA Ivana, CVETKOVSKA Meri, TROMBEVA GAVRILOSKA Ana **625**
INFLUENCE OF CROSS-SECTION DIMENSIONS AND TYPE OF ISOLATION ON FIRE RESISTANCE OF TIMBER COLUMNS
 МУЛОВСКА Ивана, ЦВЕТАНОВСКА Мери, ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА Ана
ВЛИЈАНИЕ НА ДИМЕНЗИИТЕ НА НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК И ТИПОТ НА ИЗОЛАЦИЈА ВРЗ ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ДРВЕНИ СТОЛБОВИ
- FE-8** NIKOLOVSKI Tihomir **637**
SNOW LOADING ON STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA AND NATIONAL ANNEX MKS EN 1991-3:2012 NA:2014
 НИКОЛОВСКИ Тихомир
ОПТОВАРУВАЊЕТО СО СНЕГ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА И НАЦИОНАЛНИОТ АНЕКС MKS EN 1991-3:2012 NA:2014

<u>FE-9</u>	TKOCZ Jasmin, HEEK Peter, THIELE Catherina, VITT Gerhard, DOCEVSKA Marija, MARK Peter TESTS AND NUMERICAL SIMULATION OF SFRC SLABS EXPOSED TO FIRE ТКОЧ Јасмин, ХИК Питер, ТИЕЛЕ Катерина, ФИТ Герард, ДОЦЕВСКА Марија, МАРК Питер ИСПИТУВАЊЕ И НУМЕРИЧКА СИМУЛАЦИЈА НА МИКРОАРМИРАНИ ПЛОЧИ ИЗЛОЖЕНИ НА ДЕЈСТВО НА ПОЖАР	645
<u>CS</u> * <i>CONCRETE STRUCTURES</i>		
<u>CS-1</u>	BARICEVIC Ana, PEZER Martina, STIRMER Nina DURABILITY OF FIBRE REINFORCED CONCRETE FLOORS БАРИЧЕВИЧ Ана, ПЕЗЕР Мартина, ШТИРМЕР Нина ТРАЈНОСТ НА БЕТОНСКИ ПЛОЧИ АРМИРАНИ СО ВЛАКНА	659
<u>CS-2</u>	DOCEVSKA Marija, MARKOVSKI Goran, ARANGJELOVSKI Toni, NAKOV Darko, MARK Peter NUMERICAL PROCEDURE FOR LONG-TERM DEFLECTION PREDICTION OF RC ELEMENTS SUBJECTED TO DIFFERENT LOAD HISTORIES ДОЦЕВСКА Марија, МАРКОВСКИ Горан, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони, НАКОВ Дарко, МАРК Питер ОПРЕДЕЛУВАЊЕ ДОЛГОТРАЈНИ ДЕФОРМАЦИИ НА АБ ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА РАЗЛИЧНИ ИСТОРИИ НА ТОВАРЕЊЕ	668
<u>CS-3</u>	DRAGAS Jelena, IGNJATOVIC Ivan, MARINKOVIC Snezana, TOSIC Nikola, MILICEVIC Ivan HIGH-VOLUME FLY ASH CONCRETE: PART 1: MECHANICAL PROPERTIES AND K-VALUE CONCEPT ДРАГАШ Јелена, ИГЊАТОВИЌ Иван, МАРИНКОВИЌ Снежана, ТОШИЌ Никола, МИЛИЧЕВИЌ Иван БЕТОН СО ВИСОК ВОЛУМЕНСКИ ПРОЦЕНТ НА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ: ДЕЛ 1: МЕХАНИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ И КОНЦЕПТ НА К-ВРЕДНОСТ	679
<u>CS-4</u>	GJORGJIEV Igor, PETRESKI Borjan INFLUENCE OF THE SECTION MESH AND INTEGRATION METHOD ON DESIGN OF RC SECTION UNDER BIAXIAL LOAD ЃОРЃИЈЕВ Игор, ПЕТРЕСКИ Борјан ВЛИЈАНИЕТО НА МРЕЖАТА НА ПРЕСЕКОТ И МЕТОДОТ НА ИНТЕГРАЦИЈА ВРЗ ДИМЕНЗИОНИРАЊЕТО НА А.Б. ПРЕСЕЦИ ИЗЛОЖЕНИ НА БИАКСИАЛЕН ТОВАР	691

- CS-5** IGNJATOVIC Ivan, CAREVIC Vedran, SAS Zoltan, DRAGAS Jelena **700**
HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE: PART 2: DURABILITY AND RADIOLOGICAL PROPERTIES
ИГЊАТОВИЌ Иван, ЦАРЕВИЌ Вебран, САС Золтан, ДРАГАШ Јелена
БЕТОН СО ВИСОК ВОЛУМЕНСКИ ПРОЦЕНТ НА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ: ДЕЛ 2: ТРАЈНОСТ И РАДИОЛОШКИ ОСОБИНИ
- CS-6** JANKOVIC Ksenija, STOJANOVIC Marko, LONCAR Ljiljana, **710**
BOJOVIC Dragan, MILICIC Ljiljana
INFLUENCE AND THE POSSIBILITY OF TAILINGS FROM THE COPPER MINE RADOVIŠ ON THE PROPERTIES OF SCC CONCRETE
ЈАНКОВИЌ Ксенија, СТОЈАНОВИЌ Марко, ЛОНЧАР Лилјана, БОЈОВИЌ Драган, МИЛИЧИЌ Лилјана
МОЖНОСТ ЗА КОРИСТИЊЕ И ВЛИЈАНИЕ НА ТАЛОГОТ ОД РУДНИКОТ НА БАКАР, РАДОВИШ ВРЗ СВОЈСТВАТА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН
- CS-7** JANKOVIC Ksenija, STOJANOVIC Marko, LONCAR Ljiljana, **715**
BOJOVIC Dragan, MILICIC Ljiljana
INFLUENCE OF THE WASTE FROM THE PROCESS OF STEEL ALLOYING AS A PARTIAL REPLACEMENT OF AGGREGATE ON CONCRETE PROPERTIES
ЈАНКОВИЌ Ксенија, СТОЈАНОВИЌ Марко, ЛОНЧАР Лилјана, БОЈОВИЌ Драган, МИЛЧИЌ Лилјана
ВЛИЈАНИЕ НА ОСТАТОЦИТЕ ОД ПРОИЗВОДСТВО НА ЛЕГУРИ НА ЧЕЛИК ВРЗ СВОЈСТВАТА НА БЕТОНОТ КОГА СЕ ПРИМЕНУВААТ КАКО АГРЕГАТ
- CS-8** MANOJLOVIC Dragan, RADUJKOVIC Aleksandra, KOCETOV MISULIC **721**
Tatjana
APPLICATION OF RITZ METHOD IN ANALYSIS OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE SYSTEM
МАНОЈЛОВИЌ Драган, РАДУЈКОВИЌ Александра, КОЧЕТОВ МИШУЛИЌ Татјана
ПРИМЕНА НА RITZ МЕТОДОТ ЗА АНАЛИЗА НА СПРЕГНАТИ ДРВО-БЕТОН КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ
- CS-9** MATESKA Maја, TROMBEVA GAVRILOSKA Ana **729**
MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE WITH DIFFERENT AMOUNT OF ZEOLITE AS A PARTIAL SUBSTITUTE FOR CEMENT
МАТЕСКА Маја, ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА Ана
МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА НА БЕТОН СО РАЗЛИЧНО КОЛИЧЕСТВО НА ЗЕОЛИТ КАКО ДЕЛУМНА ЗАМЕНА ЗА ЦЕМЕНТ

- CS-10** MILOSEVIC Bojan, PETROVIC Zarko, MIJALKOVIC Marina, RANKOVIC Slobodan **735**
EXPERIMENTAL ANALYSIS OF CONTINUOUS BEAMS MADE OF SELF-COMPACTING CONCRETE
МИЛОШЕВИЌ Бојан, ПЕТРОВИЌ Жарко, МИЈАЛКОВИЌ Марина, РАНКОВИЌ Слободан
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА АНАЛИЗА НА КОНТИНУАЛНИ НОСАЧИ ОД САМОВГРАДЛИВ БЕТОН
- CS-11** MILOSEVIC Bojan, PETROVIC Zarko, RANKOVIC Slobodan, MIJALKOVIC Marina **745**
STRENGTHENING CONTINUOUS RC BEAMS WITH GFRP BARS
МИЛОШЕВИЌ Бојан, ПЕТРОВИЌ Жарко, РАНКОВИЌ Слободан, МИЈАЛКОВИЌ Марина
ЗАЈАКНУВАЊЕ НА КОНТИНУАЛНИ АБ ГРЕДИ СО АРМАТУРА ОД СТАКЛЕНИ ВЛАКНА
- CS-12** NAKOV Darko, ARANGJELOVSKI Toni, JANEV Dejan **755**
REPAIR AND REHABILITATION OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE PORTAL FRAMES
НАКОВ Дарко, АРАНЃЕЛОСКИ Тони, ЈАНЕВ Дејан
ПОПРАВКА И САНАЦИЈА НА ПРЕФАБРИКУВАНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПОРТАЛИ
- CS-13** PECIC Nenad, MILICEVIC Ivan **765**
DEFLECTION CONTROL OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ACCORDING TO EUROCODE 2
ПЕЦИЌ Ненад, МИЛИЧЕВИЌ Иван
КОНТРОЛА НА ДЕОФОРМАЦИИ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ СПОРЕД ЕВРОКОД 2
- CS-14** PRANGOVSKI Goce, GJOSHEVSKI Goran, GOSHEV Gjorgji, MIHAJLOVSKI Siljan **774**
USE OF RECYCLED MATERIAL FROM ELECTRONIC WASTE AS COMPONENT FOR PRODUCTION OF CONCRETE
ПРАНГОВСКИ Гоце, ЃОШЕВСКИ Горан, ГОШЕВ Ѓорѓи, МИХАЈЛОВСКИ Силјан
УПОТРЕБА НА РЕЦИКЛИРАН МАТЕРИЈАЛ ОД ЕЛЕКТРОНСКИ ОТПАД КАКО КОМПОНЕНТА ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА БЕТОН
- CS-15** PRASTER Maximilian, PERUNKOVSKI Kiril, KLINKEL Sven **784**
AN ADAPTIVE FE² METHOD FOR SMA-FIBER REINFORCED MATERIALS
ПРАСТЕР Максимилијан, ПЕРУНКОВСКИ Кирил, КЛИНКЕЛ Свен
АДАПТИВЕН МЕТОД КЕ² ЗА ЗАЈАКНАТИ МАТЕРИЈАЛИ СО СМА-ФИБЕР

- CS-16** RADEKA Miroslava, MALESEV Mirjana, RADONJANIN Vlastimir, 793
 SUPIC Slobodan, DUCMAN Vilma
**BASIC PROPERTIES OF CONCRETE WITH AGGREGATE BASED
 ON ALKALI ACTIVATED FLY ASH**
 РАДЕКА Мирослава, МАЛЕШЕВ Мирјана, РАДОЊАНИН Властимир,
 ШУПИЌ Слободан, ДУЦМАН Вилма
**ОСНОВНИ СВОЈСТВА НА БЕТОН СО АГРЕГАТ БАЗИРАН
 НА АЛКАЛНО АКТИВИРАНА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ**
- CS-17** TOMIC Daniel 802
**GLOBAL CAPACITY INCREASEMENT WITH RC JOINT
 STRENGTHENING**
 ТОМИЌ Даниел
**ЗГОЛЕМУВАЊЕ НА ГЛОБАЛЕН КАПАЦИТЕТ СО
 ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АБ ЈАЗЕЛ**
- CS-18** STARCEV-CURCIN Anka, MALESEV Mirjana, RASETA Andrija, 810
 KUKARAS Danijel, LADJINOVIC Djordje
**DESIGN OF REINFORCED CONCRETE WALL WITH TWO
 OVERHANGS USING STRUT-AND-TIE METHOD**
 СТАРЧЕВ-ЌУРЛИН Анка, МАЛЕШЕВ Мирјана, РАШЕТА Андрија,
 КУКАРАС Данијел, ЛАЃИНОВИЌ Ѓорѓе
**ДИМЕНЗИОНИРАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ СИД СО ДВА
 ПРЕПУСТА СО ПРИМЕНА НА STRUT-AND-TIE МЕТОДАТА**
- CS-19** UZUNOV Nikola 816
**ANALYSES OF THE INFLUENCE OF CONCRETE PERFORMANCES
 AND BONDING AGENTS TO ADHESION BETWEEN OLD AND NEW
 CONCRETE /EXPERIMENTAL RESULTS AND WORLD
 EXPERIENCE/**
 УЗУНОВ Никола
**АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ПЕРФОРМАНСИТЕ НА
 БЕТОНОТ И ВРЗНИТЕ СРЕДСТВА НА ВРСКАТА СТАР-НОВ
 БЕТОН /ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСПИТУВАЊА И СВЕТСКО
 ИСКУСТВО/**
- CS-20** VITANOV Vladimir 826
**MATERIAL MODEL FOR ANALYSIS OF FRP STRENGTHENED RC
 WALLS UNDER CYCLIC LOADING**
 ВИТАНОВ Владимир
**МАТЕРИЈАЛЕН МОДЕЛ ЗА АНАЛИЗА НА АБ СИДОВИ
 ЗАЈАКНАТИ СО FRP ПО ДЕЈСТВО НА ЦИКЛИЧЕН ТОВАР**

SS* ***STEEL STRUCTURES***

- SS-1** CHUBRINOVSKA Aleksandra, POPOVSKI Denis **836**
CABLE STAYED BRIDGE ANALYSIS WITH TWO DIFFERENT APPROACHES
ЧУБРИНОВСКА Александра, ПОПОВСКИ Денис
ДВА РАЗЛИЧНИ АНАЛИТИЧКИ ПРИСТАПИ ЗА МОСТ СО КОСИ ЗАТЕГИ
- SS-2** DAMJANOVSKI Vladimir, POPOVSKI Denis, CVETANOVSKI Petar **843**
ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF SHEAR CONNECTORS WITH LONGITUDINAL SHEETING AND SOLID SLAB
ДАМЈАНОВСКИ Владимир, ПОПОВСКИ Денис,
ЦВЕТАНОВСКИ Петар
АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА МОЖДАНИЦИ КАЈ ЛОНГИРУДИНАЛНО ПОСТАВЕНИ ЛИМОВИ И ПОЛНА ПЛОЧА
- SS-3** DENKOVSKI Damjan, POPOVSKI Denis **853**
EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF BEHAVIOR OF MECHANICAL ANCHORS
ДЕНКОВСКИ Дамјан, ПОПОВСКИ Денис
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ АНКЕРИ
- SS-4** GULEVSKA Angela, MANCHEV Vlatko, POPOVSKA Elena, KOCOVSKI Emil **859**
TECHNICAL SOLUTION FOR INFRASTRUCTURE CROSSINGS
ГУЛЕВСКА Ангела, МАНЧЕВ Влатко, ПОПОВСКА Елена,
КОЧОВСКИ Емил
ТЕХНИЧКО РЕШЕНИЕ ПРИ ИЗВЕДБА НА ВОДОВОДНА ИНФРАСТРУКТУРА
- SS-5** KOCOVSKI Emil, MANCHEV Vlatko, GULEVSKA Angela, POPOVSKA Elena **864**
A STEP TOWARD MODULARITY
КОЧОВСКИ Емил, МАНЧЕВ Влатко, ГУЛЕВСКА Ангела,
ПОПОВСКА Елена
ЧЕКОР КОН МОДУЛАРНОСТ
- SS-6** KOVACEVIC Dusan, ZIVALJEVIC Vladimir **873**
SPECIAL FINITE ELEMENTS IN MODELING OF STRUCTURAL JOINTS AND CONNECTIONS
КОВАЧЕВИЌ Душан, ЖИВАЉЕВИЌ Владимир
СПЕЦИЈАЛНИ КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО МОДЕЛИРАЊЕ НА СТРУКТУРНИТЕ ПРИСТАПИ И ПОВРЗУВАЊА

* in alphabetic order of the first author's surname / по азбучен ред на презимето на првиот автор

<u>SS-7</u>	<p>LUCIC Dusko, DURKOVIC Radan, MUHADINOVIC Mladen MAIN STRUCTURAL AND MECHANICAL DESIGN OF THE ROPEWAY ČUČUCI – BRAJICI ЛУЧИЌ Душко, ДУРКОВИЌ Радан, МУХАДИНОВИЌ Младен ОСНОВЕН ПРОЕКТ ЗА ЖИЧАРА ЧУЧУЦИ – БРАЈИЧИ, ГРАДЕЖЕН И МАШИНСКИ ДЕЛ</p>	881
<u>SS-8</u>	<p>MANCHEV Vlatko, GULEVSKA Angela, POPOVSKA Elena KOCOVSКИ Emil RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF INDUSTRIAL HALL МАНЧЕВ Влатко, ГУЛЕВСКА Ангела, ПОПОВСКА Ангела, КОЧОВСКИ Емил РЕКОНСТРУКЦИЈА И АДАПТАЦИЈА НА ПОСТОЕЧКИ ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ</p>	890
<u>SS-9</u>	<p>NISEV Nikola, POPOVSKI Denis, PARTIKOV Mile CONTEMPORARY PRINCIPLES OF CONSTRUCTION OF INDUSTRIAL OBJECT НИСЕВ Никола, ПОПОВСКИ Денис, ПАРТИКОВ Миле СОВРЕМЕНИ ПРИНЦИПИ НА ИЗВЕДБА НА ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ</p>	895
<u>SS-10</u>	<p>PARTOV Doncho, PETKOV Velyan STRENGTHENING OF EXISTING R/C BUILDINGS WITH STEEL FRAMES AGAINST NATURAL SEISMIC DISASTER НАУМОВ ПАРТОВ Дончо, ПЕТКОВ ПЕТКОВ Велјан ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОСТОЕЧКИ АБ ОБЈЕКТИ СО ЧЕЛИЧНИ РАМКИ ЗА СПРАВУВАЊЕ СО ПРИРОДНИ СЕИЗМИЧКИ КАТАСТРОФИ</p>	903
<u>SS-11</u>	<p>PARTOV Doncho, PETKOV Milen, ZHELEV Dimo PHILOSOPHY OF ROBUSTNESS STRUCTURES AND ITS APPLICATION IN THE PROJECT FOR TEMPORARY STEEL FRAME STRUCTURES, USED FOR STRENGTHENING OF A GREAT EXCAVATIONS FOR NEW METRO IN SOFIA НАУМОВ ПАРТКОВ Дончо, СТЕФАНОВ ПЕТКОВ Милен, СИДЕРОВ ЖЕЛЕВ Димо ФИЛОЗОФИЈАТА НА РОБУСТНИ КОНСТРУКЦИИ И НИВНАТА ПРИМЕНА ВО ПРОЕКТОТ ЗА ВРЕМЕНА ЧЕЛИЧНА РАМОВСКА КОНСТРУКЦИЈА, НАМЕНЕТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОДГРАДУВАЊЕТО НА НОВОТО МЕТРО ВО СОФИЈА</p>	913
<u>SS-12</u>	<p>POPOVSKA Elena, GULEVSKA Angela, MANCHEV Vlatko, KOCOVSКИ Emil COMMERCIAL STRUCTURE DESIGN ПОПОВСКА Елена, ГУЛЕВСКА Ангела, МАНЧЕВ Влатко, КОЧОВСКИ Емил ПРОЕКТИРАЊЕ НА ОБЈЕКТ СО КОМЕРЦИЈАЛНА НАМЕНА</p>	923

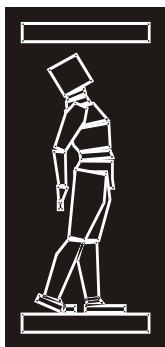
ST* *SELECTED TOPICS*

- ST-1** BOGDANOVSKI Zlatko, SRBINOSKI Zlatko 927
GEODETIC AUSCULTATION ON CHIMNEYS AT “JOHNSON MATTHEY”
БОГДАНОВСКИ Златко, СРБИНОСКИ Златко
ГЕОДЕТСКА ОСКУЛТАЦИЈА НА ОЦАЦИТЕ ВО “JOHNSON MATTHEY”
- ST-2** CHANEVA Jordanka, BOJADJIEVA Julijana, SHESHOV Vlatko, 934
EDIP Kemal, KITANOVSKI Toni
THE IMPORTANCE OF SOIL MEDIUM MODELLING ON THE STRUCTURAL RESPONSE
ЧАНЕВА Јорданка, БОЈАЦИЈЕВА Јулијана, ШЕШИОВ Влатко,
ЕДИП Кемал, КИТАНОВСКИ Тони
ВЛИЈАНИЕ НА НАЧИНОТ НА МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОЧВЕНИОТ МЕДИУМ ВРЗ ОДГОВОРОТ НА КОНСТРУКЦИЈАТА
- ST-3** DIMEVSKA Liljana, TROMBEVA GAVRILOSKA Ana, 940
CVETKOVSKA Meri,
ANALYSIS OF RESIDENTIAL BUILDINGS FOR COLLECTIVE HOUSING, BUILT IN SELECTED CITY QUARTER - KARPOSH 3
ДИМЕВСКА Лилјана, ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА Ана,
ЦВЕТКОВСКА Мери
АНАЛИЗА НА СТАНАБЕНИ ЗГРАДИ ЗА КОЛЕКТИВНО ДОМУВАЊЕ ВО РАМКИТЕ НА СЕЛЕКТИРАНА ГРАДСКА ЧЕТВРТ - КАРПОШ 3
- ST-4** DJOKOVIC Ksenija, SAKI Laslo, SUSIC Nenad, HADZI-NIKOVIC Gordana 950
ESTIMATION, IDENTIFICATION AND STABILIZATION OF DISPERSIVE SOILS
ЃОКОВИЌ Ксенија, ЧАКИ Ласло, ШУШИЌ Ненад,
ХАЌИ-НИКОВИЌ Гордана
ПРОЦЕНА, ИДЕНТИФИКАЦИЈА И СТАБИЛИЗАЦИЈА НА ДИСПЕРЗИВНИ ПОЧВА
- ST-5** ILIEVA Yuliya, DAALOV Borislav 958
ARCHITECTURAL INTEGRATION OF PHOTOVOLTAIC MODULES IN PUBLIC BUILDINGS
ИЛИЕВА Јулија, ДААЛОВ Борислав
АРХИТЕКТОНСКА ИНТЕГРАЦИЈА НА PHOTOVOLTAIC - МОДУЛИ ВО ЈАВНИТЕ ОБЈЕКТИ
- ST-6** JOVANOSKA Milica, PETKOVSKA-ONCHEVSKA Svetlana, 968
TODOROV Kose, SHIFLIGANEC Cvetanka
STRUCTURAL APPLICATION AND ANALYSIS OF FRP PULTRUDED ELEMENTS
ЈОВАНОСКА Милица, ПЕТКОВСКА-ОНЧЕВСКА Светлана,
ТОДОРОВ Коце, ЧИФЛИГАНЕЦ Цветанка
ПРИМЕНА И АНАЛИЗА НА GFRP ПУЛТРИРАНИ ЕЛЕМЕНТИ

* in alphabetic order of the first author's surname / по азбучен ред на презимето на првиот автор

- ST-7** KITANOVSKI Toni, SHESHOV Vlatko, EDIP Kemal, 979
 BOJADJEVA Julijana, CHANEVA Jordanka
DYNAMIC SIMPLE SHEAR TESTS ON SKOPJE SAND SOIL SAMPLES
 КИТАНОВСКИ Тони, ШЕШОВ Влатко, ЕДИП Кемал,
 БОЈАЏИЕВА Јулијана, ЧАНЕВА Јорданка
ЕДНОАКСИЈАЛНИ ТЕСТОВИ НА ПЕСОЧНИ ПРИМЕРОЦИ
- ST-8** KITEK KUZMAN Manja, SANDBERG Dick 988
CURRENT TRENDS AND FUTURE DIRECTIONS FOR MULTI-STOREY TIMBER BUILDINGS
 КИТЕК КУЗМАН Мања, САНБЕРГ Дик
АКТУЕЛНИ ТРЕНДОВИ И ИДНИ ПРАВЦИ ЗА ПОВЕЌЕКАТНИТЕ ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ
- ST-9** KNEZEVIC Milos, TESOVIC Ivana, DAKIC Slobodan, LUCIC Dusko, 997
 ZAGIROVSKI Zlatko, LOVRIC Djordjina
REHABILITATION OF THE RAILWAY TRACK IN THE TUNNEL “SOZINA“ IN MONTENEGRO
 КНЕЖЕВИЌ Милош, ТЕШОВИЌ Ивана, ДАКИЌ Слободан,
 ЛУЧИЌ Душко, ЗАФИРОВСКИ Златко, ЛОВРИЌ Ѓорѓина
РЕКОНСТРУКЦИЈА НА ЖЕЛЕЗНИЧКАТА ПРУГА ВО ТУНЕЛОТ “СОЗИНА“ ВО ЦРНА ГОРА
- ST-10** KOSIC Tatjana, SVETEL Igor, OVEREND Mauro 1006
COMPLEXITY OF CURVED GLASS STRUCTURES
 КОСТИЌ Татјана, СВЕТЕЛ Игор, ЦЕКИЌ Зоран
КОМПЛЕКСНОСТ НА ЗАКРИВЕНИТЕ КОНСТРУКЦИИ ОД СТАКЛО
- ST-11** MARINA Ognen, IVANOVSKA-DESKOVA Ana, KARANAKOV Bojan, 1013
 IVANOVSKI Jovan, LAZAREVSKA Marijana,
 TROMBEVA GAVRILOSKA Ana
CULTURAL HERITAGE AS A DRIVER FOR SUSTAINABLE GROWTH – PROJECT “ROCK”
 МАРИНА Огнен, ИВАНОВСКА-ДЕСКОВСКА Ана, КАРАНАКОВ Бојан,
 ИВАНОВСКИ Јован, ЛАЗАРЕВСКА Маријана,
 ТРОМБЕВА ГАВРИЛОВСКА Ана
КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО КАКО ПОТТИК ЗА ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ ПРОЕКТ “ROCK”
- ST-12** MERKURI Era, DERVISHI Sokol 1027
EXAMINING THE ROLE OF URBAN STREET DESIGN IN ENHANCING SUSTAINABILITY: THE CASE OF POGRADEC
 МЕРКУРИ Ера, ДЕРВИШИ Сокол
ПРОУЧУВАЊЕ НА УЛОГАТА НА ПРОЕКТИРАЊЕТО НА ГРАДСКИТЕ УЛИЦИ ВО ПОДОБРУВАЊЕТО НА ОДРЖЛИВОСТА: СЛУЧАЈ НА ПОГРАДЕЦ

- ST-13** MURAVLJOV Mihailo, STEVANOVIC Bosko, TODOROVIC Marija **1029**
STRUCTURAL REHABILITATION AND STABILIZATION OF SMEDEREVO FORTRESS TOWER 11
МУРАВЉОВ Михаило, СТЕВАНОВИЌ Бошко, ТОДОРОВИЌ Марија
СТАТИЧКА САНАЦИЈА И СТАБИЛИЗАЦИЈА НА КУЛАТА 11 ОД СМЕДРЕВСКАТА ТВРДИНА
- ST-14** NEDEVSKA Ivona, KRAKUTOVSKI Zoran, ZAFIROVSKI Zlatko, **1038**
OGNJENOVIC Slobodan
MULTICRITERIA ANALYSIS FOR EVALUATION AND CRITICAL COMPARISON AT TRANSPORT INFRASTRUCTURE PROJECTS
НЕДЕВСКА Ивона, КРАКУТОВСКИ Зоран, ЗАФИРОВСКИ Златко,
ОГЊЕНОВИЧ Слободан
МУЛТИКРИТЕРИУМСКИ АНАЛИЗИ ЗА ЕВАЛУАЦИЈА И КРИТИЧКА СПОРЕДБА НА ПРОЕКТИ ОД ТРАНСПОРТНА ИНФРАСТРУКТУРА
- ST-15** PETROVSKI Aleksandar **1048**
TECHNOLOGIES FOR SUSTAINABLE BUILDINGS: ADAPTIVE FACADES OVERVIEW
ПЕТРОВСКИ Александар
ТЕХНОЛОГИИ ЗА ОДРЖЛИВИ ОБЈЕКТИ: ПРЕГЛЕД НА АДАПТИВНИ ФАСАДИ
- ST-16** TODOROVIC Marija, GLISOVIC Ivan, FILIPOVIC Aljosa, **1055**
STEVANOVIC Bosko
NUMERICAL MODELLING OF NOTCHED GLULAM BEAMS
ТОДОРОВИЌ Марија, ГЛИШОВИЌ Иван, ФИЛИПОВИЌ Аљоша,
СТЕВАНОВИЌ Бошко
НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ НА ЗАСЕЧЕНИ ГРЕДИ ОД ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНО ДРВО
- ST-17** ZLATESKA Elena, HRISTOVA-POPOVSKA, BOGDANOVIC Aleksandra, **1065**
SALIC Radmila, RAKICEVIC Zoran
HERAKLEA MUSEUM, A CONNECTION BETWEEN STRUCTURAL AND ARCHITECTURAL APPROACH
ЗЛАТЕСКА Елена, ХРИСТОВА-ПОПОВСКА Анета,
БОГДАНОВИЌ Александра, ШАЛИЌ Радмила, РАКИКЕВИЌ Зоран
МУЗЕЈ ХЕРАКЛЕА, СПОЈ НА КОНСТРУКТИВЕН И АРХИТЕКТОНСКИ ПРИСТАП



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Јулијана БОЈАЦИЕВА¹

АНАЛИЗА НА ДИНАМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ВОДОЗАСИТЕНИ НЕКОХЕРЕНТНИ ПОЧВИ ВРЗ ОСНОВА НА ЕЛЕМЕНТ И 1-Г ЕКСПЕРИМЕНТИ

РЕЗИМЕ

Ликвифакцијата е комплексен феномен предизвикан од земјотресното дејство и е поврзан со големи деформации, генерирање на порен притисок проследено со намалување на ефективните напрегања. Во овој труд, сеопфатни експериментални истражувања проследени со нумеричка симулација се изведени на нов тип на песок со цел надоградување во областа на динамичкото однесување на некохерентни почви. Спроведените истражувања, најпрво се состојат од детални експериментални истражувања на елемент тестови кои вклучуваат карактеризација и дефинирање на динамички параметри и подложност на ликвифакција на новоистражуван песок од реонот на Скопје. Од друга страна, истражувањата се насочени кон главните аспекти во процесот на дизајн, изработка и монтажа на оригинален ламинарен контејнер проследени со моделски тестирања на виброплатформа. Ламинарниот контејнер покажа одлично однесување и резултатите потврдија дека се исполнети критериумите за дизајн. Добиените резултати од елемент и 1-г тестовите на новоистражуваниот песок, покажаа дека во дадени услови на напрегања може да биде поврзан со појава на ликвифакција и големи деформации за време на земјотрес.

Клучни зборови: ликвифакција, динамички триаксијални тестови, ламинарен контејнер, тестови на вибро-платформа

Julijana BOJADJEVA¹

DYNAMIC BEHAVIOR OF SATURATED COHESIONLESS SOILS BASED ON ELEMENT AND 1-G EXPERIMENTS

SUMMARY

Soil Liquefaction is a complex phenomenon during earthquakes and is associated with large deformation, pore pressure generation and loss of effective stress. In this work, comprehensive experimental research followed by numerical simulation was performed to upgrade the understanding of the dynamic behaviour of cohesionless soils. This study deals with the characterization and definition of the dynamic parameters and liquefaction susceptibility of the Skopje sand, within an element testing program consisting of a series of triaxial, cyclic tests, and dynamic simple shear tests. Detailed investigations were performed to define the main aspects of the process of design, construction and installation of new laminar box followed by model tests on shaking table. The laminar box showed excellent behaviour and the results confirmed that the design criteria were fulfilled. Obtained results from the element and 1-g experiments on the investigated sand showed that under specific stress conditions it can be associated with liquefaction occurrence and large deformation during an earthquake.

Keywords: liquefaction, dynamic triaxial tests, laminar box, shaking table tests

¹ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Earthquakes represent a major natural hazard that regularly exert impacts upon the built environment in seismic prone areas worldwide and cause social and economic losses. Recent earthquakes, for example, the 2010 Christchurch earthquake in New Zealand, showed that many of the damages and economic losses were related to geotechnical problems and soil liquefaction [1]. The high losses incurred due to destructive earthquakes promoted the need for assessment and better understanding of the soil behavior under cyclic loading. This requires improved investigation techniques, experimental and numerical assessment tools to minimize potential risks and develop emergency response and recovery strategies.

Studies in earthquake geotechnical engineering which have shown tremendous growing lately, can be broadly classified into four groups, namely:

- Understanding the soil behavior through element tests.
- Carrying out model tests to capture finer points such as rise in excess pore water pressure, ground amplification, soil-structure interaction, etc.
- Development and use of analytical/numerical model to simulate soil behavior.
- Application of the above concepts to field problems and ensuring and predicting their behavior.

In this research, strong efforts were made to investigate the cyclic behavior of cohesionless soil through comprehensive experimental investigations followed by numerical verification.

The main original contribution of this work is the establishment of 1-g model testing system for shaking table testing of geo-models. The application of the methodology resulted in the following contributions:

- a) Characterization and definition of monotonic and cyclic behavior of the Skopje sand, a new type of sand, which is a representative sand from the Vardar's river terraces [2]. In specific stress conditions, the natural alluvial sand is assumed to be associated with liquefaction occurrence and development of large deformations during an earthquake. Hence, the results from the investigations of this sand, in addition to the experimental and numerical analysis of the cyclic behavior and liquefaction phenomena themselves, can be a good basis for further definition, zoning and higher awareness of the liquefaction hazard in the Republic of Macedonia.
- b) A laminar box for shaking table tests was designed, commissioned, and installed in the laboratory. The use of a laminar box can improve the efficiency of testing and can better simulate ground conditions in testing of geo models. Amplification, liquefaction and cyclic mobility phenomena, excess pore water pressure generation and dissipation rates can be obtained by using such facilities [3], [4] and [5]. The use of the laminar box itself in future experiments on different kinds of geo-models is expected to have a big influence on the development of the geotechnical earthquake engineering in the European region.

2. ELEMENT TESTING PROGRAM

2.1. Skopje sand

In this study, for investigation of the cyclic behavior and liquefaction potential in laboratory conditions, it has been decided to use the representative sand from the river terraces of the Vardar River, which flows through Skopje city. The decision is justified from several reasons:

- Possibility for continuous, long term usage of the sand for experimental research in laboratory conditions, which will have the same characteristics and will provide continuous upgrading of the results;
- In specific stress conditions, the natural alluvial sand is assumed to be associated with liquefaction occurrence and large deformations during an earthquake.

The shape of the sand particles is subangular and homogeneous as it can be seen in Figure 1a. From the detailed silicate analysis, it is obtained that the sand mostly consists of silica oxides. The grain size distribution curve of the sand (ISO/TS 17892-4:2004), is shown in Figure 1b together with other

standard sands for investigating the liquefaction phenomena. As it can be seen Skopje sand fits well into the boundaries given by (Terzaghi, 1996) for high susceptibility sands to liquefaction. The physical properties of Skopje sand are given in Table 1.

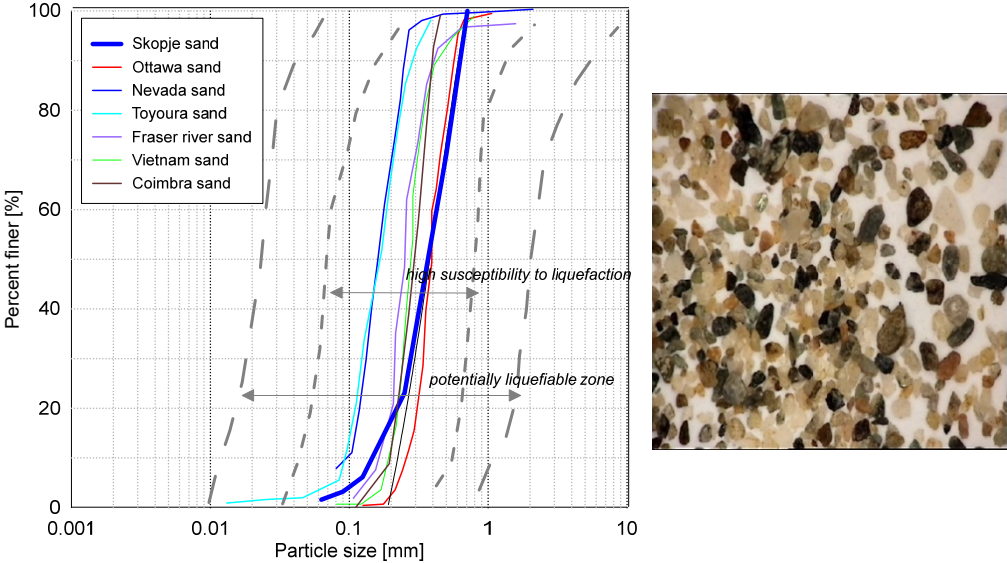


Fig. 1. Grain size distribution of Skopje sand together with other sands from the literature (a) and zoomed sand particles (b)

e_{min} (Minimum void ratio)	e_{max} (Maximum void ratio)	Gs [kN/m ³] (Specific gravity)	D ₅₀ [mm] (Median particle size diameter)	Cu (Uniformity coefficient)	Cc (Coefficient of curvature)	ϕ [°] (Friction angle)
0.95	0.51	2.615	0.26	1.8	0.8	28.5

Table 1. Physical properties of Skopje sand

2.2. Direct simple shear tests

Direct simple shear tests with different effective pressure (50kPa, 100Kpa and 200kPa) and relative densities (30%, 50%, 70%) were performed (Table 2). Cyclic shear tests under constant vertical load with control of shear strains were performed in order to obtain information regarding the dynamic properties of Skopje sand, the dynamic shear modulus and damping. The samples were tested as dry disturbed samples (fractions with d<1 mm were tested), i.e. as reconstituted samples with a relative density that corresponds to the "in situ" conditions. After shuttering, the samples were exposed to consolidation under different level of vertical load to relative cease of vertical settlements. The excitation was applied step-by-step, with variation of the maximum amplitude of shear strains in the range of $\gamma = 1.0 \times 10^{-3}$ to $\gamma = 3 \%$. The needed number of tests were performed for all samples under equal loading and dynamic excitation conditions. Dynamic excitation was applied in the form of short series of cyclic simple shear loads with frequency of 0.1 Hz by controlling the shear strains (strain control. Two series of 7 cyclic simple shear tests were performed on each soil sample. Shear stress versus shear strain relationships for each selected soil material were derived from the performed tests. Characteristic results on the G/Gmax and damping D curves for different level of shear strains are given for each test (Figure 2).

It can be noted that the dynamic shear modulus is higher for larger values of effective stresses. The dynamic shear modulus is larger for higher relative density. From the results, it can be observed that damping is not highly influenced by effective stresses and is very slightly influenced by relative density.

Dynamic simple shear tests – summary						
No. test	Type of test	Type of load	Relative density	Effective stress	CSR	Preparation method
1	Dynamic parameters (shear modulus G and damping D)	Cyclic strain	30%	50	/	Dry deposition
2				100		
3				200		
4			50%	50		
5				100		
6				200		
7			70%	50		
8				100		
9				200		

Table 2. Summary of performed dynamic simple shear tests

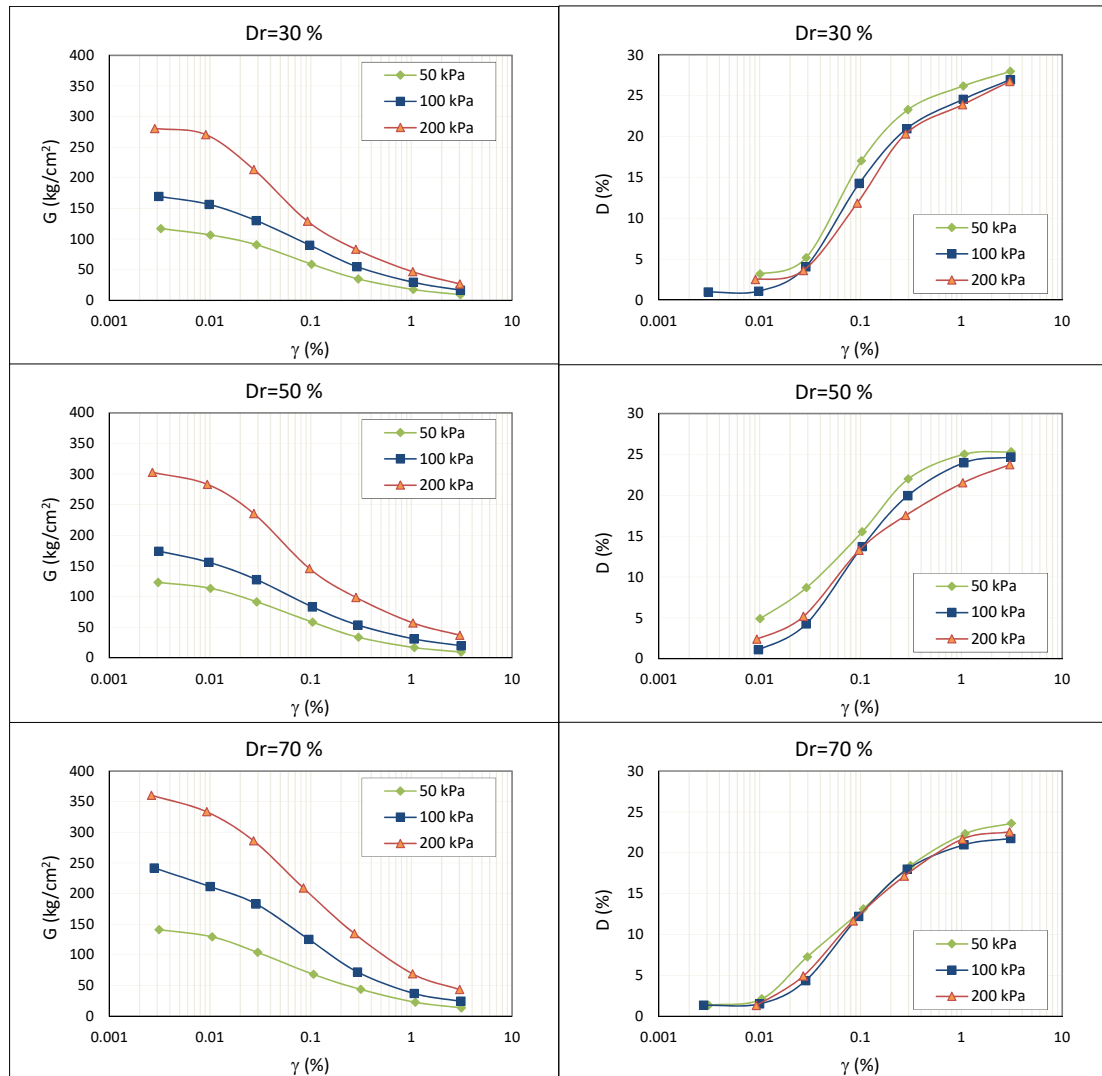


Fig. 2. Dynamic shear modulus and Damping ratio versus shear strain for different relative densities and effective stresses

2.3. Triaxial testing program

The performed triaxial tests are systematized in Table 3. The cyclic tests and the drained and undrained monotonic tests were performed for different densities, 40%, 55% and 75%. As sample preparation method, the wet tamping (WT) method was used. More detailed information regarding the experimental program and results can be found in Bojadjieva J. (2015), [6]. Two main variables were analyzed, the relative density and the cyclic stress ratio. The liquefaction initiation was defined on the basis of the number of cycles required to reach a double amplitude (DA) of axial strain of 5 %. Since this was a new type of sand and no previous results were available, the liquefaction curves of the Skopje sand for different densities were compared with the liquefaction curve of the standard Toyoura sand given by Fumio Tatsuoka, 1986 [7] in Figure 3. The results presented in this study clearly show the liquefaction susceptibility of the Skopje sand. During the element tests, emphasis was given on the relative density D_r of the soil samples as one of the key parameters in shaking table test modeling. The element testing, especially the cyclic test were a good basis for understanding better the cyclic behavior of the Skopje sand and the density correlation with the liquefaction potential in order to use these outcomes for simulation of liquefaction phenomena in shaking table tests on a laminar box. The monotonic behavior of the Skopje sand was investigated under monotonic triaxial compression in drained and undrained conditions (Figure 4 and Figure 5).

Dynamic triaxial tests - summary								
No. test	Type of test	type fo control	Relative density	Effective stress	CSR	preparation method	other specific informations	
1	cyclic	load control	40%	100	0.1	wet tamping	frequency 0.5Hz	
2					0.15			
3					0.2			
4					0.25			
5					0.3			
6					0.5			
7			0.1		55%			
8			0.2					
9			0.3					
10			0.5					
11			0.2					75%
12			0.25					
13			0.3					
14			0.5					
15	monotonic compression drained	strain control	40%	50	/	wet tamping	loading rate 0.2mm/min	
16				100				
17				200				
18				400				
19			50	55%				
20			100					
21			200					
22			400					
23			50	75%				
24			100					
25			200					
26			400					
27	monotonic compression undrained	strain control	40%	50	/	wet tamping	loading rate 0.2mm/min	
28				100				
29				200				
30				400				
31			50	55%				
32			100					
33			200					
34			400					
35			50	75%				
36			100					
37			200					
38			400					

Table 3. Performed triaxial tests

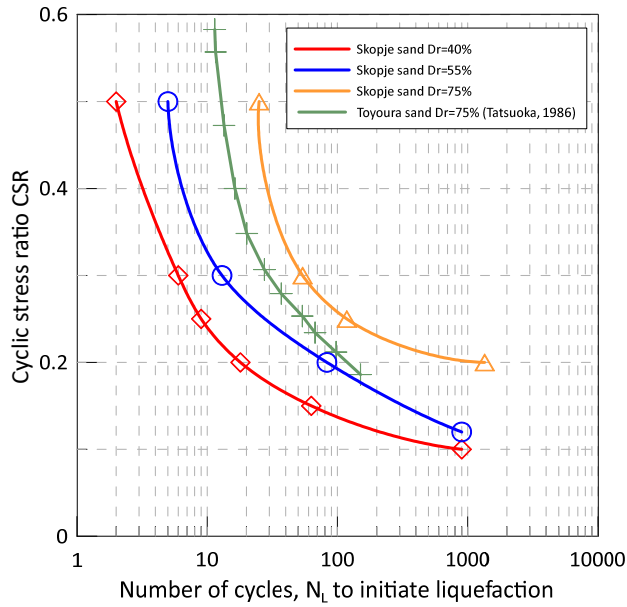


Fig. 3. CSR vs number of cyclic to initiate liquefaction for Skopje sand compared to Toyoura sand

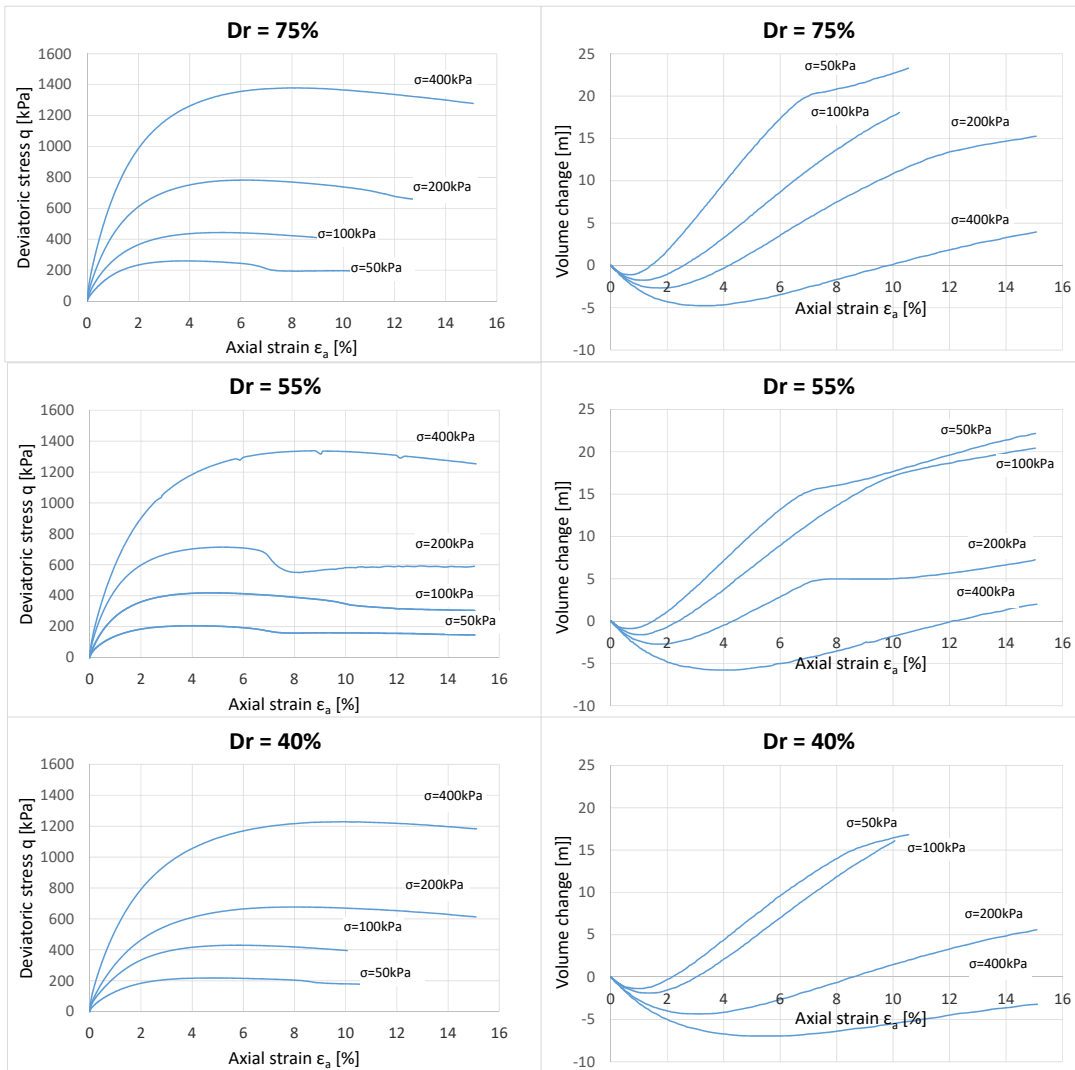


Fig. 4. Results from monotonic compression drained tests, deviatoric stress vs axial strain and volume change vs axial strain for the different densities and effective stresses for Skopje sand

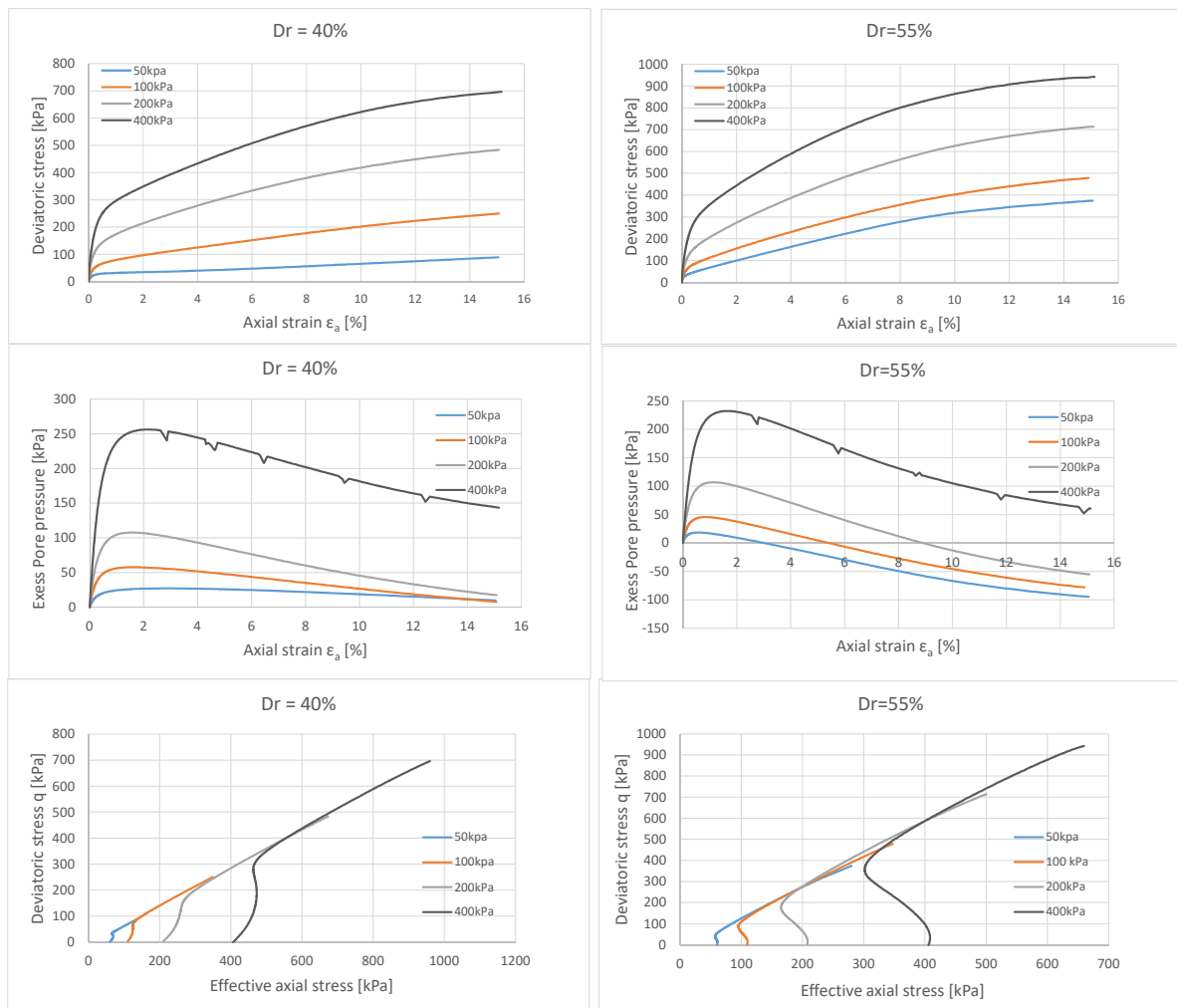


Fig. 5. Results from monotonic compression undrained tests; deviatoric stress vs axial strain, volume change vs axial strain and stress path for the $Dr=40\%$ and 55% for different values of effective stresses for Skopje sand

3. 1-G EXPERIMENTAL PROGRAM

A laminar box is a container which allows ‘free’ horizontal movement of soil model and it is placed on a shaking table platform to simulate wave propagation during earthquakes through a soil layer of finite thickness [8]. The laminar box described in this paper is originally designed to be used for investigation of different kinds of geomodels on the shaking table in the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, Skopje, Macedonia (Figure 6). A series of tests on the shaking table in IZIIS were performed on one homogenous sand model installed in the laminar box. The main goals of the performed tests (Table 4) were the following:

- To test the behavior of the laminar box with sand inside and to confirm the design concepts;
- To simulate liquefaction phenomena and to observe the physical measurements such as accelerations, displacements and pore pressure development inside the sand.

The performance of the laminar box during the shaking was satisfactory and the results confirmed that the design criteria were fulfilled and that the laminar box could be used in further model testing on geomodels. The results proved the shear beam type response of the soil simulating the free-field conditions and the effectiveness of the laminar box system for 1-g table tests. Accelerometers (ACC), LVDTs and Pore water pressure transducers (PWP) were used to measure physical quantities. The instrumentation scheme is given in Figure 7.

Test name	Type	Frequency	Amplitude	Duration
T_01	Harmonic	2Hz	0.05g	12 seconds
T_02	Harmonic	2 Hz	0.1g	12 seconds
T_03	Harmonic	2 Hz	0.2g	12 seconds

Table 4. Description of the shaking table tests



Fig. 6. The constructed laminar box

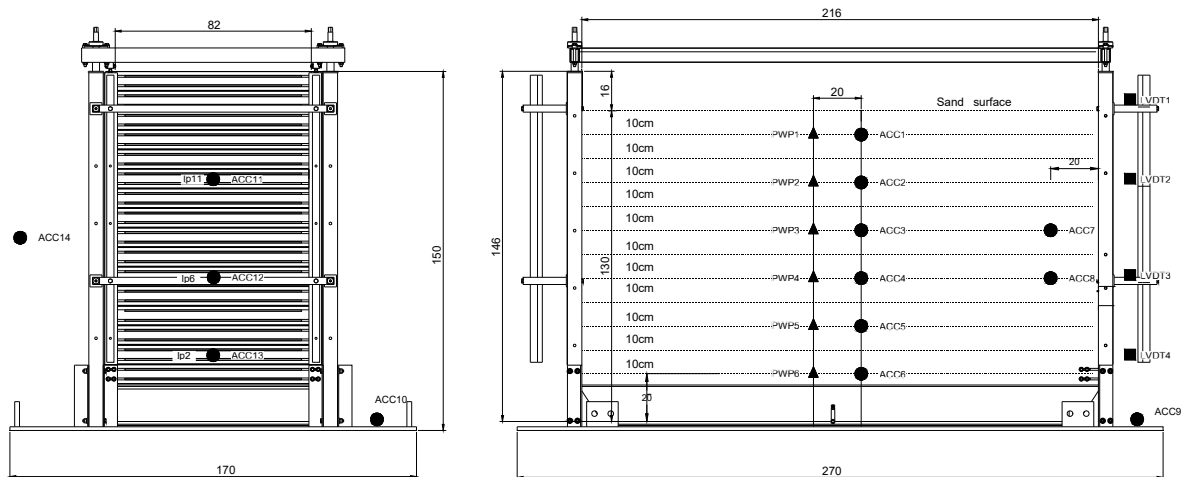


Fig. 7. Instrumentation scheme of the laminar box

Results showed that the input acceleration matches exactly the acceleration measured at the base plate of the laminar box. From the observation of the acceleration recordings on the frame and the soil and their comparison (Figure 8 a)) it can be concluded that the soil and the laminar box vibrate simultaneously and have the same acceleration input from the shaking table. When analyzing these graphs, the exact time of manifestation of liquefaction is clearly shown. At the beginning of the test until the initiation of liquefaction, the acceleration time history of the frame and the soil matches perfectly. After the initiation of liquefaction, the period of vibration elongates and the acceleration tends to zero.

The liquefaction depth in each shaking test was estimated based on the measured pore water pressures, acceleration and displacements. The number of cycles required to cause liquefaction increase with the increase of the relative density. The general trends of pore water pressure changes are similar to those obtained in the shaking tests by others presented in literature. When compared to the acceleration time history, the pore water pressure development shows good correlation with the liquefaction occurrence in a way that pore pressure development reaches the value of the effective stresses when acceleration starts to decrease and the period of the soil starts to elongate (Figure 8 b). This is another prove that the laminar box is appropriate and can simulate liquefaction phenomena. It is worth mentioning that besides the computational results, visible manifestation of liquefaction represented by sand boils had been observed during the shaking.

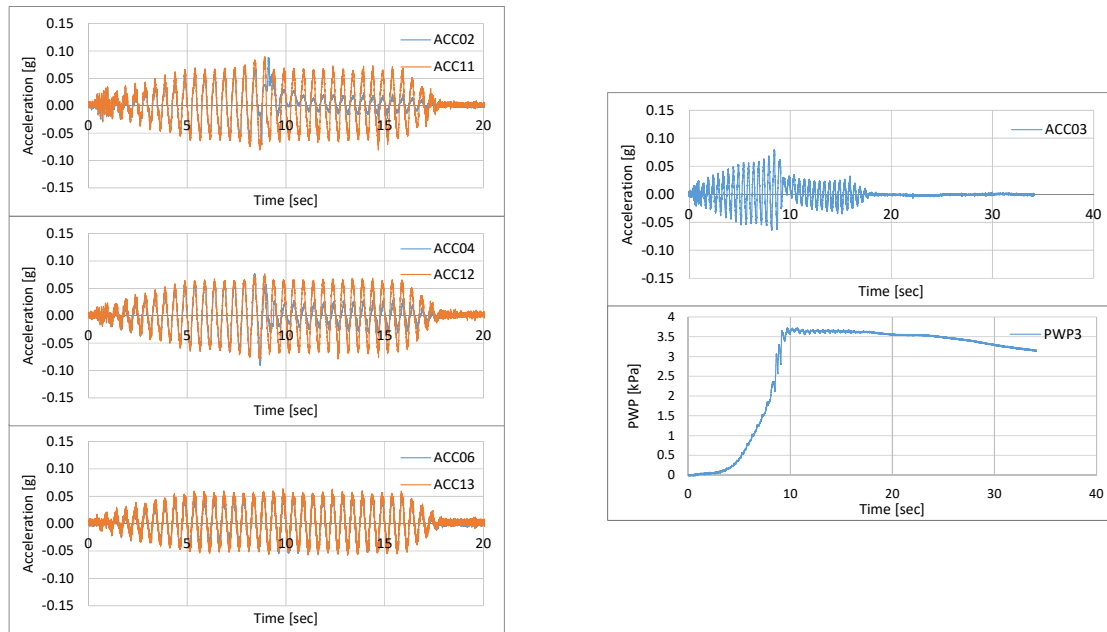


Fig. 8. a) Comparison of acceleration on soil and frame (0.05g) b) Manifestation of liquefaction – acceleration and excess PWP time response of soil at depth -50cm (0.05g)

4. NUMERICAL SIMULATION

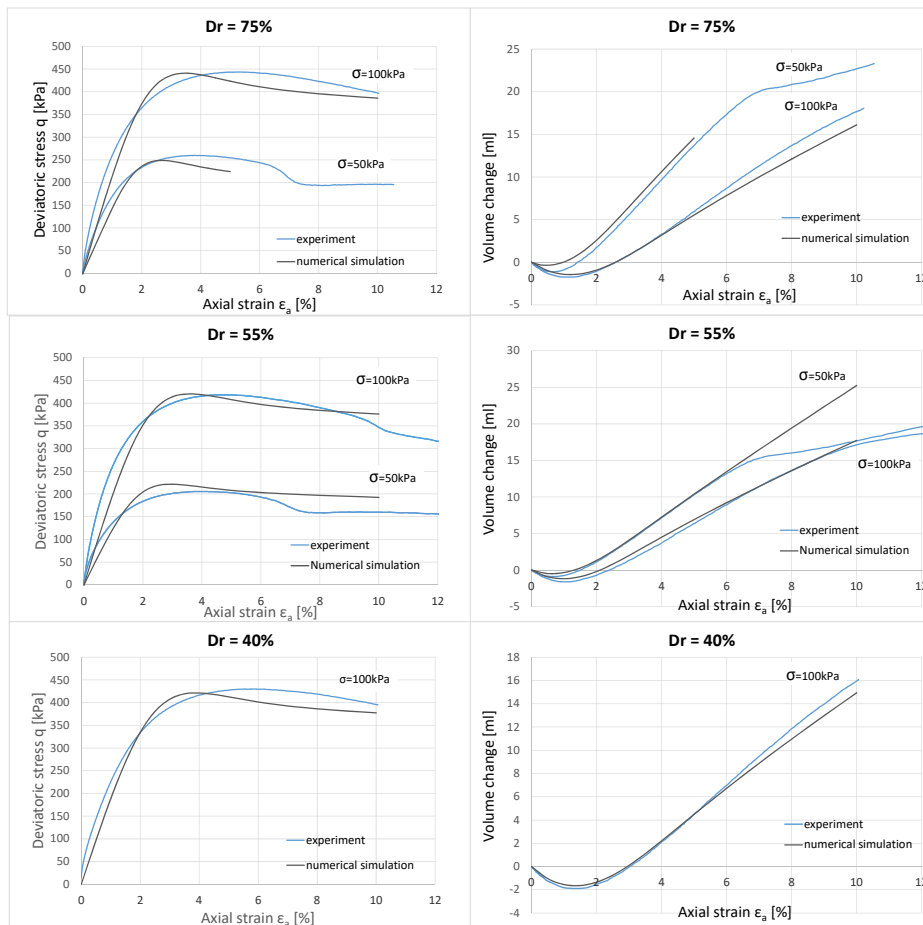


Fig. 9. Simulation of drained monotonic triaxial test on Skopje sand

The three-phase model with hypoplastic material modeling of solid phase [9] is used in simulation of performed triaxial tests of Skopje sand using the software package ANSYS. Figure 9 represents the stress strain curve and volume change versus axial strain comparison between experimental and numerical values for drained conditions. The results show a good agreement between the experimental values and numerical simulations of deviatoric stress and volume change versus axial strain for monotonic behavior. Thus, based on the performed simulation, a statement can be made that the numerical model can acceptably simulate the monotonic behavior (in drained and undrained conditions) of the Skopje sand, whereas the cyclic behavior can simulate it until a certain level of pore pressure generation and strain development. For large strains and liquefaction occurrence, some improvement of the model is necessary.

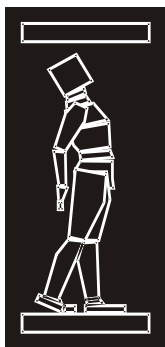
5. CONCLUSIONS

Strong efforts have been made at Laboratory for Dynamics of soils and foundations at IZIIS, Skopje to design and install medium size laminar container for research studies in the field of earthquake geotechnical engineering. Particular attention have been made towards boundary conditions that new laminar container should satisfy. The unique design of laminar rings and system of rollers overcome some of the shortcomings experienced at previous laminar containers.

Experimental and numerical program have been defined to obtain necessary data for dynamic properties and liquefaction susceptibility of sand from Vardar's river terraces, named Skopje sand. The element testing program and its numerical simulation verified suitability of Skopje sand for liquefaction research. The comprehensive research program of the Skopje sand is expected to give beneficial and useful results into the soil liquefaction experimental research area. This sand is representative for the alluvial deposits around the Vardar River and the performed investigations can be good basis for further definition and higher awareness of the liquefaction hazard in Republic of Macedonia.

REFERENCES

- [1] Cubrinovski, Misko, et al. (2010). "Geotechnical reconnaissance of the 2010 Darfield (New Zealand) earthquake."
- [2] Cvetanovska J. et al. (2013). "Sand characterization for experimental studies on liquefaction phenomena." *ICEGE Conference, from case history to practice in honour of prof. Kenji Ishihara*, Istanbul.
- [3] Sesov V. (2003). *Dynamic behavior of potentially nonstable layers and application of a model for decreasing the seismic risk of liquefaction occurrence*. PhD Thesis, University Ss. Cyril and Methodius-Skopje, Macedonia
- [4] Alper Turan, Sean D. Hinchberger, et al., (2009). Design and commissioning of a laminar soil container for use on small shaking tables, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29: 404-414.
- [5] Ueng, T. S. (2010). "Shaking Table Tests for Studies of Soil Liquefaction and Soil-Pile Interaction." *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 41(1)
- [6] Bojadjieva J. (2015) *Dynamic Behavior of Saturated Cohesionless Soils Based On Element And I-G Experiments*. PhD Thesis, Ss. Cyril and Methodius: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.
- [7] Tatsuoka et al. (1986). "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods." *Soils and Foundations* Vol.26 No.3 23-41
- [8] Taylor C.A., Dar A.R., Crew A. J. (1994). "Shaking table modelling of seismic geotechnical problems." *Proceeding of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, 1995: 441-446.
- [9] Edip K. (2013). Development of three phase model with finite and infinite elements for dynamic analysis of soil media. Ss. Cyril and Methodius: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

МА - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Стевчо МИТОВСКИ¹

МОДЕЛИРАЊЕ НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ФУГИ КАЈ БРАНА СВ. ПЕТКА

РЕЗИМЕ

Контактните зони на материјали со различни деформабилни параметри при спроведување на нумерички анализи се симулира со контактни елементи. Во рефератот е даден преглед на досега применувани вакви елементи, со подетален осврт на контактниот елемент од типот “spring”, применет за симулација на контактните зони карпестата основа/брана и бетонски блокови/инјекциона смеса/бетонски блокови во телото на браната (фугите на браната), со случајот на лачната брана Св. Петка, со височина од 64.0 m, изградена на река Треска, пуштена во употреба во 2012 година.

Клучни зборови: лачна брана, контактен елемент, крутост, поместувања

Stevcho MITOVSKI¹

STRUCTURAL JOINTS MODELLING AT DAM ST. PETKA

SUMMARY

The contact zones of materials with different deformable properties at carrying out of numerical analysis is simulated by interface (contact) elements. The paper gives short overview of the up to now applied interface elements and in more detail addresses the application of interface element of type “spring”, used for simulation of the contact zone rock foundation/dam and concrete blocks/grouting zone/concrete blocks (joints), in the case of St. Petka dam, a 64 m high arch dam on River Treska in Macedonia, commissioned in 2012.

Keywords: arch dam, interface elements, stiffness, displacements

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, smitovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The dams, having in consideration their importance, dimensions, complexity of the problems that should be solved during the process of designing and construction along with the environmental impact are lined up in the most complex engineering structures [Tančev, 2005; Novak et al., 2007]. In Macedonia, up to now are constructed 27 large dams. Different types of dams are represented, having in consideration the various geological, topographical and hydrological conditions, among which 19 are embankment dams, 6 concrete arch dams and 1 concrete multiarch dam. The stored water is used for meeting the demands for water supply of population and industry, irrigation, production of electricity, flood and erosion control, provision of minimum accepted flows, recreation and tourism. The total stored water volume is about $2.4 \times 10^9 \text{ m}^3$. The potential of the rivers in Republic of Macedonia is utilized to hardly 30%, and yet there is a permanent shortage of water for various purposes. Due to this fact, as well as due to strongly expressed uneven distribution of water, it is indispensably necessary to construct new dams with reservoirs. The assessment of the stability and the behaviour of the dam during construction, at full reservoir and during the service period is of vital meaning for this type of structures. In 2012 was completed Saint Petka arch dam, in near by of city of Skopje, as final part of the cascade system on river Treska, along with dams Matka and Kozyak. The paper deals with some aspects of the numerical modelling of St. Petka dam, performed by means of the SOFiSTiK code.

2. ST. PETKA DAM

St. Petka dam is double curved thin arch dam, with height of 64.0 m (Fig. 1). The crest elevation is at 364.0 masl, with crest thickness of 2 m and length of 115 m, while the lowest elevation is at 300.0 masl, with thickness of 10.0 m. On the right bank the low quality zone of the rock foundation is replaced by concrete block, thus avoiding the weak foundation zones. The dam site is characterized by symmetric shape with steep slopes, apropos the left abutment is with inclination of 60° , while the right abutment has an inclination of 50° . The normal water level is at 357.30 masl, with reservoir volume of $12.4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. The main purpose of the dam is electric power production. The St. Petka dam was commissioned in August, 2012.

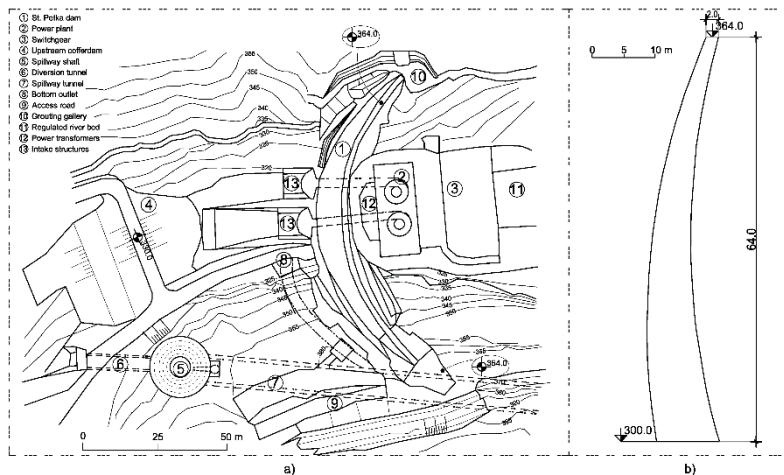


Fig. 1. St. Petka dam. a) layout and b) typical cross-section

3. DAM MODELLING

The static analysis of St. Petka dams dam is conveyed with application of the code SOFiSTiK, based on the finite element method. The program offers possibilities for complex presentation of the structures and simulation of their behaviour as well and including in the analysis of certain specific phenomena (automatic mesh generation based on given geometry, application of various constitutive laws, simulation of dam construction and reservoir filling, simulation of contact behavior etc.).

The following steps are required for the numerical analysis to be performed: (1) choice of material parameters – constitutive laws (one of the most complex tasks during the analysis), (2) adoption of dam geometry and (3) simulation of the dam construction and reservoir filling.

3.1 Input parameters

The program SOFiSTiK offers rich library of constitutive models for the materials, such as standard (concrete, steel, timber, soil and rock), but also and non-standard with option of user – defined laws of specific parameters.

The foundation is composed mainly of marble. The carbon schist appears as plates with mica sub-layers between them. At the upper zones of the dam site are detected diluvia and alluvial sediments, later excavated during the construction stage. The geotechnical input data for the modeled zone of the rock foundation are adopted on base on overall data from the geotechnical investigations and control testing before and during construction process (Synthesis Elaborate, 2004). An engineering-geological model of the terrain per parameter of deformability and shear strength is used, prepared on basis of the models per parameter of elastic waves velocity, obtained by geophysical methods before construction stage, as well and the model and section per parameter of weathering. Linear constitutive law is applied for the materials in dam foundation. The input data for the materials are specified in Tab. 1. Three main fault zones are also included in the rock foundation model.

Zone	Velocity of elastic waves Vp [m/s]	Deformation modulus D [MPa]	Poisson's coefficient μ
Fault	2500 – 3000	2500	0.30
Left bank	4000 - 4500	7000-8000	0.24
Right	3800 – 4000	5000-6000	0.26

Table 1. Zoning per parameter of velocity of elastic waves of the massive deformability

The constitutive law for concrete is adopted according to EC 2, concrete type 30 [ICOLD, 2009; Eurocode 2, 1992]. The basic concrete parameters are given in Table 2.

Parameter	Dimension	Value
Elasticity modulus	[N/mm ²]	31939
Poisson coefficient	/	0.20
Self-weight	[kN/m ³]	24.0
Nominal strength	[N/mm ²]	30.0
Coefficient of thermal expansion	[$\times 10^{-6}$ on °C]	1.0

Table 2. Concrete parameters

3.2 Model geometry

The spatial analysis of St. Petka dam is performed in stages. The numerical model is composed of the dam body and the rock foundation. The rock foundation boundaries are adopted according to literature [ICOLD, 1987]. More detail, the numerical model is composed of dam body, limited by the dam site banks, and rock foundation, with length upstream and downstream of the dam central cantilever in interval $(1\div 2)H$, where H denotes dam height apropos a length of 100 m is adopted, while the rock foundation under the dam is adopted at depth of 65.0 m (Fig. 2a). By such parameters is defined the non-deformable boundary condition (displacements in X, Y and Z direction are fixed at the lowest section). The discretization is conducted by capturing of zones with different materials – concrete and rock foundation. Per dam crest length the dam is divided in vertical segments with length of 6-12 m. The segments are divided horizontally in 16 groups. The height of one segment is 4 m. The dam's thickness is divided in 6 layers (groups). In this way, the different distribution of the temperature along the thickness, measured from installed thermometers, are taken in the analyses adequately. The layers are created by specified number of volume bodies, constructed of one type of material. The concrete

block, constructed to replace some weak rock zones in the right abutment of the dam site, is also included in the model (Fig. 2b). At contact surface dam - foundation as well and at contact surface of concrete blocks of the dam body (dam joints) are applied interface elements (Fig. 2c) in order to simulate the interaction behavior at contact of materials with different deformable parameters. The interface elements are of type “spring”, thus connecting two areas of quadrilateral elements (applied only as geometry elements).

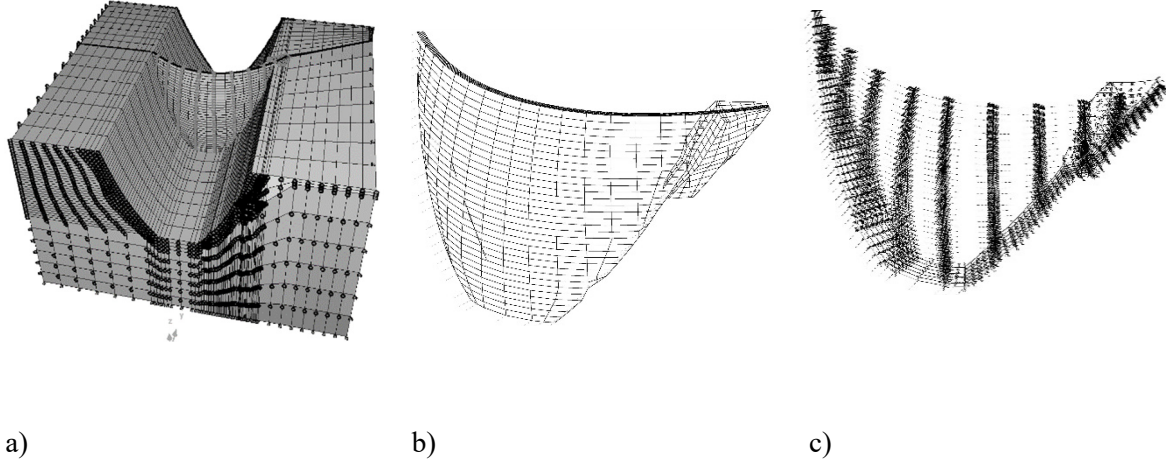


Fig. 2. St. Petka dam model. A) Spatial view from stream side, b) Discretization of the dam body and the concrete block, c) Interface elements at contact dam-foundation and in at contact concrete-grout mix in dam joints

3.3 Interface elements

The behavior of the contact zone dam/foundation and contact zone between the dam blocks (joints) is simulated by interface elements of type “spring” (Fig. 3).

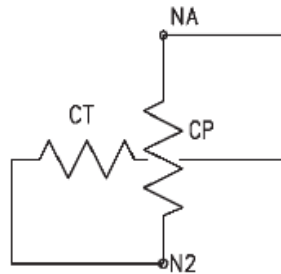


Fig. 3. Interface element of type “spring”

Interfaces in principle, act as compressed ones, i.e. the relative displacement along the contact are in fact displacements in tangential direction of the spring. The behavior of the springs generally is described by two parameters: normal stiffness C and tangential stiffness Ct.

By applying of conventional finite elements it is not possible to simulate specified contact zone behaviour due to the compatibility of the element edges. Therefore interface elements are applied for simulation of contact zones behaviour. In rock mechanics is assumed that the rock material behaves by Mohr-Coulomb law, where as the shear strength is expressed by cohesion and angle of internal friction. The contact zones behaviour is displayed on Fig. 4 [Goodman, 1976; Tancev, 1989; Hudson and Harrison, 1997; Hoek, 2000]. Under action of the tangential stress an relative displacement occurs of bodies I and II for value of Δs . Two cases are possible: a) No occurrence of sliding in the contact apropos the zone of elastic deformations, described by the equation:

$$\tau < \tau_f = c + \sigma_n \tan \delta \quad (1)$$

where as: τ_f – shear strength of the contact; c – contact cohesion; σ_n – normal stress; δ – sliding angle.

Curve part marked with (1) on Fig. 4-b are displayed occurred elastic shear deformations. The interface element parameters are determined by normal stiffness C_p and tangential stiffness C_t . In case of stress state by occurrence of elastic deformations in the contact the normal stiffness has the role of elasticity modulus, while the tangential stiffness is equaled with the distortion modulus G , according to the following equation:

$$\sigma_n = C_p \cdot \Delta n; \tau = C_t \cdot \Delta s \quad (2)$$

where as Δn and Δs are average normal and tangential relative displacement along the contact. According to the theory, the contact behaviour is displayed on Fig 4-b, c.

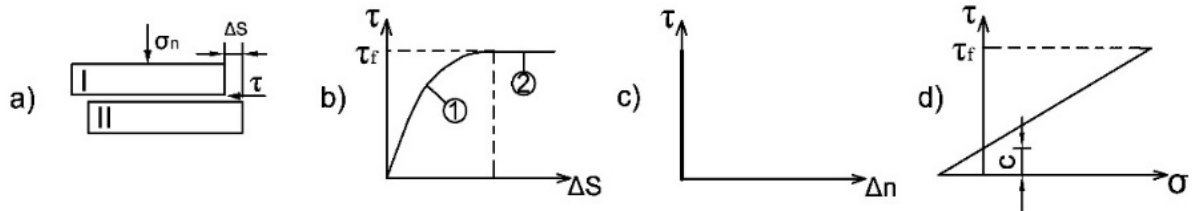


Fig. 4 Behaviour of contact zones

b) Sliding occurs in the contact. Such case appears when the tangential stress will reach the shear strength of the contact apropos when $\tau \geq c_a + \sigma_p \tan \delta$. The stiffness in such case has value of zero and the adjacent layers displace along the contact length independently one from another. In case of tension in the contact, it loses both stiffness.

The interface element can be applied by input of axial, lateral and rotational constant, prestressing, sliding and non-linear effects (failure load for compression or tension, creep, friction coefficient, cohesion, strain etc).

On the current level of development in geotechnics, several approaches of shear strength along contact zones testing are known, but there are still cases when it is very usual to adopt or assume them, and very often this problem is not even treated. Along with this, it is very difficult to conclude how close is the prognosis of the parameters to the actual conditions which are expected in the phase of exploitation of the structures. The theory and methodologies for determination of shear strength along discontinuities are also developed [Goodman 1974]. Furthermore, there are some developed methodologies to define shear strength along interfaces concrete-rock mass in a phases of design for concrete dams [Anđelković, 2001; Jovanovski M. et all, 2002] Some detail analyses of shear strength parameters in designing of fill dams can be found in Barton and Kjaernsli [Barton and Kjaernsli, 1981], while summarized overview is given by Tanchev [Tanchev, 1989; Tanchev 2014].

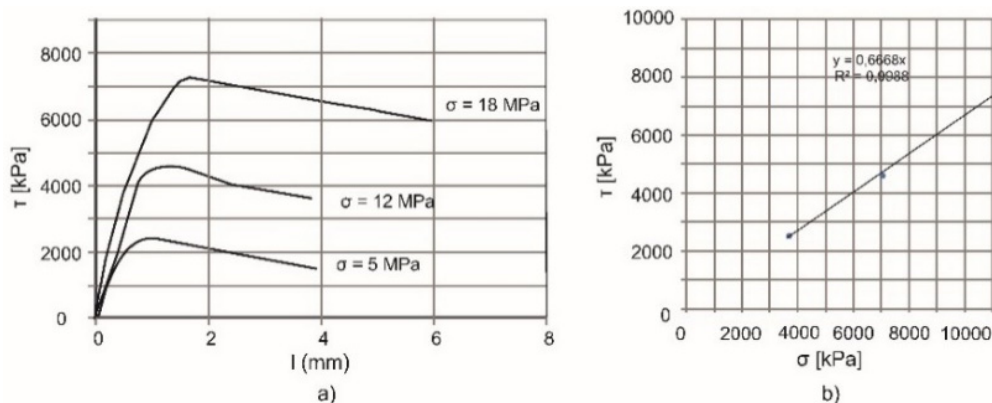


Fig. 5. Output results for testing sample 378 I/A, contact concrete-grout mixture at constant normal load of 6, 12 and 18 MPa. a) Dependence shear load-displacement, b) dependence shear/normal load $\tau = \sigma(s)$

The research of input data for the stiffness properties by specially arranged laboratory direct shear test can be done by applying the Hoek’s apparatus [Mitovski, 2015]. The values for the lateral constant were adopted on base of laboratory and „in situ“ testing on the shear strength parameters by Hoek apparatus at the contact concrete/rock foundation and concrete/grout mixture in the dam joints. The output results from one sample from the testing are displayed on Fig. 5. The adopted values are $C_p=16 \times 106 \text{ kN/m}^3$ and $C_t=1 \times 106 \text{ kN/m}^3$ for contact dam-foundation and $C_t=5 \times 106 \text{ kN/m}^3$ for contact concrete/grout mixture.

3.3 Dam loading

The analysed loading states of the dam include state after dam construction, joint grouting and first reservoir filling. The state after dam construction considers dead weight and temperature load, while the state at first reservoir filling considers dead weight, temperature load (Fig. 6), grouting load and hydrostatic pressure (Fig. 7). The dam filling commenced in June 2012 and reached normal water elevation of 357.30 masl at end of July 2012. The temperature load is adopted in accordance with the monitoring data of the temperature in the dam body for the specified loading states apropos previously specified time periods. The grouting load, applied on the joint surfaces between two concrete blocks, was also simulated in the analysis (Fig. 8). The dam joint grouting was performed in the period March-April, 2012. The grouting was done in five stages in height of 12 m per stage, with grouting pressure of 7 bar at bottom and 5 bar at top of one grouting section of 12 m (Fig. 9).

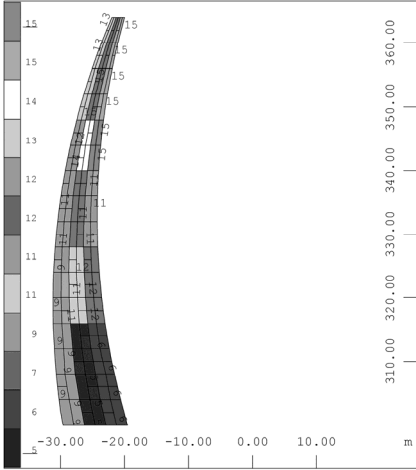


Fig. 6. Temperature loading, applied on the dam

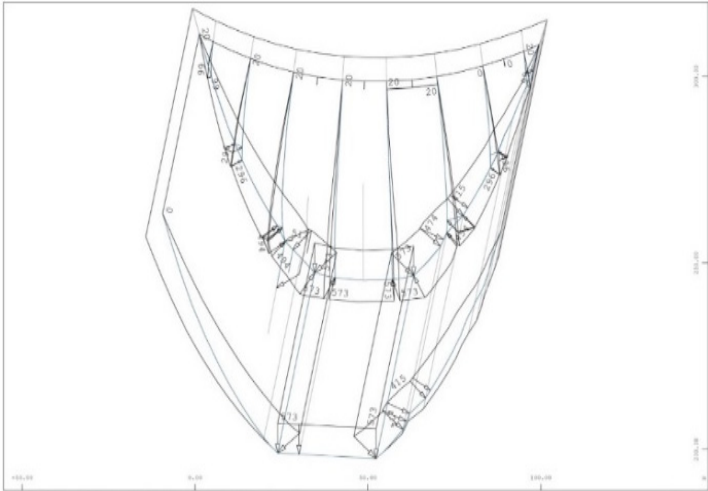


Fig. 7. Water loading, applied on the dam

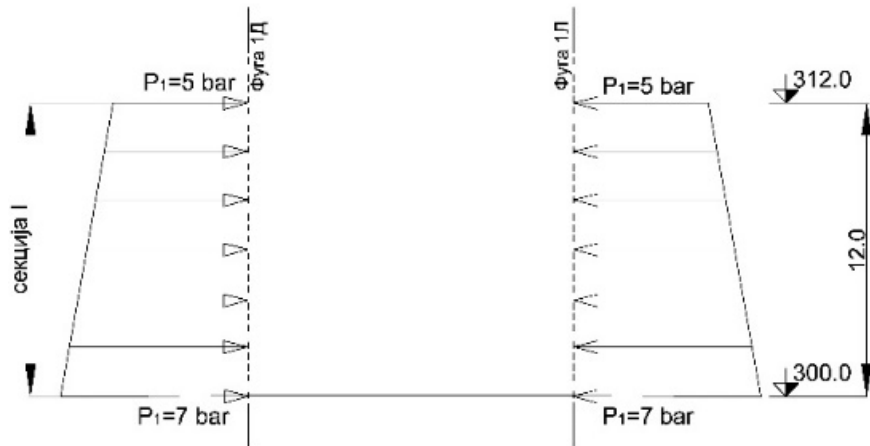


Fig. 8. Grouting load (pressure) for section I in joints 1L (left) and 1R (right)

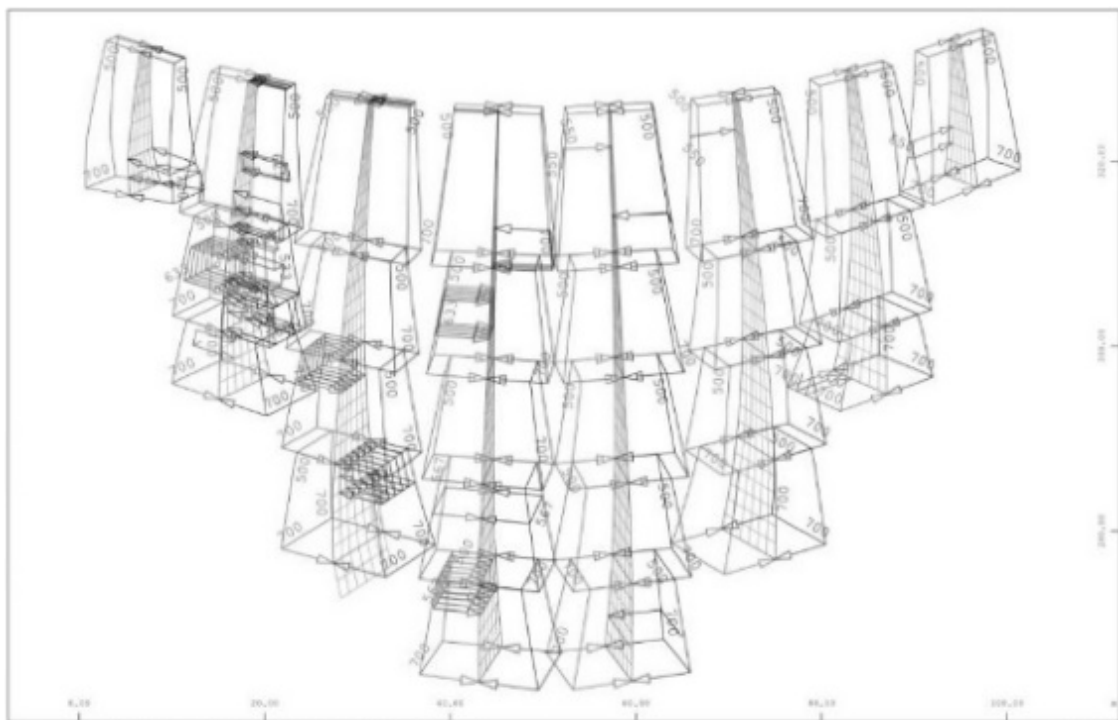


Fig. 9. Grouting load, applied along surface of both sides of the dam joint

4. OUTPUT RESULTS

The displacements of the interface elements are analysed. On Fig. 10 are displayed spring displacements in vector form upon grouting process, while on Fig. 11 are displayed spring displacements for full reservoir. Displacements are increased in case of full reservoir state due to the temperature increase. Maximal displacements in the joint upon grouting process is 0.89 mm. At full reservoir state the maximal displacement in the joints is 1 mm. In the dam are installed measuring devices – joint meters, for observation of the joint behaviour (Fig. 12). On Fig. 12 are displayed calculated and measured values for joint displacements upon grouting stage. It can be concluded that there is good matching of the measured and calculated values regarding the direction and size of the displacements for the state upon grouting stage.

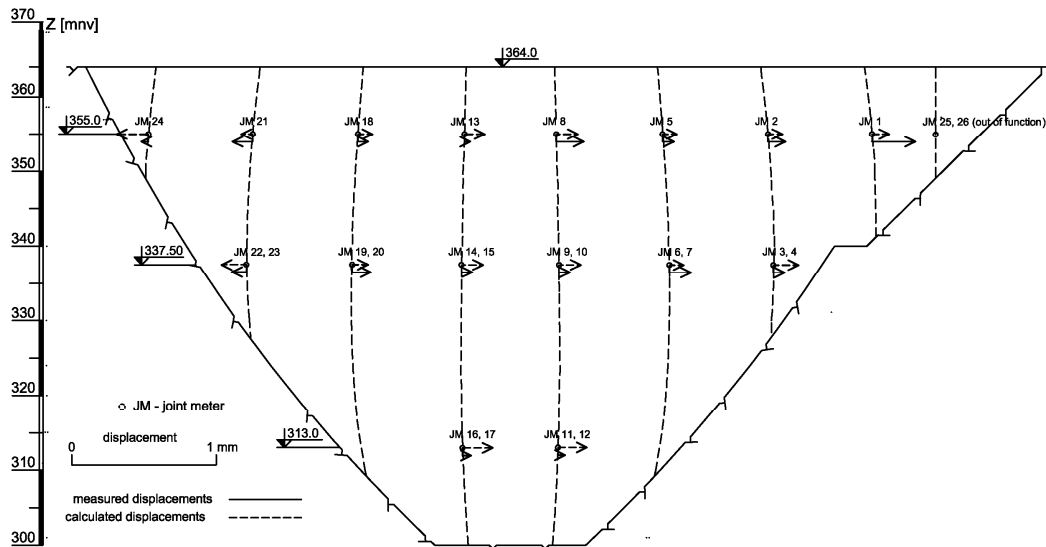


Fig. 12. Comparison of calculated and measured joint displacements upon grouting stage

6. CONCLUSIONS

The prediction of the behaviour of the concrete arch dams during construction and at full reservoir is essential for providing limit data for displacements and stresses in the dam for the engineers – designers of these structures.

The St. Petka dam was analyzed with application of the program package SOFiSTiK, based on the finite element method. The loading was applied in accordance with realistic loading states of the dam – after construction and at full reservoir. Beside the primary loads of the dam, grouting load was also included in the model.

The obtained data from the numerical analysis should be compared with monitoring data of the dam that would lead to additional information on the dam behavior and will reflect on the accuracy of the numerical model and the monitoring devices. This is the essence of the calibration process, which is continuous. Any disagreement between this data would indicate on improper dam behavior that would require investigation and analysis of the eventual problem and taking measures.

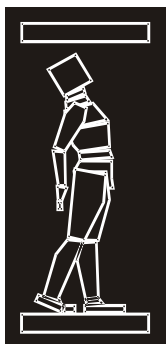
The joints behaviour within the dam body was simulated by interface elements of type spring. The input parameters were determined by laboratorial testing treating the shear strength along discontinuities in this case by application of Hooke's apparatus.

The joints behaviour is analyzed by displacements values and direction, obtained within the expected ones for such structure and loading cases. The comparison of calculated and measured displacements shows good matching thus leading to conclusion that the adopted input values for the normal and tangential stiffness are well chosen.

REFERENCES

- [1] Anđelković Vl.: Analysis of shearing modulus on bedrock-concrete interface. Monography: Managing water resources of Serbia, 2001 (in Serbian).
- [2] Barton N., Kjaernsli B.: Shear strength of rockfill. Journal of the geotechnical engineering division, Vol.107, N0 GT7, July 1981.
- [3] Eurocode 2: Design of concrete structures, European Committee for Standardization, 1992.
- [4] Finite element methods in design and analysis of dams, ICOLD Bulletin 30a, 1987.
- [5] Goodman R., "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks" West Publishing Company, New York, 1976.

- [6] Hoek E., Practical Rock Engineering, 2000.
- [7] Hudson J., Harrison J. "Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles", Pergamon Press, Elsevier Science Ltd., 1997.
- [8] ICOLD Bulletin no. 145, The physical properties of hardened conventional concrete in dams, January, 2009.
- [9] ICOLD Bulletin 30a, Finite element methods in design and analysis of dams, 1987.
- [10] Mitovski S., (2015) PhD thesis, Static analysis of concrete dams by modelling of the structural joints, Ss Cyril and Methodius University, Civil Engineering Faculty – Skopje.
- [11] Novak P., Moffat A. I. B., Nalluri C., Narayanan R. "Hydraulic structures", Taylor & Francis Group, London, 2007.
- [12] Synthesis Elaborate on performed investigation and testing for concrete arch dam at dam site "St. Petka" on river Treska, Civil Engineering Institute "Macedonia", 2004.
- [13] Tanchev L., (2014) Dams and appurtenant hydraulic structures, Second edition, A.A. Balkema Publ., CRC press, Taylor & Francis Group plc, London, UK.
- [14] Tanchev Lj. (1989) Static analysis of rockfill dams. Studentski zbor, Skopje (in Macedonian).
- [15] Jovanovski M., Gapkovski N., Anđelković Vl., Petrović Lj.: Some possibilities for determination of bedrock-concrete interface shearing strength in Hoek's box. Proceedings from the First symposium of Macedonian Association for Geotechnics, Ohrid, 2002, pp.78-86 (in Macedonian).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Денис ПОПОВСКИ¹

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И ТЕОРИСКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОД СПРЕГАЊЕТО НА ЧЕЛИКОТ И БЕТОНОТ КАЈ КОНТИНУИРАНИ НОСАЧИ ОД МЕЃУКАТНИ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

Спрегнатите конструкции, сами по себе, претставуваат една комплексна целина на спој од двата најупотребувани материјали во градежништвото, бетонот и челикот. Подлежат на комплексни анализи за однесувањето на двата материјали и средствата за спрегање - можданиците. При анализа на ваквите конструкции потребно е познавање од карактеристиките и однесувањата на двата материјали, и познавање од однесувањето на конструкциите како целина. Со цел да се добијат подетални податоци за ефектите од спрегањето на челикот и бетонот кај континуираните носачи изработена е експериментална програма која се состои од испитувања на повеќе елементи и носачи.

Клучни зборови: спрегнати конструкции, спрегнати плочи, можданици, челични конструкции

Denis POPOVSKI¹

EXPERIMENTAL AND THEROETICAL RESEARCH OF THE EFFECTS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES FOR CONTINUOUS BEAMS

SUMMARY

The composite steel and concrete structures, as they are, are complex unity of the two of the most utilized materials in civil engineering, steel and concrete. For these kinds of structures, a complex analysis is needed for the behaviour of the steel, concrete and the shear connectors. The analysis of such structures requires knowledge of the characteristics and behaviour of both materials, and knowledge of the behaviour of structures as a whole. But to have a real picture of the realistic behaviour there is need for research, which represent the core knowledge in the modern civil engineering. In order to obtain further data on the effects of composite steel and concrete structures for continuous beams, an experimental program was made with multiple elements and beams.

Key words: composite structures, composite deck, shear connectors, steel structures

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The experimental program was conducted from several testing procedures. First, a modified test sample was made for testing the nonlinear behaviour of the shear connectors, which through experimental research the P-d diagram was obtained, required for the research of the beams.

Experimental and theoretical research is carried for two simple beam girders with span of 5.04m, for testing of the ultimate limit state and behaviour of the adopted cross-section through the cycles of loading.

With the adopted cross-section a model of theoretical and experimental research of continuous beams with two spans of 5.75m was made. The beam was tested with cyclical and successive loads until the ultimate limit state of the cross-section at the bearing. The beam was tested for impact analysis comparison for preloading through controlled deformations.

Comparison was made from the results of the testing with the analytical models according to EN 1994, and 3D models with "solid" finite elements with defined behaviour of the model as close as it can to the tested beams.

2. METHOD OF TESTINGS

The testing is carried out for obtaining relevant data on the behaviour of the pre-stressed by imposed deformation composite continuous beam, and to obtain comparative results to continuous composite beams, especially at the support.

2.1. Testing the materials

After every casting of the concrete a sample was taken for testing the strength of cubes with dimensions 150x150x150mm, and cylinders with dimensions 150x300mm. The modulus of elasticity was tested on three cylinders for each casting. Also, the shrinkage of each cast concrete is measured with three prisms within 175 days for the first beam, and 157 days for the second beam. The adapted strength class of concrete for the two beams is C25/30 according to EN 1992.

The testing of compression and tensile strength for the concrete for the first beam was made on the 29th and the 32nd day from casting. The compression strength of cube is $f_{ck,cube}=36.64\text{MPa}$ (+22.1%), the strength of cylinder is $f_{ck}=29.51\text{MPa}$ (+18.0%). The tensile strength of the concrete for the first beam is $f_{cm}=2.95\text{MPa}$ (+13.5%), and the modulus of elasticity is $E_{cm}=31.97\text{GPa}$ (+3.1%). The shrinkage at the 29th day (the day for the testing of the first beam after the casting) is measured with value of 0.255‰. The calculated value of the shrinkage in accordance with EN 1992 is 0.230‰ (-10.9%).

For the second (pre-stressed) beam, the obtained values from the testing of the concrete are $f_{ck,cube}=32.03\text{MPa}$ (+6.8%, with standard deviation of $\sigma=1.79$), $f_{ck}=31.65\text{MPa}$ (+26.6%), $f_{cm}=2.97\text{MPa}$ (+14.2%) and $E_{cm}=31.65\text{GPa}$ (+2.1%). The measured shrinkage on the 34th day (the day for the testing of the second beam after the casting) is 0.241‰. The calculated value of the shrinkage in accordance with EN 1992 is 0.273‰ (+13.3%).

The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material, steel beam, reinforcement and steel sheeting is determined.

The reinforcement steel is class B, in accordance with EN 1992-1-1, Annex C, table C.1 and C.3N, with yield strength of $f_{yk}=597\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_{uk}=662\text{N/mm}^2$, with $k=f_{uk}/f_{yk}=1.11$, and $\epsilon_{uk}=9.9\%$.

The steel for the headed studs is class S235J2+C450, in accordance with EN 13918, with yield strength $f_y=502\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_u=552\text{N/mm}^2$, with $k=f_u/f_y=1.10$ and $\delta_5=18.5\%$.

The steel for the steel sheeting deck is class S550GD Z275, in accordance with EN 10147, with yield strength $f_y=675\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_u=770\text{N/mm}^2$, with $k=f_u/f_y=1.14$ and $\delta=24.6\%$.

The steel for the beam is S275JR, in accordance with EN 1993, with yield strength $f_y=275\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_u=424\text{N/mm}^2$, with $k=f_u/f_y=1.54$ and $\epsilon_u=18.9\%$.

The results from the testing of the steel (reinforcement, headed studs, steel sheeting and steel beam) meet the requirements from EN 1992 and EN 1993.

The same class of the steel for reinforcement, headed studs, steel sheeting and beam is used for the two composite continuous beams.

2.2. Modified test on shear connectors

The three samples for the modified (specific) testing of the behavior of the shear connectors are tested in the same environment, with the same testing equipment and testing conditions.

The testing is carried out according to EN 1994, with cycled loading with first step of loading from 0% to 40%, then 25 cycles of loading from 5% to 40%. After the cycled load, the samples were loaded until failure in time not less than 15 minutes.

For the need of the testing, measuring and loading equipment is used. The load is applied through 100 ton press where the force is regulated with electronic dynamometer. The longitudinal slip between the steel and the concrete is measured with 3 electronic comparators. The transverse separation between the concrete slab and the steel section is measured with 4 electronic and 4 dial comparators. The accuracy of the testing equipment is in the range of $\pm 1.5\%$.

The electronic equipment is connected to HBM Quantum data acquisition system amplifier with direct connection to computer. The measuring of the electronic equipment is carried out through the whole testing in real time.

In table 2 the results from the testing of the three specimens are given with the measured strength of the force of failure ($P_{Rk,U}$), and the analyzed values of the strength of one headed stud.

Specimen	P_{Rd} [kN]	$P_{Rd,U}$ [kN]	age of conc [days]	$P_{Rk,U}$ [kN]	P_{Rk} [kN]	f_u/f_{ut}	$P_{Rd,(1)}$ [kN]	difference [%]	$P_{Rd,D}$ [kN]
II 1	51.61	516.10	34	602.86	542.57	0.996	54.04	+4.71	51.84
II 2			35	561.82	505.64		50.36	-2.42	
II 3			38	578.02	520.22		51.81	+0.39	

Table 2. Results from the testing

Where:

P_{Rd} is design resistance of one stud including the partial safety factor

$P_{Rd,U}$ is ultimate design resistance of eight studs, without the partial safety factor

$P_{Rk,U}$ is ultimate design resistance of eight studs from the testing

P_{Rk} is reduced ultimate design resistance of eight studs from the testing, according to EN 1994-1-1, B.2.5, $P_{Rk}=0.9 \cdot P_{Rk,U}$

$P_{Rd,(1)}$ is design resistance of one stud including the partial safety factor from the testing

$P_{Rd,D}$ is design resistance for the stud from the three specimens, statistical evaluated from all the results in accordance with EN 1990, Annex D.

The difference in negative resistance of -2.42% is in the range of the accuracy of the testing equipment of $\pm 1.5\%$. The deviation of the results from the three specimens is not bigger than 10%, and with the design value of $P_{Rd,D} = 51.84\text{kN} > P_{Rd} = 51.61\text{kN}$, can be concluded that the headed studs meet the requirements given in EN 1994.

In figure 1.a, 1.b and 2.a. the determination of the slip capacity from the “P- δ ” diagram for one headed stud are given, where $P_{Rk,(1)}=0.9 \cdot P_{Rk,U,(1)}$ is reduced ultimate design resistance from the testing for one headed stud. From the value of $P_{Rk,(1)}$ and the “P- δ ” diagram from the testing, the value of the slip capacity “ δ_u ” can be determined as given in figure 1 and 2.

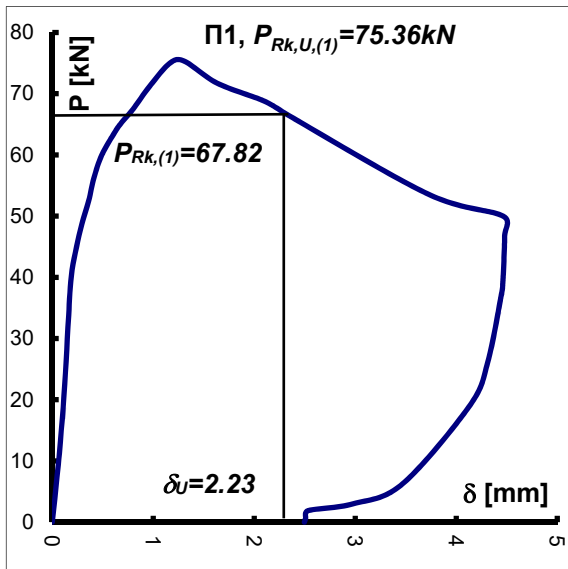


Figure 1.a. “P-d” diagram, specimen П1, slip capacity determination

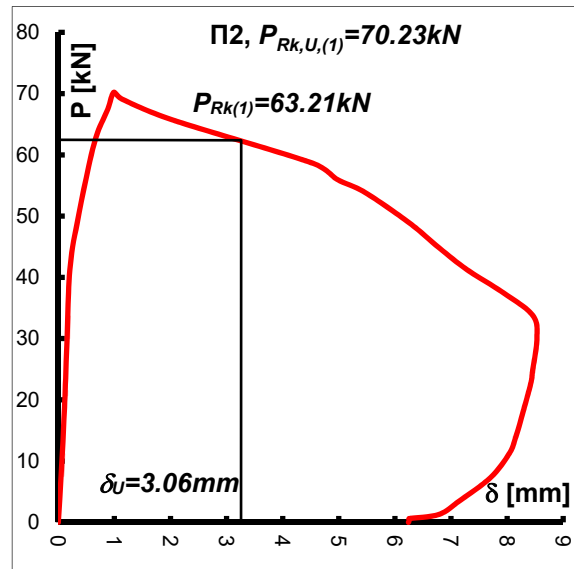


Figure 1.b. “P-d” diagram, specimen П2, slip capacity determination

In figure 2.d. the diagrams of all specimens are given, including the diagram for the analytical model (AM) obtained from the diagrams of the specimens, but in accordance with EN 1994.

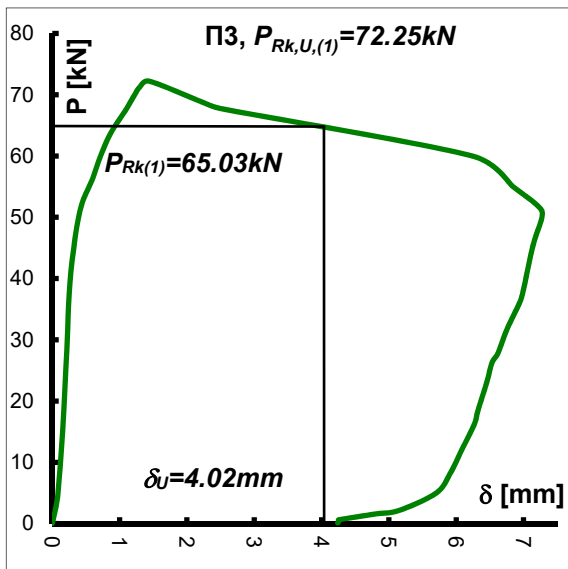


Figure 2.a. “P-d” diagram, specimen П3, slip capacity determination

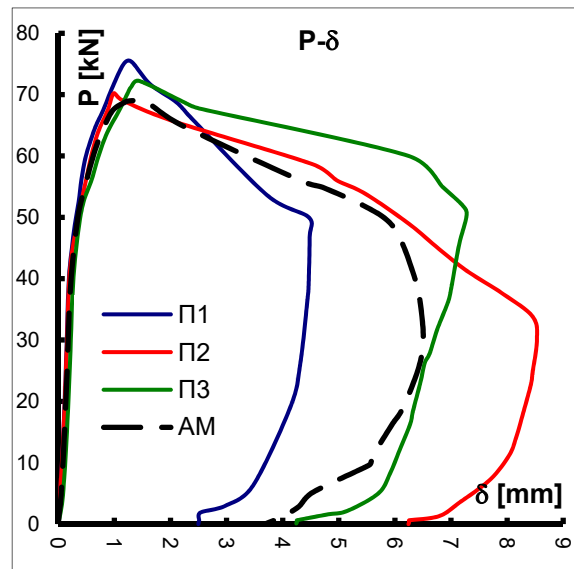


Figure 2.d. “P-d” diagram, all specimens

The values of the determined slip capacity for each specimen are 2.23mm for П1, 3.06mm for П2 and 4.02mm for П3, where according to EN 1994-1-1, Annex B, the value from all three specimens is $\delta_{uk}=0.9 \cdot \delta_{u,min} = 2.01\text{mm}$. Or, the value of the slip capacity from all specimens can be determined with statistical evaluation from the results in accordance with EN 1990, Annex D, in which case the value is $\delta_{uk}=3.17\text{mm}$.

There are no significant measured values of transverse separation between the steel beam and the concrete slab.

2.3. Composite simple beam testing

The cross section of all, single span or continuous, beams is composed from IPE270 as the steel main beam, with steel sheeting from Bondeck 600 (thickness of 1.0mm) with ribs transverse to the length of the main beam, creating T-beam. The steel sheeting is connected to the beam with headed stud shear connectors, in two columns longitudinal to the main beam, where the longitudinal distance between the studs is 200mm. The studs are through deck welded to the beam in accordance with EN14555. The full thickness of the concrete beam is 52+58=110mm, as shown in Fig. 4. The concrete is reinforced with Q283 (Ø6/100mm) class B reinforcement, where above the middle support of the beam the concrete is reinforced with two layers of the same reinforcement. The composite beam is continuous with two spans of 5750mm with total length of 11500mm. The full height of the cross section is 270+110=380mm.

The load is applied through 100 ton press with two different loading cases. The first one is cycled loads with forces from 0 to 50kN as the first step, from 0 to 100kN as the second step, and from 0 to 200kN as the third loading step. After the cycled loading the load is applied in subsequent increments until failure occur, 352kN and 367kN for the two different composite single span beams.

This testing was carried out for obtaining relevant data of the behaviour and the ultimate limit state of the adopted cross section. The width of the effective activated concrete flange is measured through all steps of the application of the load, as shown in Fig. 3.

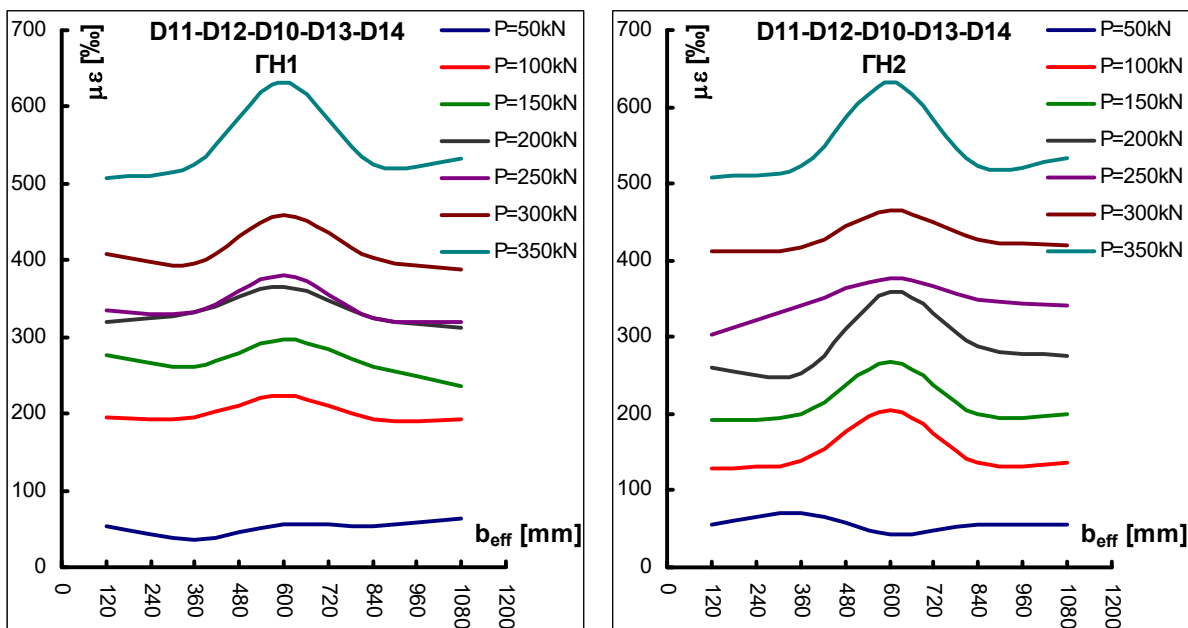


Figure 3. Activated effective width of the concrete flange, for measuring point at M_{max}

2.4. Composite continuous beam testing

The cross section is the same for all the tested beams, composed as T-beam form steel girder and concrete flange with steel sheeting as deck, shown in Fig. 4. The loading equipment is applied on the beams, as shown in Fig. 6, with the same load cycles and loading increments for the two continuous beams. For the purpose of this testing, dial and electric comparators (U1 to U102) and dynamometers (DM1, DM2) are used. Also, positioned at strategical points of interest, concrete strain gauges with

length of 120mm (B1 to B7), steel strain gauges with length of 5mm (A11 to A24) are used, as shown in Fig. 7.

The load is applied through two layers of transmission beams (TL, Td, T1 to T4), where from two loading points, the load is distributed to eight loading points, simulating continuous load through the whole length of the tested beam.

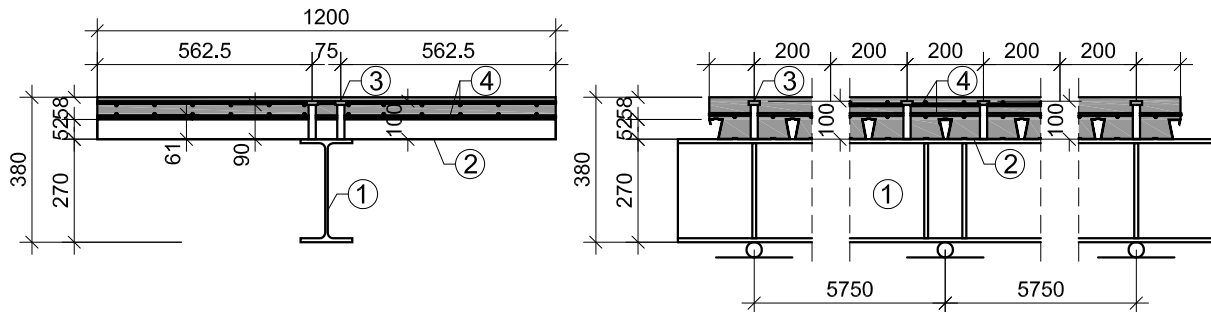


Figure 4. Cross section and testing model for the two composite continuous beams

Where:

- 1) main beam IPE270 (S275JR)
- 2) steel sheeting Bondeck 600, $t=1.0\text{mm}$ (S550GD Z275)
- 3) Nelson headed stud, $d=19\text{mm}$, $hsc=100\text{mm}$ (S235J2+C450)
- 4) reinforcement Q273 ($\text{Ø}6/100\text{mm}$) class B ($f_y/f_u=600/660$)

The composite (concrete and steel) beam is loaded with cycled load up to 40kN in dynamometer, then the load is applied in subsequent increments until failure occurs (up to 450kN). After every step of loading, values from the measuring equipment (deformeter and dial comparators) are obtained. From the electronic dynamometers, comparators and strain gauges the measurements are obtained in real time throughout the whole testing.

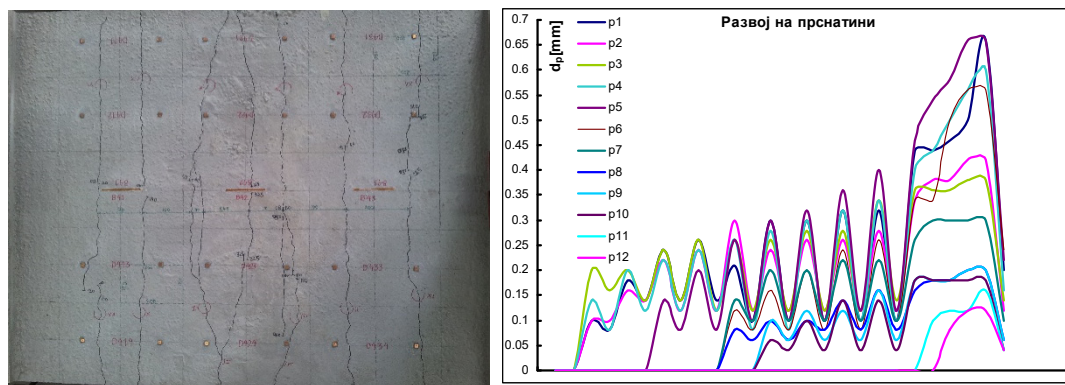


Figure 5. Cracks at support (left), development of the cracks (right)

Among all the relevant data obtained from the testing, the behaviour of the concrete flange at the support, the development of the cracks in the concrete, is observed at real time of the testing.

2.5. Testing the composite continuous beam pre-stressed by controlled imposed deformation

The pre-stressed composite beam is placed with elevation on the middle support for 18mm, and in that position the placing of the steel sheeting, the welding of the studs and the concreting were made. After 32 days of preparation and installation of the measuring and loading equipment, the beam was pre-stressed by imposed controlled deformation. After the readings from the measuring equipment at this step, the cycling loads up to 40kN was imposed, and then the load is applied in subsequent increments until failure (up to 600kN).

The behaviour of composite beam is observed, especially at the first step of the testing, the pre-stressing by controlled imposed deformation. Through the equipment, compression in the concrete slab at the support is measured. That indicates that the pre-stressing is activated and effective.

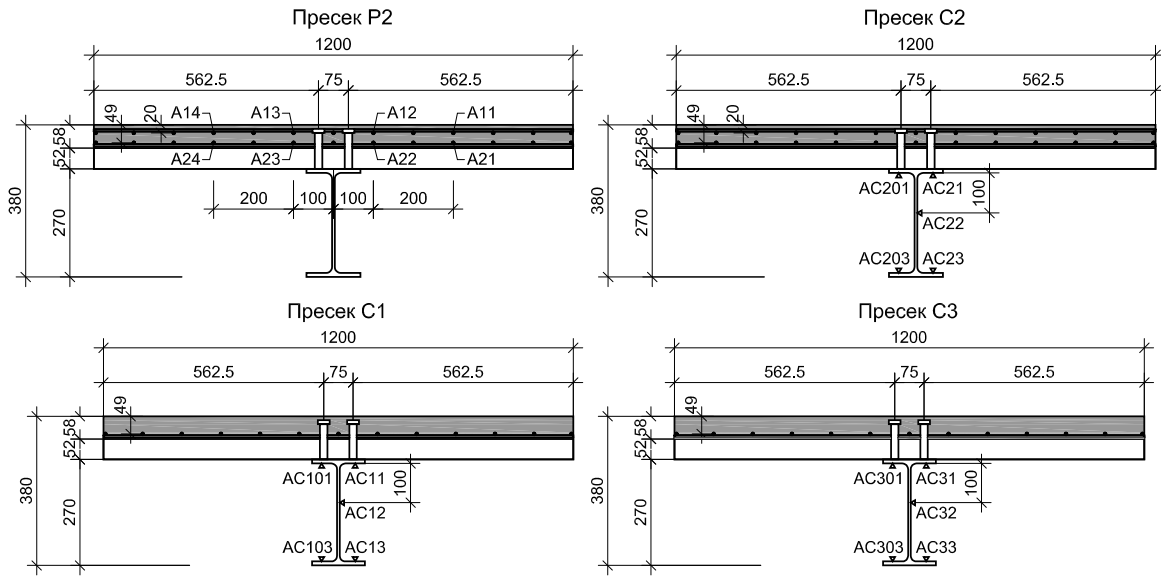


Figure 7. Strain gauges placement at characteristic cross sections

In the subsequent increments of the load, a transition from compression to tension is noticed, delaying the appearance of the initial crack. The effects of the pre-stressing are evident, as shown in Fig. 8, where the capacity, especially for the serviceability limit state, of the cross section and the beam is significantly increased.

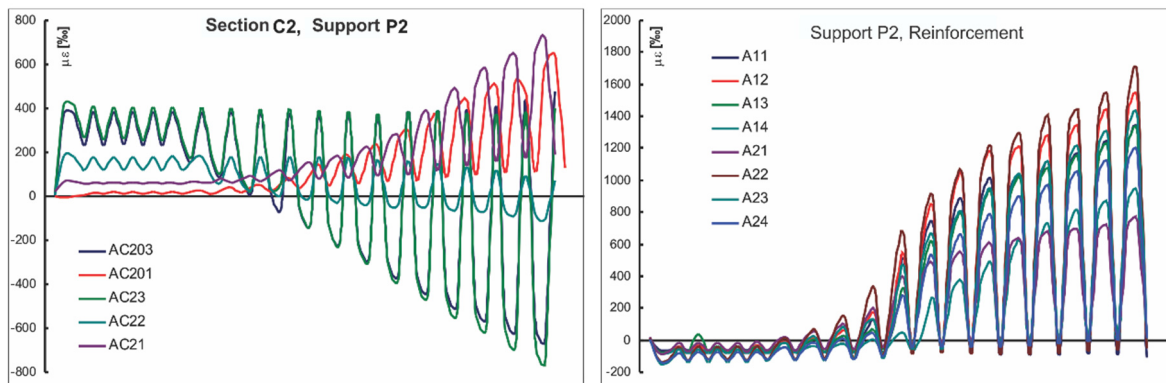


Figure 8. Effects of the pre-stressing, measured strains

2.6. Analytical models

Realistic 3D models, created with 3D solid elements and with usage of nonlinear behavior of links with defined characteristics of the used materials and elements, in software were used for comparative analysis of the testing. The shear connection between the concrete and the steel solid elements is with nonlinear link, with usage of the “P-d” diagram from the obtained behaviour of the shear studs. The nonlinear behaviour of the two different materials is defined with usage of nonlinear links between every solid element, with behaviour obtained from “ σ - ϵ ” diagrams of the tested materials.

Also, a model for comparative analysis for the tested beams was used in accordance with EN 1994, using frame elements with nonlinear analysis for obtaining only the internal forces. The frame model is with different cross section longitudinal to the composite beam.

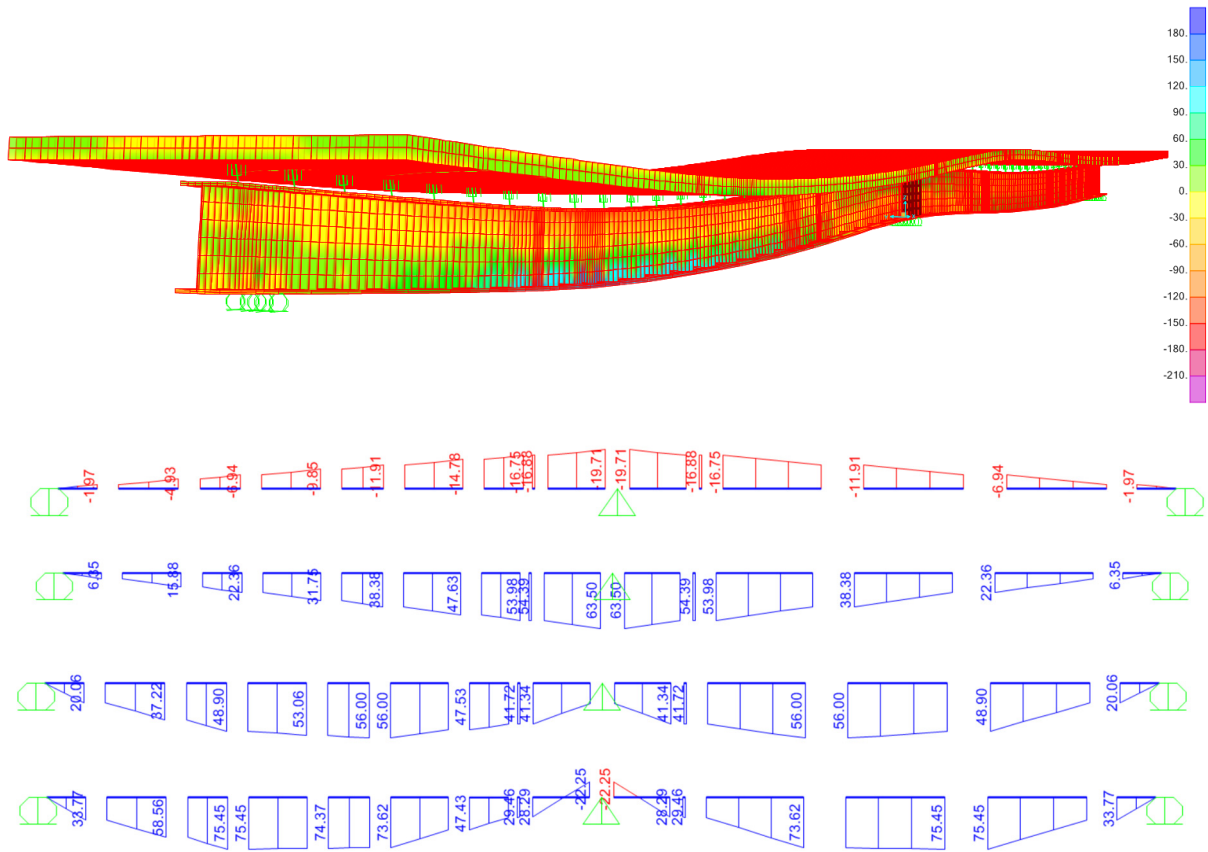


Figure 9. Analytical models, 3D realistic model (above), EC4 frame model (bellow)

3. COMPARISON OF RESULTS

All data obtained from this experimental program is processed and compared with every relevant point of interest. Additional analysis was carried out for comparison purposes between the measured results, and the different behaviour of all tested beams.

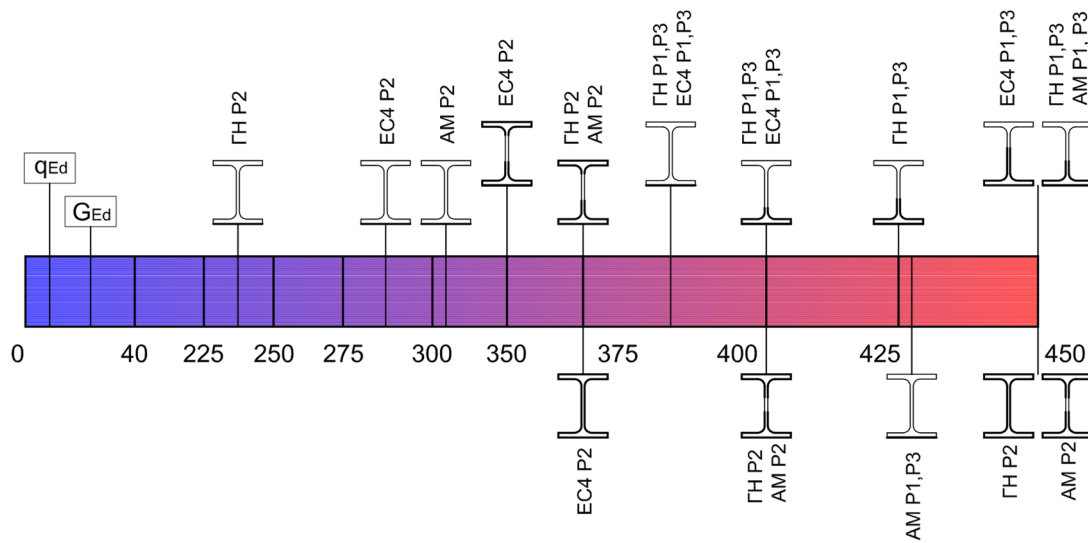


Figure 10. Results of the composite continuous beam

Also a comparison analysis was carried out for the differences between the tested model and the analytical models, including the load steps of the occurrence of the differences, the deformations, the bending moments, and the differences of the plastic behaviour of the cross section.

The main comparison of this research is between the composite continuous and pre-stressed continuous beam. All previous testing was carried out for obtaining data for the behaviour of the materials or the elements from which the beams are made.

In Fig. 10 the results from the testing and the analytical research of the first composite continuous beam is shown, where can be seen the elastic and plastic behavior of the composite beam. For instance, the first crack in the concrete is on applied load in dynamometer with value of 60kN. In loading between 225kN and 250kN the most exposed fiber at the support the yield strength of the cross section is reached. The same happens for the model analyzed in accordance with EN 1994 between 275kN and 300kN, and for “AM” just over 300kN.

First full plastification of the steel cross section is at support for the model analyzed according to EN 1994 at step of loading of 375kN in dynamometer. Full plastification of the same cross section is at step of loading of 450kN, and for “AM” just over 450kN. At the last step of loading (450kN in dynamometer) only the lower flange is plastificated for all analyzed and tested composite beams at the span. The smallest value of the elastic deflection is from the analyzed model according to EN 1994, $\delta_{EC4}=10.06\text{mm}$ then $\delta_{AM}=10.73\text{mm}$ (+6.7%) and $\delta_{\Gamma H}=12.14\text{mm}$ (+20.6% from “EC4”, +13.14% from “AM”). For the deflection with plastic behavior of the beam, the measured value for “AM” is $\delta_{AM}=23.20\text{mm}$ and for the tested beam is $\delta_{\Gamma H}=24.41\text{mm}$ (+5.2%).

From the research of the composite (steel and concrete) continuous beam, the analyzed model “EC4” is with the smallest ultimate limit state, with moment at the support $M_{Ed,EC4}=187.06\text{kNm}$, then is the tested model “TH1” with moment at the support $M_{Ed,\Gamma H}=234.12\text{kNm}$ (+25.2%), and for “AM” the moment at the support is $M_{Ed,AM}=254.50\text{kNm}$ (+36.1% from “EC4”, +8.7% from “TH1”).

At the final step of loading value of 450kN, the internal forces at the researched beams at spans are $M_{Ed,EC4}=232.77\text{kNm}$ for “EC4”, $M_{Ed,\Gamma H}=221.19\text{kNm}$ (-5.0%) for “TH1” and $M_{Ed,AM}=206.05\text{kNm}$ (-11.5% from “EC4”, -6.8% from “TH1”).

The measured residual deflection after the unloading of the beam from the full load is $\delta_{PL}=7.93\text{mm}$ in left span and $\delta_{PL}=7.87\text{mm}$ in right span.

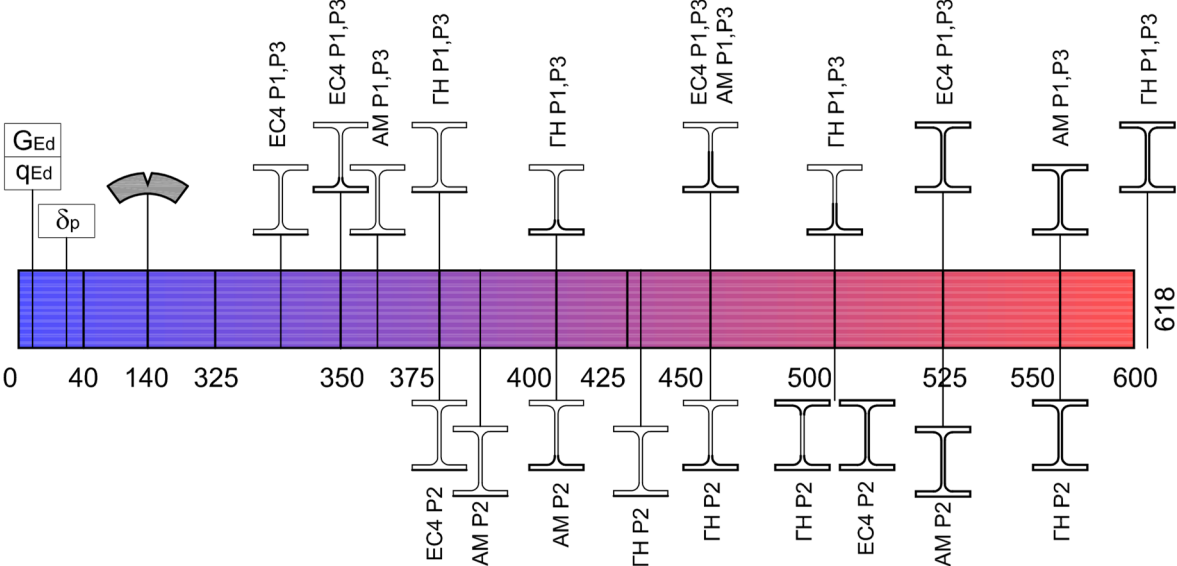


Figure 11. Results of the pre-stressed composite continuous beam

Following the logic from the previous beam, the results of the pre-stressed composite beams are given in Fig. 11, where the first crack in the concrete appears at the load step of 140kN on dynamometer. The emergence of the cracking of the concrete is delayed for 80kN in dynamometer.

The full plastification of the cross section at the support is for “EC4” at the step of loading of 500kN. The full plastification of the same cross section for “AM” is at the step of loading of 525kN, where at the same step the full plastification occurs for the cross sections at the spans for “EC4”. At the step of loading of 550kN the full plastification occurs for “AM” at P1 and P3, and at the same time for the tested model “TH2” at the middle support. The full plastification at spans P1 and P3 for “TH2” occurs at step of loading of 618kN in dynamometer.

The difference in the deformations between the analyzed and tested beams are given in figure 8. The value of the elastic deflection from the analyzed model according to EN 1994 is $\delta_{EC4}=13.18\text{mm}$, then $\delta_{AM}=14.06\text{mm}$ (+6.7%) and measured value for “TH2” is $\delta_{TH}=13.04\text{mm}$ (-1.1% from “EC4”, -7.3% from “AM”). For the deflection with plastic behavior of the beam, the measured value for “AM” is $\delta_{AM}=46.13\text{mm}$ and for “TH2” is $\delta_{TH}=51.32\text{mm}$ (+11.3%).

The moment at the support according to EN 1994 is $M_{Ed,EC4}=187.06\text{kNm}$, for the tested model “TH2” the moment is $M_{Ed,TH}=244.13\text{kNm}$ (+30.5%), and for “AM” the moment at the support is $M_{Ed,AM}=254.60\text{kNm}$ (+36.1% from “EC4”, +4.3% from “TH2”).

At the final step of loading for the each researched beam, the internal forces at the spans are $M_{Ed,EC4}=282.78\text{kNm}$ for “EC4”, $M_{Ed,TH}=297.30\text{kNm}$ (+5.1%) for “TH2” and $M_{Ed,AM}=284.60\text{kNm}$ (+0.65% from “EC4”, -4.27% from “TH2”).

The measured residual deflection after the unloading of the beam from the full load is $\delta_{PL}=25.32\text{mm}$ in left span and $\delta_{PL}=25.55\text{mm}$ in right span.

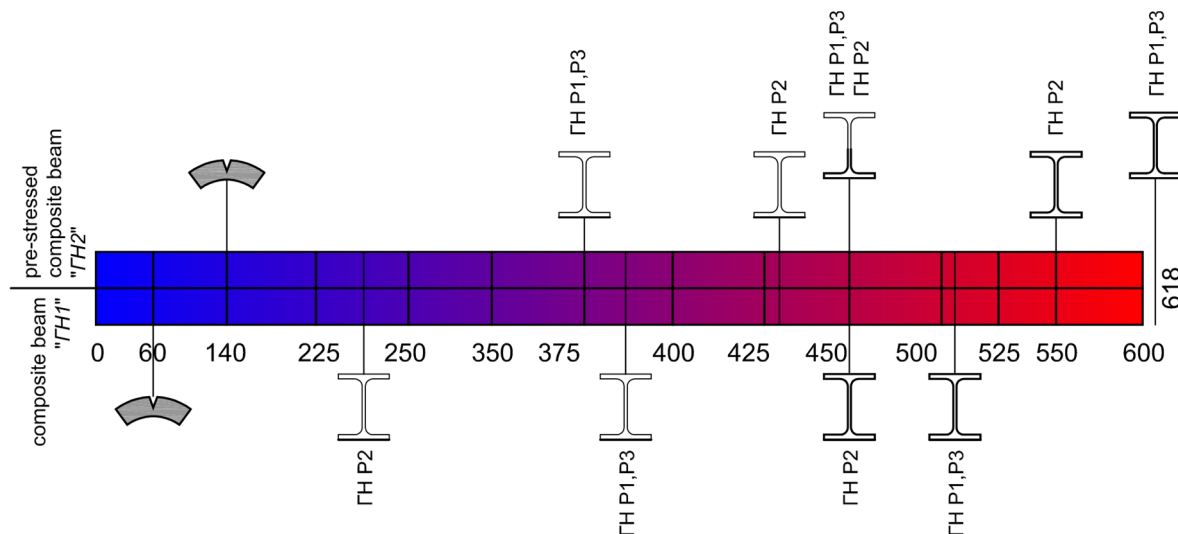


Figure 12. Comparison of the results between the composite beams

In Fig. 12 the comparison between the composite beams is made, “TH1” is the continuous beam, and “TH2” is for the pre-stressed composite beam. The different behaviour of the two beams is evident.

At first, the cracking of the concrete is delayed for 80kN in dynamometer, which is great advantage for serviceability limit state of the structure and for the elastic behaviour of the beam. According to the placement of the loading equipment shown in figure 6, the difference in the loading is about 15.4kN/m’. Also the full yielding of “TH1” at the middle support is at 450kN, where for “TH2” is at 550kN (+22.2%), where the difference in loading is about 19.3kN/m’. The approximate ultimate limit state of the composite beam at the span is at loading step of 512kN in dynamometer, where the ultimate limit state of the same cross section for the pre-stressed composite beam is at loading step of 618kN (+20.7%), with difference in loading about 20.5kN/m’.

The measured values for the last step of loading for “TH1” (450kN) is 24.41mm, where for “TH2” at the same step of loading is 20.12mm (-17.6%).

4. CONCLUSIONS

Having the results from the testing of the two composite (steel and concrete) continuous beam, and with the analysis of the results, some conclusions can be drawn.

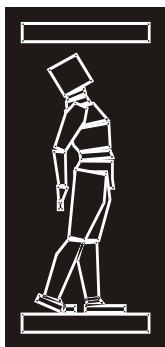
There are obvious advantages of the pre-stressed composite beam. One of the advantages is the bigger serviceability limit state of “TH2” compared to “TH1”, where the pre-stressed composite beam can be load with additional 15.4kN/m’ until the first crack in the concrete at the middle support occurs.

In the elastic behavior of the beam, the advantages are 2.33 times higher bearing capacity than the composite beam “TH1” until the cracking of the concrete occurs at the middle support (loading value in dynamometer from 60kN to 140kN). There is also 1.88 times higher bearing capacity after the cracks occurs until the yield strength of the most exposed fiber is reached. The pre-stressed composite beam “TH2” has 20.7% (20.5kN/m’) higher ultimate limit state than the composite beam “TH2”, which means that the pre-stressed beam can be load with additional 20.5kN/m’ until the ultimate limit state is reached. Also, the deflection of the pre-stressed composite beam is for 17.6% lesser.

It can be concluded that with pre-stressing the composite beam, by controlled imposed deformation (deflection of the middle support) by 18mm, there are many advantages of the behavior of the beam compared to (ordinary) composite beam.

REFERENCES

- [1] Popovski D., Experimental and theoretical research of the effects of composite steel and concrete structures from continuous beams, doctoral dissertation, 06.2015, Faculty of civil engineering in Skopje, UKIM, Skopje, R. Macedonia.
- [2] Popovski D., Cvetanovski P, Partikov M., “The effects of pre-stressing by controlled imposed deformations of continuous beams“, MASE 16 international symposium, October 2015, pp. 549 – 558.
- [3] Popovski D., Cvetanovski P, Partikov M., “Testing the behaviour of shear connectors“, MASE 16 international symposium, October 2015, pp. 539 – 548.
- [4] Popovski D., Cvetanovski P., Partikov M., “Testing the behaviour of continuous composite beam pre-stressed by controlled imposed deformation“, Scientific Journal of Civil Engineering, Volume 4, Issue 2, December 2015, pp. 1 – 8.
- [5] Popovski D., Cvetanovski P., Partikov M., “Comparison of continuous composite beams behaviour“, Scientific Journal of Civil Engineering, Volume 5, Issue 1, July 2016, pp. 33 – 38.
- [6] Popovski D., Cvetanovski P., Partikov M., “Modified test on shear connectors with profiled steel sheeting transverse to the beam“, Scientific Journal of Civil Engineering, Volume 6, Issue 1, July 2017, pp. 13 – 19.
- [7] European Standard EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, +AC 04.2009, European Committee for Standardization.
- [8] Dujmovic D., Androic B., Lukasevic I., Composite Structures according to Eurocode 4, Worked Examples, 2014, Ernst & Sohn.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Радмила ШАЛИЌ¹

СОВРЕМЕН ПРИСТАП ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Минимизирањето на човечките загуби, уништувањето и оштетувањето на создадените вредности, социјалните и економски пореметувања од идните можни земјотреси пред се ќе зависи од реалното одредување на сеизмичкиот hazard, усвоеното ниво на прифатлив ризик и неговата стратешка имплементација во развојот, превенцијата, урбанистичкото и градежно планирање и проектирање. Предмет на истражувањата е веројатносната оценка на сеизмичкиот hazard за територијата на Република Македонија базиран врз интегрална холистичка анализа на расположивиот фонд на податоци и резултати од претходните геолошки, тектонски, неотектонски и сеизмолошки истражувања, регионални истражувањата на сеизмичкиот hazard, национални и регионални податоци од силните земјотреси и GPS мерења, а врз основа на квалитативно нов пристап во моделирањето на просторната дистрибуција на сеизмичноста.

Клучни зборови: Сеизмички hazard, Македонија.

Radmila SALIC¹

ADVANCED APPROACH TO SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR REPUBLIC OF MACEDONIA

SUMMARY

A successful mitigation of physical damage and social and economic losses due to potential future earthquakes depends primarily on the reliable estimation of the seismic hazard and its strategic implementation in risk management policy and practices. The subject of this research is a comprehensive upgrade of the probabilistic seismic hazard for the Republic of Macedonia. An integral analysis of data from geological, tectonic, neo-tectonic and seismological investigations was combined with the existing regional seismic hazard studies, databases of national and regional strong motion records and GPS measurements in a qualitatively new approach for modeling of the spatial distribution of the seismicity.

Keywords: Seismic hazard, Macedonia.

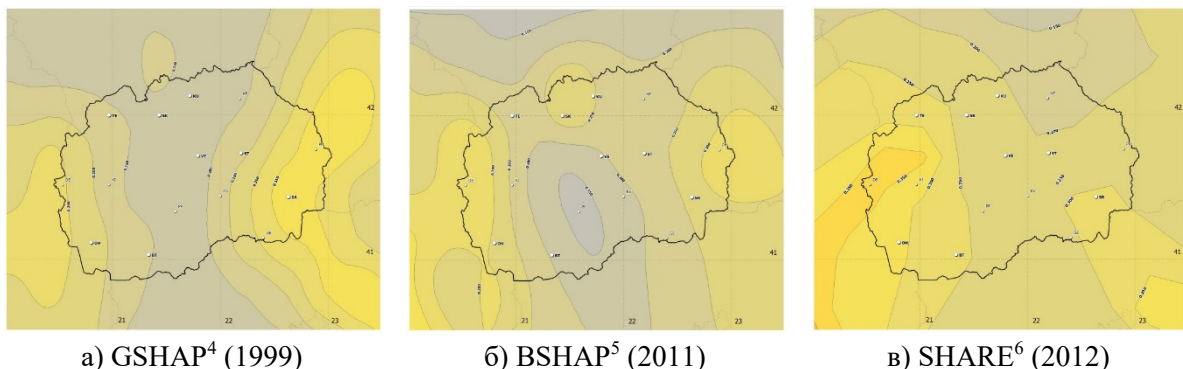
¹ Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Територијата на Република Македонија претставува комплексна геолошка, тектонска и сеизмотектонска средина каде е многу тешко да се дефинираат и карактеризираат сеизмичките зони на потребно доверливо ниво. Непостоењето на модерна и густа сеизмолошка мрежа со висок капацитет и осетливост за детекција, на соодветни длабоки геофизички профили, доволен број на записи на силни земјотреси квалитативно и квантитативно поврзани со карактеристиките на тектонските структури во кои се генерирани земјотресите, како и на други релевантни податоци се само дел од причините кои не овозможуваат доследна апликација на широко применуваните (класични) пристапи за оцена на сеизмичкиот hazard. Класичното веројатносно определување на сеизмичкиот hazard (PSHA²) во основа се базира на просторно и типолошко дефинирање и соодветно моделирање на сеизмичките зони. Но, непостоењето на квалитетни, објективни и меѓусебно корелирани геолошки, тектонски и сеизмолошки податоци, допринесува примената на овој класичен метод да резултира во високо субјективни квантификации на сеизмичкиот hazard и негово мапирање. Оттаму, основната цел на истражувањата е анализа на сеизмичкиот hazard за територијата на Република Македонија со имплементирање на методата на просторно порамнета и просторно ориентирана сеизмичност, како и компарација на добиените резултати со резултатите добиени со користење на алтернативно современи методологии, но и постојните резултати базирани врз премисите на класичното моделирање на сеизмичноста, а во согласност со барањата на новите европски прописи (Еврокод 8³).

2. ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА

Процесот на дефинирање на сеизмичкиот hazard за територијата на Република Македонија датира од средината на минатиот век и истиот еволуира заедно со мапите на сеизмичко зонирање преку имплементацијата и развојот на прописите за проектирање, но и преку бројните национални и интернационални научно-истражувачки проекти (Salic and Milutinovic, 2015). Мапираните максимално очекувани интензитети во официјалните карти на сеизмичкото зонирање се резултат на различни методологии за определување на сеизмичкиот hazard, детерминистичка (1950), па се до веројатносна (1987/90). Останатите студии на сеизмички hazard, реализирани во рамките на повеќето национални и интернационални истражувачки проекти во основа ја користат класичната веројатносната методологија за определување на сеизмичкиот hazard со исклучок на одреден број лимитирани студии каде е користена детерминистичката методологија (Salic and Milutinovic, 2015).



Сл. 1. Споредба на регионални hazard мапи PGA⁷ за ПП475 (Salic, 2015)

² PSHA: Probabilistic Seismic Hazard Assessment (Веројатносно определување на сеизмичкиот hazard)

³ CEN, EN 1998-1: (2004): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", December 2004 („Еврокод 8: Проектирање конструкции отпорни на земјотрес – Дел 1: Општи правила, сеизмички дејствија и правила за згради“, Декември 2004).

⁴ GSHAP: ILP Project, Global Seismic Hazard Assessment Program

⁵ BSHAP: NATO SpS-983054 Project, Harmonization of Seismic Hazard Maps for Western Balkan Region

⁶ SHARE: FP7 Project, Seismic Hazard Harmonization in Europe

⁷ PGA: Peak Ground Acceleration (Максимално забрзување на тлото)

Од селектираните меѓународни студии/проекти на сеизмички hazard е направена генерална споредбена анализа на добиените резултатите (PGA) за повратен период од 475 години или веројатност од надминување 10% во 50 години (Слика 1). Споредбената анализа на неколкуте меѓународни студии/проекти на сеизмичкиот hazard укажува на значителни разлики не само во просторната дистрибуција на PGA вредностите туку и на значителни разлики во големината на самите вредности, кои за одредени урбани подрачја се движат и до 60.25% од максималната вредност од трите студии. Од особена важност е да се напомене и дека регионалните студии на сеизмички hazard се работат со повисока резолуција и оттаму грешките (разликите) во вредностите споредено со националните студии или пак студиите за дефинирање на сеизмички параметри можат да се разликуваат значително (Salic, 2015).

3. МЕТОДИ ЗА АНАЛИЗА

Доминантно, досегашните користените пристапи се базирани врз класичниот поасонов веројатносен модел (Esteva, 1967; Cornell, 1968) и просторното моделирање на сеизмичноста (дефинирање на сеизмичките извори). Најтрадиционалниот пристап во моделирањето на сеизмичноста е примената на дискретниот точкаст модел врз определена површина за која врз основа на расположивите сеизмотектонските податоци се претпоставува дека може да генерира земјотрес со определена максимална магнитуда. Со зголемувањето на капацитетот на дигиталното процесирање, надградбата на точкастиот пристап во моделирањето на просторната конфигурација на сеизмичките жаришта е извршена со линиски и паралопипедни извори (McGuire, 1976). Иако наведените геометриски конфигурации подобро ја моделираат сеизмичноста поврзана со добро изразени и проучени раседни структури (линиски модел) или основната (background) сеизмичност, основните претпоставки во просторното моделирање на сеизмичноста се задржани и истата се идентификува/моделира со јасно конфигурирани геометрии.

Ваквиот пристап, иако негуван со децении, не само во Република Македонија, туку и во светски рамки, претпоставува дека:

- епицентрите на случените земјотреси се прецизно определени, што не е само случај со историските земјотреси каде сите параметри, вклучувајќи ги и епицентралните координати, се изведени врз основа на макросеизмички описи, туку и со инструментално определените епицентри пресметани како пресек на определен број на кругови (или сфери) и кои со определена грешка, која може да изнесува до десет па и повеќе километри, се представуваат како еднозначен сет на епицентрални координати; и,
- во случај на повторена сеизмичност, идните земјотреси ќе се случат на истите локации каде се случени и претходните, иако сите досегашни искуства укажуваат на миграција на епицентрите.

За да се избегнат физичките недоследности инкорпорирани во класичниот пристап (зонирана сеизмичност), во регионите каде каталогот на земјотресите доминантно се состои од неинструментални податоци и не постои доволен број на меѓусебно искорелирани геолошки, тектонски, неотектонски и сеизмолошки податоци, методата на просторно порамнета сеизмичност (Spatially Smoothed Seismicity Approach) е поверодостоен метод за определување и оценка на сеизмичкиот hazard. Овој метод, иницијално предложен од Frankel (1995), за првпат е применет во изработката на hazardните мапи за централниот дел и источниот брег на Соединетите Американски Држави. Во Балканскиот регион, иако во модифицирана варијанта, за прв пат е применет за оценка на сеизмичкиот hazard на Словенија (Larajne, 1997a, 2003) и Албанија (Milutinovic, 2003; Kuka et al. 2003). Модифицираниот метод на просторно порамнета сеизмичност (Larajne, 2003) беше користен и за изработката на регионалните мапи на сеизмичкиот hazard во рамките на двата NATO-SfP проекти 983054 (2011) и 984374 (2015) за хармонизација на сеизмичките hazardни мапи за државите од Западниот Балкан. Методот во основа го следи класичниот веројатносен Esteva-Cornell модел, но на одреден начин го избегнува просторното и типолошкото дефинирање на сеизмичките извори воведувајќи го концептот на просторно порамнета (Frankel, 1995) или просторно ориентирана (Larajne, 1997) сеизмичност. Со овој метод се дефинира волуменозниот карактер на сеизмичноста во рамките на

сеизмотектонската зона како просторна единица на сеизмички активниот дел на земјината кора. Оваа единица може да се апроксимира преку унифициран сеизмички режим. Методот овозможува минимизирање на грешките кои произлегуваат од одредувањето на епицентрите и миграцијата на сеизмичките извори по должина на активните тектонски структури. Имплементацијата на методот на просторно порамнета сеизмичност заедно со интегрирањето на веќе постоечките податоци за активните сеизмотектонски структури, во сегашниот момент е еден од најсовремените пристапи за оценка на сеизмичкиот hazard не само на територијата на Република Македонија туку и на регионот, во услови каде не постојат доволни и доволно поуздани податоци за оценка на сеизмичкиот hazard.

4. СЕИЗМИЧКИ ХАЗАРД

Квантификацијата на сеизмичкиот hazard за територијата на Република Македонија определена во рамките на овие истражувања првенствено е реализирана со користење на модифицираната метода на просторно порамнета сеизмичност (Модел 3), но и со компаративно користење на класичната веројатносна методологија претставена преку два (Модел 1 и 2) алтернативни модели (Табела 1).

МОДЕЛИ	МОДЕЛ - 1	МОДЕЛ - 2	МОДЕЛ - 3
	<i>(Мрежен модел)</i>	<i>(Модел со површински извори)</i>	<i>(Модел со просторно порамнета сеизмичност)</i>
ИЗВОРИ	Точкасти (Мрежа од точки)	Површински	Површински (квантитативно-сеизмотектонски)
РЕКУРЕНТНИ ПАРАМЕТРИ	MLE ⁸ (Kijko&Smit, 2012) $\lambda^9, b^{10}, M_{\max}^{11}$		MLE (Weichert, 1980) λ, b, M_{\max}
ЗАВИСНОСТИ ЗА АТЕНУАЦИЈА	1. AB2012 (Akkar & Bommer, 2012) 2. AM2005 (Ambraseys et. al, 2005) (алтернативен) 3. BA2008 (Boore & Atkinson, 2008) 4. BINDI2009 (Bindi et. al, 2009) 5. CF2008 (Cauzzi & Faccioli, 2008)		
ВЕРОЈАТНОСТ ОД НАДМИНУВАЊЕ	10% во 10 год. (повратен период 95 год.) 10% во 50 год. (повратен период 475 год.) 2% во 50 год. (повратен период 2475 год.) 1% во 100 год. (повратен период 10,000 год.) Параметри од интерес: PGA, SA _{0.2} ¹² , SA _{1.0} ¹³		

Табела 1. Модели за анализа (Salic, 2015)

Резултатите од синтезата и компилацијата на сите расположивите податоци од областа на сеизмологијата, тектониката, геологијата итн. го услови изборот на применетите методологии и методолошки пристапи. Изборот на методолошките приоди во дефинирањето на сеизмичките hazardни параметри во сите чекори од анализите беше условен и од концептот да во што е можно

⁸ MLE: Maximum Likelihood Estimate (Одредување на најголема веројатност)

⁹ λ : Параметар за сеизмичка активност

¹⁰ b : Параметар за нагиб на G-R релацијата

¹¹ M_{\max} : Максимална усвоена магнитуда

¹² SA_{0.2}: Спектрално забрзување за периода T=0.2sec

¹³ SA_{1.0}: Спектрално забрзување за периода T=1.0sec

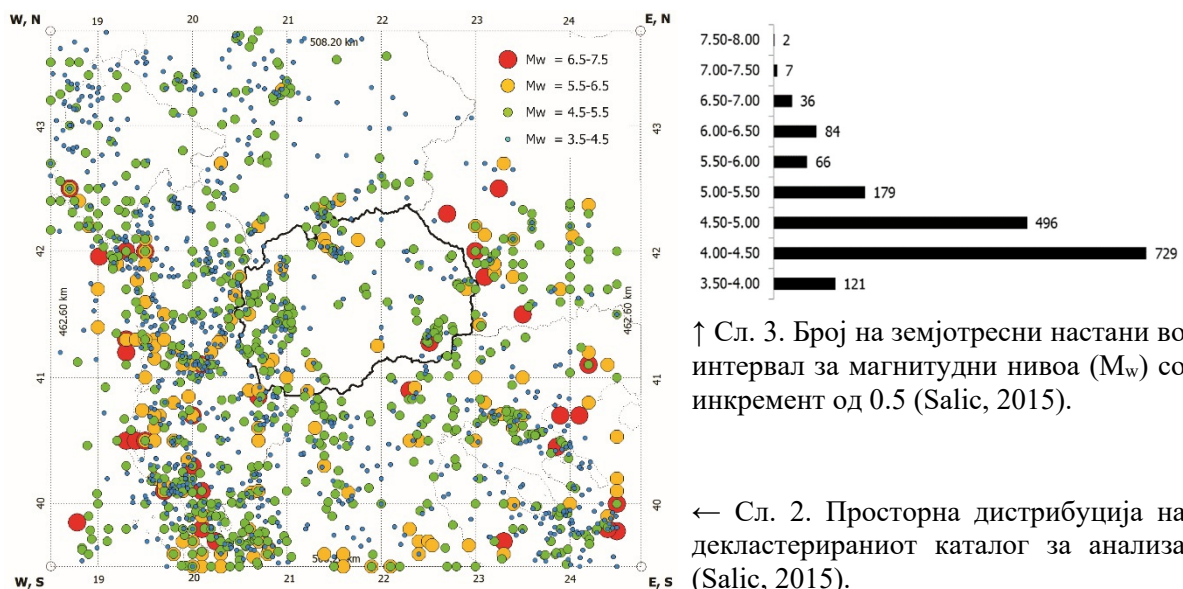
поголема мера се земат во предвид сите непоузданости од епистематска и алеаторска природа и воедно редуцира субјективноста во доменот на донесување на експертските одлуки.

Во таа смисла, направен е обид непоузданостите и субјективноста генерално да се редуцираат преку:

- 1) Користење на 3 различни модели на земјотресни извори (мрежен, површински и модел со просторно порамнета сеизмичност).
- 2) Дефинирање на сеизмичките hazardни параметри со користење на:
 - Kijko&Smith (2012) методата (за мрежниот и површинскиот модел)
 - Примена на двојно ограничениата G-R¹⁴ релација, Weichert (1980) (за моделот со просторно порамнета сеизмичност)
- 3) Користење на 5 различни зависности за атенуација на земјотресното дејство, од кои 4 препорачани од Segou и Akkar (2010) во рамките на SHARE проектот за валидни модели за територијата на Европа и еден алтернативно дополнителен.
- 4) Користење на методата на „логичко стебло“ во изборот на конечните резултати.

4.1. Сеизмолошка база на подаци

Каталозите на земјотреси се едни од примарните продукти во сеизмологијата и појдовна точка во анализите на сеизмичкиот hazard. Од неопходна важност е одредувањето на нивниот квалитет, конзистентност и хомогеност. Во истражувањата е користен каталогот на земјотреси продукт на проектот NATO Sfp-983054 (Akkar et al, 2011) за регионот од интерес за анализата дефиниран во географските граници (WGS84): W (Lon) 18.50; E (Lon) 24.75; N (Lat) 43.75; S (Lat) 39.50. Декластерираниот каталог на земјотреси користен во анализите (Слика 2) содржи вкупно 1,725 земјотресни настани (Слика 3) и го опфаќа периодот од 479 п.н.е до 2010 година во магнитуден ранг M_w (3.50 – 7.50).



↑ Сл. 3. Број на земјотресни настани во интервал за магнитудни нивоа (M_w) со инкремент од 0.5 (Salic, 2015).

← Сл. 2. Просторна дистрибуција на декластерираниот каталог за анализа (Salic, 2015).

4.2. Сеизмотектонско моделирање

Со цел минимизирање на непоузданостите кои произлегуваат од субјективно-експертските одлуки при сеизмотектонското моделирање, во истражувањата покрај моделот за анализите на просторно порамнетата сеизмичност (Модел-3) се дефинирани и два дополнителни

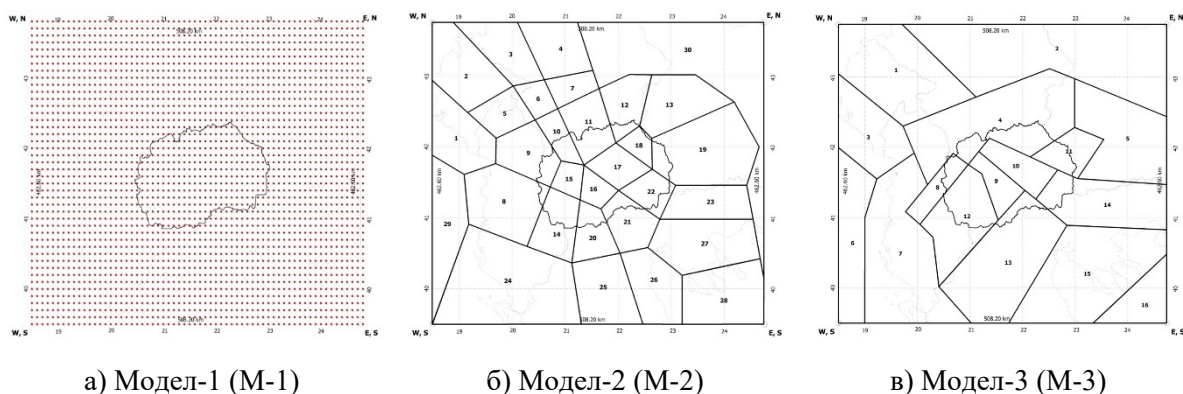
¹⁴ G-R: Gutenberg-Richter

сеизмотектонски модела (Модел-1 и Модел 2), чии резултати при дефинирањето на конечните резултати се комбинирани со методата на „логичко стебло“.

Модел-1, мрежниот сеизмотектонски модел (Слика 4а) преставува збир на точкасти извори, вкупно 2,816, лоцирани во пресечните точки на избраната (X, Y) мрежа (0.1° Lon и 0.1° Lat). Претпоставка е дека мрежниот модел е секогаш паралелен со земјината кора и сите извори во моделот имаат рамномерна длабочина Z (усвоено 15km). Секој од точкастите извори преставува потенцијален хипоцентар. На секој од точкастите извори во мрежата се дефинира и ориентација на реалната или хипотетичната раседната рамнина преку дефинирање на вектор од англи $n=(u_x, u_y, u_z)$ нормален на таа рамнина. Примената на овој модел посебно се препорачува за подрачја со географски променлива сеизмичност. Сеизмичноста е претпоставено дека ја следи ограничената магнитудно фреквентна G-R релација, каде M_0^{15} има константна вредност за целата површина додека секој точкаст извор има свои сопствени карактеристични вредности за λ , b и M_{max} (Kijko & Smith, 2012).

Модел-2, моделот со површински извори (Слика 4б) е претставен со 30 извори кои се репрезент на поедините локации/региони во кои дистрибуцијата на карактеристиките на земјотресите и ослободената енергија не варираат значајно во определениот простор и време. Делинеацијата на површинските извори во рамките на Моделот-2 е направена врз основа на просторната дистрибуција на сеизмичките hazardни параметри λ , b и M_{max} дефинирани со користење на методата на Kijko-Smit (2012). Користењето на резултатите од оваа метода во голема мера ја редуцира субјективноста при делинеацијата на просторот. За секој извор од моделот се дефинирани посебни сеизмички hazardни параметри M_0 , λ , b и M_{max} согласно дефинираните посебни критериуми (Salic, 2015) и каде важи претпоставката за униформна распределба на потенцијалот за генерирање земјотреси во целата површина на изворот.

Модел-3, моделот со просторно порамнета сеизмичност (Слика 3в) е дефиниран врз основа на расположивите податоци за предоминантните тектонски структури (типови на раседи и нивната ориентација) дадени во најновите истражувања во SHARE проектот како и согласно расположивите регионални сеизмички податоци. Врз основа на овие критериуми се дефинирани 16 тектонски зони со вкупно 4 групи на предоминантни раседни структури. За секој од изворите се дефинирани карактеристични вредности за M_{max} , b и соодветни тежински коефициенти во зависност од предоминантните азимути на типовите на раседни структури во секоја зона поединечно (Salic, 2015).



Сл. 4. Сеизмотектонски модели за анализа (Salic, 2015)

4.3. Зависности на атенуација на земјотресното дејство

И покрај постоењето на одреден број на регионално развиени зависности за атенуација на земјотресното дејство (Stamatovska&Petrovski, 1991, 1996; Stamatovska 2002; Manic 1998, 2002 и др.), недоволниот број на регионални податоци за силните земјотреси упатува на користење на новите генерации на атенуациони модели развиени за пошироки региони со слични геолошки и

¹⁵ M_0 : Минимална магнитуда од интерес за анализата.

тектонски карактеристики, односно модели прифатени и користени во светски рамки (NGA¹⁶, EERI, 2008; SHARE).

Според оценката на Segou и Akkar (2010) во рамките на SHARE проектот за валидни модели за територијата на Европа се препорачуваат: Пан-Европскиот модел на Akkar и Bommer (2010) односно (2012), глобалните модели на Boore и Atkinson (2008) и Cauzzi и Faccioli (2008), како и италијанскиот атенуационен модел на Bindi et al. (2009).

Како дополнителен модел за компарација во истражувањата е користен моделот на Ambraseys et al. (2005) развиен врз доволно голем и униформен сет на податоци од Европа и Средниот Исток. Резултатите од овој модел се користени само за тестирање и споредби, бидејќи е покажано со анализите, а и потврдено од повеќе автори дека истиот дава нереални вредности, посебно во интервалот за $S_A < 0.95\text{sec}$, односно наместо забрзувањата да растат или асимптотски конвергираат со зголемување на магнитудите поголеми од критичните, тие опаѓаат. Нереалните вредности не се должат на неадекватната математичка формулација која впрочем е слична или иста со голем број на други предложени, туку на неадекватната просторна покриеност на податоците од користената база на силни земјотреси во доменот магнитуда-растојание користена во интеграциониот процес при пресметување на годишните стапки на надминување (Duni et al., 2009). Оттаму од овие причини добиените резултати од овој модел не се користени при дефинирањето на конечните резултати, бидејќи како што истакнува Musson (2009), моделите кои даваат нереални резултати не се репрезентативни да бидат користени во анализите на сеизмичкиот hazard.

<i>GMPE Model</i>	<i>PGA</i>	<i>PGV</i>	<i>S_A</i>	<i>nP</i>	<i>Hz</i>	<i>nE</i>	<i>nR</i>	<i>nS</i>	<i>R</i>
Akkar и Bommer (2012)	Да	Да	Да	61	0.00-3.00	131	532	—	JB
Boore и Atkinson (2008)	Да	Да	Да	22	0.01-10.0	58	1,574	740	JB
Cauzzi и Faccioli (2008)	Да	Да	Да	400	0.05-20.0	60	1164	—	Нуро
Bindi et al. (2009)	Да	Да	Да	19	0.03-3.00	17	561	62	JB
Ambraseys et al. (2005)	Да	Да	Да	61	0.40-20.0	135	595	338	JB

nP – Број на спектрални точки *S_A*

Hz – Фреквентен интервал

nE – Број на земјотреси

nR – Број на користени временски истории

nS – Број на станици

R – тип на растојание

Табела 2. Главни карактеристики на користените атенуациони модели

4.4. Анализи на сеизмички hazard

Веројатносниот сеизмички hazard (PSHA) за територијата на Република Македонија е анализиран со користење на методологијата на просторно порамнета сеизмичност (Модел-3) и компариран со резултатите добиени од мрежниот и просторно зонираниот математички модел на сеизмичкиот hazard (Модел 1 и 2, соодветно) (Табела 1).

4.4.1. Веројатносни просторни анализи

Веројатносните просторни анализи во користење на класичната Esteva - Cornell методологија се презентирани преку Моделот 1 и 2, но со користење на напредната Kijko&Smit (2012) метода за дефинирање на сеизмичките hazardни параметри во услови на поуздано користење на земјотресни каталози кои содржат податоци за историската и инструменталната сеизмичност.

Класичната просторна методологија претпоставува дека секој од сеизмичките извори (во случајов точкест и површински) имаат свои карактеристични hazardни параметри кои се константни во рамките на секој извор.

¹⁶ NGA Project: Next Generation of Ground-Motion Attenuation Models.

Анализите со користење на веројатносната просторна методологија се извршени со користење на програмскиот пакет CRISIS2007.

4.4.2. Просторно порамнети веројатносни анализи

Просторно порамнетите веројатносни анализи сеизмичката активност ја дефинираат како просторна случајна променлива која нема константна вредност во рамките на сеимотектонските зони. Овој метод претставува алтернатива на класичната методологија во која сеизмичката активност се определува директно од земјотресните каталози. Методологијата нуди можност за дефинирање на специјални зони со кои дополнително можат да се опфатат спецификите на локалната сеизмичка варијабилност (различно M_{\max} и b).

Просечните годишни стапки на активност се определени со пресметување на бројот на земјотреси во секоја ќелија на дефинираната мрежа ($0.1 \times 0.1^\circ$) земјаки ги во предвид нивоата на комплетност на каталогот на земјотреси и доделувајќи MLE вредности на локалните годишни стапки. Потоа, пресметаните стапки на активност се порамнуваат со дводимензионална просторна гаусова функција. Параметарот на порамнување (корелационото растојание) се определува врз основа на експертска проценка на аналитичарот и зависи од оценката на грешките во локациите на историските земјотреси, просторните трендови на набљудуваната историска сеизмичност и потенцијалното мигрирање на жариштата на идните земјотреси. Корелационото растојание за Модел 3 анализите е усвоено со вредност од 10 km. Добиената мрежа од λ - вредности всушност се просечни стапки на појава на земјотреси со магнитуда поголема или еднаква на дефинираната за најмала магнитуда од интерес M_0 , во овој случај $M_0=4.0$.

Алтернатива на кружното (2D изотропно) гаусово порамнување (ниво-1) со земање во предвид на сеизмотектонските карактеристики на регионот е елиптичното (векторско, односно 2D анизотропно) порамнување (ниво-2) предложено од Lapajne et al. (2003). Второто ниво на порамнување е всушност раседно ориентирано порамнување во кое со инкорпорирање на податоците за должината и типовите на раседи на ефикасен едноставен квантитативен начин се земаат во предвид расположивите податоци и одлуки поврзани со сеизмотектонските карактеристики на регионот.

Анализите со користење на методата на просторно порамнета сеизмичност се извршени со користење на програмскиот пакет OHAZ 6.0 (Zabukovec, Kuka et al. 2007).

Врз основа на добиените порамнети стапки на активност и аплицирање на избраните зависности за атенуација на земјотресното дејство, добиени се годишни стапки на надминување за селектираните параметри од интерес (PGA , $S_{A0.2}$ и $S_{A1.0}$), презентирани во форма на 10% веројатност од надминување во 10 год. (повратен период 95 год.), 10% во 50 год. (повратен период 475 год.), 2% во 50 год. (повратен период 2475 год.) и 1% во 100 год. (повратен период 10,000 год.). Добиените резултати од аплицирањето на различните зависности за атенуација на земјотресното дејство се комбинирани со користење на методата на „логичко стебло“ при дефинирањето на конечните резултати.

5. АНАЛИЗА И ТРЕТМАН НА НЕПОУЗДАНОСТИ

Третманот на непоузданостите се нераскинлив дел на сите современи методологии за определување на сеизмичкиот hazard и тоа во сите чекори од методолошките процедури. Користењето на мноштво експертски претпоставки и оцени, статистички и веројатносни квантификации базирани врз историски податоци и толкувања, различни методологии и пристапи, податоци со различен квалитет и сл. во голема мерка влијаат врз степенот на инволвираните непоузданости кои многу често ги контролираат конечните резултати.

На третманот на непоузданостите во истражувањата е посветено особено внимание и тоа во доменот на двата типа на инволвирани непоузданости: алеаторска и епистематска.

Алеаторска:

1. Третирани се 3 аналитички модела за просторно моделирање на сеизмичноста (Табела 1).

- Изборот на методот базиран врз просторно порамнетата сеизмичност (Модел 3) во значајна мера го редуира субјективитетот на експертските одлуки во доменот на сеизмотектонското моделирање. Расположивите сеизмотектонски податоци преку елиптичното порамнување на ефикасен начин се квантитативно инкорпорирани во анализите на сеизмичкиот hazard.
- Со цел да се овозможи адекватен третман на алеаторната непоузданост во конечните резултати, анализирани се два дополнителни модели за просторно моделирање на сеизмичноста: Модел 1 (мрежен модел на сеизмичноста) и Модел 2 (просторно зонирана сеизмичност). Резултатите од трите модела се комбинирани со методата на „логичко стебло“.

Епистематска:

- Каталог на земјотреси.

Комплетност: За дефинирање на комплетноста на каталогот за анализа користени се 2 различни методолошки процедури: 1) Анализа на кумулативен број на земјотреси во временски домен и 2) Анализа со Genas (ZMAP, Wiemer, 2001) Hebermann's алгоритамот. Во конечното дефинирање на нивоата на комплетност се земени во предвид и нивоата дефинирани од два регионални експерти од областа.

Декластеризација: Анализирани се 4 декластерирани каталози, три од нив продукти на проектот NATO SfP-983054 и еден декластериран со CatReg v.1.0.0.61 (GFZ-Potsdam процедура, Bosse, 2013) компјутерскиот програм.

- Параметри на сеизмички режим.

Параметрите на сеизмичкиот режим (λ , b и M_{max}) се определени со две методи: 1) Kijko&Smit (2012) методот (Модел 1 и Модел 2) и 2) примена на MLE методот (Weichert, 1980).

- Атенуација на земјотресни дејства.

Непоузданостите во доменот на зависностите за атенуација на земјотресното дејство се тестирани и инкорпорирани во конечните резултати со примена на 4 атенуациони зависности: 1) Akkar и Bommer (2012); 2) Boore и Atkinson (2008); 3) Cauzzi и Faccioli (2008); и 4) Bindi et al. (2009).

Со оглед на релативно широката и интензивна поранешна примена на Ambraseys et al. (2005) зависноста на атенуација, и покрај воочените проблеми, истата е применета за да се оценат разликите во однос на новоразвиените, како и потенцијалните ефекти врз поранешните студии во кои е користена.

Потенцијалните извори на непоузданости инхерентни во формулираните аналитички модели за анализа на веројатносниот сеизмички hazard систематизирани се во Табелата 3. Систематизацијата е извршена според, и ги следи, главните чекори на логиката на PSHA анализите, со доминантен акцент и разграничувања по типологии на потребните групи на податоци кои дозволуваат да се третираат како статистички независни.

Тежински фактори (w)	✓		
Аналитичко моделирање на SH^{17}	Модел 1	Модел 2	Модел 3
Тежински фактори (w)	✓		
Атенуациони зависности ($GMPE^{18}$)	Број на зависности (n) σ , $\epsilon\sigma$ за секоја зависност		
Сеизмички режим	λ , $\epsilon\sigma_\lambda$; β , $\epsilon\sigma_\beta$; M_{max} , $\epsilon\sigma_{Mmax}$		
Типови на раседи, тежински фактори (w)	-	-	анизотропно порамнување (Ниво 2)

¹⁷ SH: Сеизмички hazard

¹⁸ GMPE: Ground Motion Prediction Equation (Релација за предвидување на земјотресното дејство)

Радиус на:	формирање на под каталози	-	изотропно порамнување (Ниво 1)
Делинеација на сеизмички (сеизмотектонски) зони	-	✓	✓
Каталог на земјотреси	Декластеризација		
	Комплетност		
	Формирање на каталогот (епицентар, магнитуда, длабочина, $M_i \rightarrow M_w$ конверзија)		
Алеаторна непоузданост		Епистематска непоузданост	

Табела 3. Извори на алеаторната и еписистематската непоузданост во третираните модели (Salic, 2015)

6. РЕЗУЛТАТИ

Досегашните методи за оцена на сеизмичкиот hazard на Република Македонија беа примарно базирани врз модели со експлицитно дефинирани граници на сеизмичките извори, односно модели на зонирани сеизмичност. Иако контурите на сеизмичките извори биле дефинирани врз основа на најпоузданите сеизмо-тектонски податоци расположиви за територијата на Република Македонија и појасот од 150-200 километри од нејзините граници, во нивното дефинирање е присутен определен степен на субјективизам, на што е јасно укажано со компилационите анализи на досегашните студии на сеизмичкиот hazard (Salic, 2015). Примената на модели на зонирани сеизмичност во голема мерка влијае не само врз просторната дистрибуција на сеизмичкиот hazard, туку и врз временската стохастика на процесот на настанување на земјотресите, односно врз неговите три карактеристични параметри (λ , b , M_{\max}) кои ја контролираат истата.

Посебниот научен придонес на истражувањата е во третманот на просторното моделирање на сеизмичките извори, односно просторниот модел на сеизмичноста. Историски, во регионот е следен класичниот пристап и просторните модели на сеизмичноста беа, и се уште се, моделираат како точкаст, линиски и/или површински сеизмички извор. Доминантниот придонес на дисертацијата, помеѓу останатите придонеси, е што класичните модели за моделирање на сеизмичноста ги заменува со моделите на „просторно порамнета сеизмичност“, „просторно ориентирана сеизмичност“ и „вмрежена сеизмичност“ со кои ефикасно се опфаќаат грешките во определувањето на локацијата на епицентрите на историските и инструментално определените земјотреси и миграцијата на сеизмичките жаришта долж тектонските структури. За компарација покрај моделот со просторно порамнета и ориентирана сеизмичност (Модел 3, M3) извршени се и веројатносни анализи со примена на два дополнителни модела каде сеизмичките извори се моделирани преку т.н. мрежен модел (Модел 1, M1) на сеизмичноста и модел со површински извори (Модел 2, M2) за кои параметрите на сеизмичкиот режим се дефинирани со користење на Kijko&Smith (2012) методата.

Посебно внимание е укажано на третманот на непоузданостите и субјективизмот како и на методите истите да се третираат:

- Користење на 3 различни аналитички модели за анализа на сеизмичкиот hazard (мрежен, површински и модел со просторно порамнета сеизмичност);
- Дефинирање на параметрите на сеизмичкиот режим (λ , b и M_{\max}) со користење на Kijko&Smith (2012) методата (за мрежниот и површинскиот модел);
- Примена на двојно ограничената G-R релација, Weichert (1980) (за моделот со просторно порамнета сеизмичност);
- Користење на 5 различни атенуациони зависности, од кои 4 препорачани од Segou и Akkar (2010) во рамките на SHARE проектот како најрепрезентативни модели за територијата на Европа и еден алтернативно дополнителен;
- Користење на методата на „логичко стебло“ за генерирање на конечни резултати;

- Квантитативно определување на тежински фактори за третман на непоузданостите по методот на „логичко стебло“.

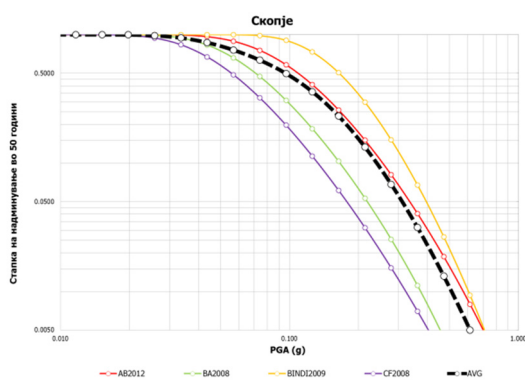
Реализираните истражувања, во сублимирана форма, продонесоа за:

- Надминување на субјективизмот вграден имплицитно во дефинирањето на модели на зонирани сеизмичност;
- Инкорпорирање на најновите сознанија за напонско-деформационата состојба на земјината кора, активната тектоника и кинематика на кои е изложен регионот на Јужен Балкан добиени со GPS мерења (Думурџанов 2004, 2005; Burchfiel, 2006; Kotzev, 2008);
- Инкорпорирање на алеаторната варијабилност и епистематската непоузданост во анализите на сеизмичкиот hazard и дефинирање на резултантни hazardни криви; и,
- Надминување на некомплементарноста на постојните методи и технологии за оцена на сеизмичкиот hazard, во основа компатибилни со ПИОВС81 барањата, да генерираат продукти потребни за имплементација на EN: 1998 1:2004: Еврокод 8.

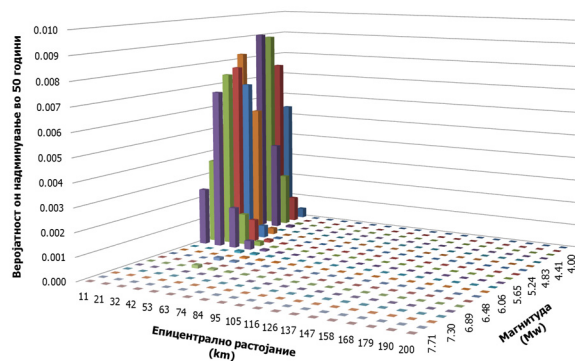
Со цел да добиените резултати рационално се оценат и споредат, како и корелираат со дефинираните влезни претпоставки, регионалната сеизмотектоника и другите студии на сеизмичкиот hazard, извршени се мапирања, во резолуција ($0.1 \times 0.1^\circ$), на PGA (пример, Слика 7, Модел-1, PGA, ПП95/475), $S_{A0.2}$, $S_{A1.0}$ резултатите пресметани за четири карактеристични повратни периода. Разгледуваните повратни периоди одговараат на следните нивоа на веројатност од надминување: 1) 10% во 10 год. (повратен период од 95 год., ПП95); 2) 10% во 50 год., (475 год., ПП475); 3) 2% во 50 год. (2475 год., ПП2475); и 4) 1% во 100 год. (10,000 год., ПП10000).

Покрај мапирањата просторно дистрибуираните резултати преставени во вид на карти, пресметани се hazardни криви (пример, Слика 6, Модел-1, PGA, Скопје) и деагрегациони дијаграми за 15 селектирани урбани подрачја (пример, Слика 5, Модел-1, PGA, Скопје) во Република Македонија (по азбучен ред, Битола, Велес, Гевгелија, Дебар, Кавадарци, Кичево, Крива Паланка, Куманово, Охрид, Пехчево, Прилеп, Скопје, Струмица, Тетово и Штип).

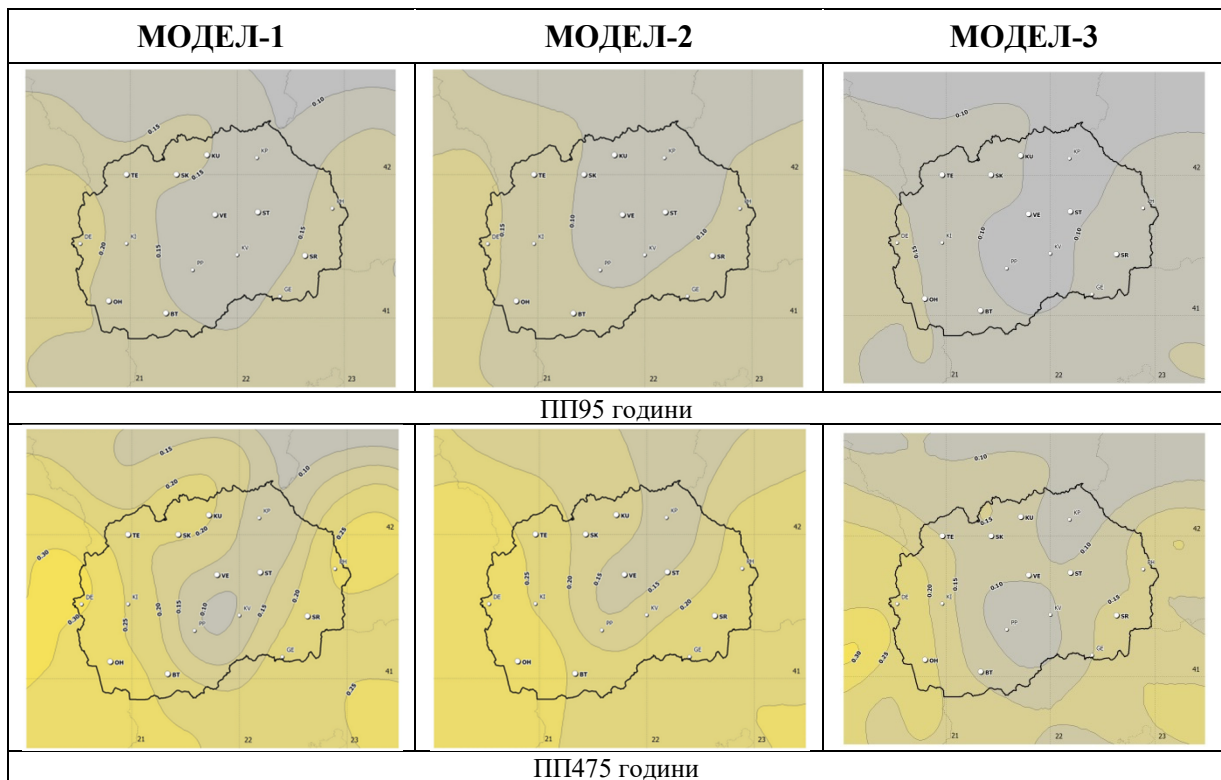
Конечните резултати за секој од применетите модели на сеизмички hazard се изведени со комбинирање на резултатите на индивидуалните анализи во рамките на трите математички модели, а со користење на методата на „логичко стебло“ преку соодветно квантитативно дефинирање на тежински коефициенти, за што е развиена посебна метода и се дефинирани критериуми (Salic, 2015).



Сл. 5. PGA hazard криви за Скопје; Модел-1, $\epsilon = \infty$ (Salic, 2015)



Сл. 6. Деагрегационен дијаграм, Скопје, ($\lambda = 21.43\sigma$; $\phi = 42.00\sigma$), ПП475 год., Модел 1 (Salic, 2015)



Сл. 7. Дистрибуција на Модел 1, 2 и 3 PGA вредности

7. БЛАГОДАРНОСТ

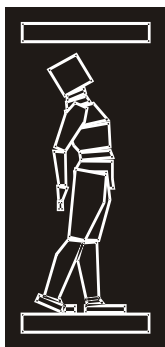
На проф. д р Зоран Милутиновиќ за неговата континуирана и несебична поддршка, насочување и вредни сугестии за целото време на истражувањата. Благодарност и на целиот тим на проектот NATO SpS 983054 и 984374 за разменетите податоци и вредни сугестии.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Akkar, S. and Bommer, J.J., 2010. Empirical equations for the prediction of PGA, PGV and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region and the Middle East, *Seismological Research Letters* 81, 195-206.
- [2] Akkar, S., B. Glavatovic, I. Hoxha, V. Kuk, A. Zoranic, M. Garevski, S. Kovacevic (2011). Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries (BSHAP), NATO SpP-983054.
- [3] Akkar, S., B. Glavatovic, I. Hoxha, V. Kuk, A. Zoranic, M. Garevski, S. Kovacevic (2011). Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries (BSHAP), NATO SpP-983054.
- [4] Ambraseys, N.N., J. Douglas, S. K. Sarma & P. M. Smit (2005). Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3,1–53.
- [5] Bindi, D., L. Luzi & F. Pacor (2009). Interevent and Interstation Variability Computed for the Italian Accelerometric Archive (ITACA), *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(4), 2471–2488.
- [6] Boore, D. M. & G. M. Atkinson (2008). Ground-motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at Spectral Periods Between 0.01 s and 10.0 s, *Earthquake Spectra* 24, 99-138.

- [7] Bosse, Ch. (2013). Catreg, Version 1.0.0.61, GFZ- Potsdam, Germany.
- [8] Burchfiel, B. C., A. Todosov, R. W. King, V. Kotzev, N. Dumurdjanov, T. Serafimovski, B. Nurce (2006). GPS Results for Macedonia and Its Importance for the Tectonics of the Southern Balkan Extensional Regime: *Tectonophysics* 413, 239–248.
- [9] Cauzzi, C. & E. Faccioli (2008). Broadband (0.05 to 20 s) Prediction of Displacement Response Spectra Based on Worldwide Digital Records, *Journal of Seismology*, 12(4), 453–475.
- [10] Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 58(5), 1583-1606.
- [11] Dumurdjanov, N., T. Serafimovski & B. C. Burchfiel (2004). Evolution of the Neogene-Pleistocene Basins of Macedonia: Geological Society of America Digital Map and Chart Series 1 (accompanying notes), 20 pp.
- [12] Duni, Ll., N. Kuka, E. Begu (2009). Seismic Hazard Map for the Territory of Kosova, Republic of Kosovo, Ministry of Energy and Mining, Pristina, September, 2009.
- [13] Esteva, L. (1969). Seismicity Prediction: A Bayesian Approach, *Proc. World Conf. Eq. Eng.*, 4th, Santiago, Chile, 1969, I, 172 184.
- [14] Frankel, A. (1995). Mapping seismic hazard in the central and eastern United States, *Seismological Research Letters*, Vol. 66, No. 4, July–August 1995, 8–21.
- [15] Kijko, A. & A. Smit (2012). Extension of the b-value Estimator for Incomplete Catalogues. *Bull. Seism. Soc. Am*, Vol. 102, No 3, pp. 1283–1287. doi: 10.1785/0120110226.
- [16] Kotzev, B., R.W. King, B. C. Burchfiel, A. Todosov, B. Nurce and R. Nakov (2008). Crustal Motion and Strain Accumulation in the South Balkan Region Inferred from GPS Measurements. Bo E.S. Husebye (ed.), *Earthquake Monitoring and Seismic Hazard Mitigation in Balkan Countries*. Springer Science + Business Media B.V. 2008.
- [17] Kuka, N., E. Sulstarova, Ll. Duni & Sh. Aliaj Sh. (2003). Seismic Hazard assessment of Albania using the spatially smoothed seismicity approach”. *International Conference in Earthquake Engineering; Skopje earthquake. 40 years of European Earthquake Engineering*, Skopje, 26-29 August, 2003.
- [18] Lapajne, J. K., B. Šket Motnikar, B. Zabukovec & P. Zupancic (1997a). Spatially-smoothed seismicity modelling of seismic hazard in Slovenia“, *Journal of Seismology*, Vol. 1, No. 1, 73-85.
- [19] Lapajne, J., B. Šket Motnikar & P. Zupančič (2003). Probabilistic seismic hazard assessment methodology for distributed seismicity, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2003, 93 (6), 2502–2515.
- [20] Manic, M. I. (1998). A new site dependent attenuation model for prediction of peak horizontal acceleration in Northwestern Balkan. In: *Proceedings of Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*.
- [21] Manic, M. I. (2002). Empirical scaling of response spectra for the territory of north-western Balkan. In: *Proceedings of Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*. Paper reference 650.
- [22] McGuire, R.K. (1976). FORTRAN computer program for seismic risk analysis, U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. 76-67.
- [23] Milutinovic, Z. (2003). Risk Assessment–Albania: Executive Summary. Disaster Management and Emergency Preparedness Project. United Nations Development Programme, Albania & Republic of Albania, Ministry of Local Government and Decentralization, Tirana, June 2003.
- [24] Musson, R.M.W. (2009). Ground motion and probabilistic hazard, *Bull. Earthquake Engineering*, 7(3), pp. 575-589.
- [25] Ordaz M., A. Aguilar & J. Arboleda (2007). CRISIS2007, Program for computing seismic hazard. Version 5.4, Mexico City: UNAM.

- [26] Power, M., B. Chiou, N. Abrahamson, Y. Bozorgnia, T. Shantz, C. Roblee (2008). An Overview of the NGA Project, *Earthquake Spectra*, Volume 24, No.1, pages 3-21, February 2008, EERI.
- [27] Salic, R. (2015). *Advanced Approach to Seismic Hazard Assessment for Republic of Macedonia*. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), Doctoral Dissertation, March, 2015.
- [28] Salic, R. and Z. Milutinovic (2015). An Overview on the Up-To-Date Research in the Field of Seismic Hazard for the Territory of Republic of Macedonia, SE-16, 16th International Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE 2016), Ohrid, Macedonia, 01-03 Oct 2015.
- [29] Segou, M. & S. Akkar (2010). A preliminary Report on the Evaluation of the Ground Motion Prediction Equations within the Context of SHARE WP4 Tasks, *Earthquake Engineering Research Centre*, Middle East Technical University, May, 2010.
- [30] Stamatovska S., D. Petrovski (1991). Ground Motion Parameters based on Data obtained from Strong Earthquake Records. National Progress Report. Yugoslavia Task Group 3, pp. A2-14 –A2-18.
- [31] Stamatovska, S.G. (2002). A New Azimuth Dependent Empirical Strong Motion Model for Vrancea Subduction Zone. 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper Reference 324, London, United Kingdom.
- [32] Stamatovska, S.G. & D. S. Petrovski (1996). Empirical Attenuation Acceleration Laws for Vrancea Intermediate Earthquakes. 11 WCEE, paper No.14, Mexico.
- [33] Weichert, D.H. (1980). Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes, *Bull. Seism. Soc. Am.* 70, 1337-1346.
- [34] Wiemer, S. (2001). A Software Package to Analyse Seismicity: ZMAP, *Seismological Research Letters*, Vol. 72, 373-382, 2001.
- [35] Zabukovec B., N. Kuka, M. Šoštarich, B. Šket-Motnikar & T. Šuler T. (2007). “OHAZ 6.0: A Computer Program for Seismic Hazard Calculation”, User Manual, Environmental Agency of Slovenia and Institute of Seismology of Albania, pp.
- [36] ПИОВС81 - Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти на високоградба во сеизмички подрачја. Сл. Лист СФРЈ бр. 31/81 (вклучувајќи ги и Амандманите 49/82, 29/83, 21/88 и 52/90).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Марта СТОЈМАНОВСКА¹

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ДИНАМИЧКИОТ ОДГОВОР НА ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СОСТАВЕНИ ОД ВКРСТЕНО ЛАМЕЛИРАНИ ДРВЕНИ ПАНЕЛИ

РЕЗИМЕ

Главна цел на изложеното истражување беше да се добие увид во однесувањето на овој тип конструкции при сеизмички дејства, да се развијат сигурни пресметковни модели за што пореална симулација на нивниот динамички одговор и да се пресмета најсоодветната вредност на факторот на однесување за овој тип конструктивни системи. Инженерите претпочитаат да користат еластична анализа при проектирањето на конструкции и да користат соодветни модификациони фактори кои ќе го земат предвид нееластичното однесување на конструкцијата. Затоа, нивната соодветна дефиниција е клучна за квалитетна сеизмичка пресметка на конструкцијата. Во овој случај нелинеарната динамичка анализа се изведува на веќе потврдени пресметковни модели со цел да се добијат хистерезисните дијаграми сила -поместување и бараната дуктилноста, што пак води до најсоодветна вредност на факторот на однесување.

Клучни зборови: Xlam , тестови на вибро платформа, МКЕ анализи, q фактор

Marta STOJMANOVSKA¹

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF DYNAMIC RESPONSE OF TIMBER STRUCTURES ASSEMBLED OF CROSS-LAMINATED TIMBER PANELS

SUMMARY

The main intention of the presented investigation was to get an insight into the seismic performance of this type of structures, develop reliable computational models for realistic simulation of their dynamic response and to calculate the most appropriate value of the behaviour factor for this type of structural systems. Design engineers prefer to use elastic analysis for seismic design and use corresponding modification factors that will account the inelastic behaviour of the structure. Therefore their proper definition is crucial for qualitative seismic design of structures. Herein non-linear dynamic analysis is run on already verified computational models in order to obtain the force-displacement hysteresis response and the required ductility ratio that will lead to the most suitable value of the behaviour factor.

Keywords: Xlam, shaking table tests, FEM analyses, q factor

¹ Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marta@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

При градењето на најразлични конструкции се троши големо количество на материјали, енергија и други извори што последователно има големо влијание на животната средина. Главната цел на модерното, одржливо и разумно по животната средина градежништво е што помала потрошувачка, посебно во однос на енергијата и што помало влијание на животната средина.

Од тука дрвото само по себе се наметнува како добар избор пред сè затоа што станува збор за природен материјал, не токсичен и безбеден. Старењето на дрвото е природен процес без распаѓање во материјали кои би ја загадиле животната средина. Потребно е многу малку енергија за преобразба на дрвото од шумите во соодветен материјал за градење. Дрвото е многу добар природен изолатор и може да ги намали потребите од енергија посебно ако се користи за прозорци, врати или подови. Дрвото е лесно и не бара комплицирана опрема за обработка. Дополнително од една страна дрвото како градежен материјал се користи од памтивек а од друга страна постојано се обновува со нови засади во шумите и плантажите. Така да сè додека се засадуваат нови дрвја ќе го има и дрвото како градежен материјал.

Една од најважните карактеристики на дрвото е секако неговото одлично однесување при дејство на земјотрес. Дрвото има многу мала маса во споредба со неговата јакост и е многу полесно од другите типови на конструкции. Бидејќи силите на земјотрес се пропорционални со масата на конструкцијата, сеизмичкиот одговор на дрвените конструкции, доколку се правилно проектирани и изведени, не би требало да претставува никаков проблем. Долго време дрвото се користело за изработка на кровни или подни елементи на армиранобетонски или челични конструкции или пак за изградба на мали конструкции. Меѓутоа во последните години ситуацијата во овој поглед е драстично сменета благодарение на новите инженерски материјали од дрво, како што е вкрстеното лепено ламелирано дрво.

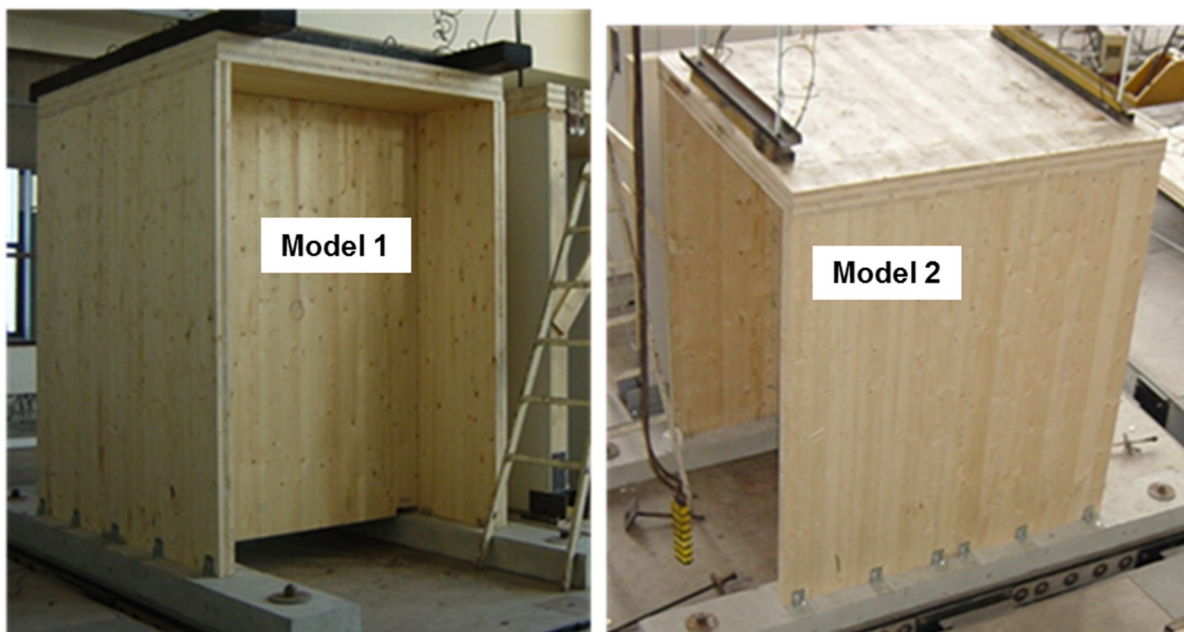
Вкрстеното лепено ламелирано дрво е нов, оригинал производ од дрво, развиен во деведесетите години во Австрија и Германија кој многу бргу го освојува Европскиот и Северно-Американскиот пазар. Паралелно со неговото пробивање на пазарот на градежништво, почнуваат да се спроведуваат и различни истражувања за појасно дефинирање на карактеристиките, предностите и недостатоците на овој производ. Сепак овој тип на конструктивен систем сè уште не е дефиниран во постоечките стандарди за сеизмички отпорни конструкции односно Еврокод 8, а препораките кои може да се најдат не се соодветни за вистинската дуктилноста и капацитет на дисипација на енергија што го поседуваат овие конструктивни системи.

Ова истражување претставува скроман придонес кон досегашните изведени истражувања кои бараат одговор на прашањето што се случува во конструкциите од вкрстено лепено ламелирано дрво при дејство на јаки земјотреси; и прилог кон разрешување на одредени непознаници и дилеми на патот кон дополнување на постоечките стандарди за проектирање на конструкции отпорни на земјотрес, а со самото тоа и олеснување на работата на инженерите во пракса.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ТЕСТОВИ

Експерименталното тестирање се состоеше од сеопфатна програма за изведување на тестови на вибро-платформа на два модели, во реална големина, составени од панелни елементи од вкрстено-ламелирано дрво. Модел 1 се состоеше од видни панели од еден елемент 244x272x9.4cm и Модел 2 се состоеше од два панела со димензии од по 122 x 272 x 9.4cm, споени на средината со метални врски, (Сл.1).

Беа изведени серија тестови со хармонска побуда, како и серија тестови со земјотресна побуда. (Dujic et al.2006)



Сл.1. Тестирани модели од вкрстено-ламелирано дрво

По извршувањето на сите динамички тестови со селектираните земјотреси, не беа забележани никакви видливи оштетувања на двата модели. Тестовите на случајни побуди, кои беа спроведени по секој тест со земјотресна побуда, покажаа промена во првиот период на вибрација на моделите и намалување на крутоста на тестираните модели, што доведе до заклучок дека сепак постои одредени слабеење на врските и акумулирани оштетувања, иако невидливи (Hristovski et al. 2013, Stojmanovska and Hristovski. 2015).

Табела 1, ги содржи добиените максимални релативни поместувања, абсоутни забрзувања на врвот на панелот, како и максималните измерени одвојувања (uplift) за двата модела.

Модел 1			
Earthquake record, max.input acceleration (m/s ²)	max.abs. accleration (m/s ²)	max.rel. displacement (mm)	max.uplift (mm)
Petrovec, $a_{gmax} = 0.37g$	0.42g	12.49	3.164
Модел 2			
Earthquake record, max.input acceleration (m/s ²)	max.abs. accleration (m/s ²)	max.rel. displacement (mm)	max.uplift (mm)
Kobe, $a_{gmax} = 0.16g$		11.02	
Petrovec, $a_{gmax} = 0.19g$	0.42g		2.073

Табела 1. Максимални измерени вредности на селектирани параметри

Дрвените панели се многу крути во споредба со врските како резултат на што деформациите на смолкнување и свиткување на панелите стануваат занемарливи. Така најголем дел од постигнатите деформации отпаѓа на врските. Во нив доаѓа до концентрација на силите и деформациите, што доведува до локални ломови во истите.

И за двата модела хоризонталните поместувања се значително поголеми во однос на вертикалните поместувања на моделот и се во главном резултат на ротација и поместување на панелите односно на т.н rocking однесување на панелите. Што се однесува до дисипацијата на енергија експерименталните тестови ја потврдија претпоставката дека целата дисипирана енергија произлегува од врските и зоната на контактот меѓу панелот и бетонскиот темел.

Дополнително, експерименталните тестови потврдија дека вертикалните дисконтинуитети меѓу двата панела во Модел 2 не предизвикаа намалување на вкупниот капацитет, така што Модел 2 покажа однесување слично на Модел 1.

Во табела 2 прикажана е разликата меѓу измерените релативни поместувања и абсолютни акцелерации на врвот на Модел 1 и Модел 2.

Earthquake record, max.input acceleration (m/s ²)	Model	max.rel. displacement at the top (mm)	max.abs. acceleration (m/s ²)
Albstadt, a _{gmax} = 0.216g	Model 1	5.23	0.3g
Albstadt, a _{gmax} = 0.104g	Model 2	4.815	0.268g
	Difference [%]	9%	12%
Tolmezzo, a _{gmax} = 0.214g	Model 1	7.66	0.251g
Tolmezzo, a _{gmax} = 0.109g	Model 2	7.112	0.241g
	Difference [%]	8%	4%
Tolmezzo, a _{gmax} = 0.286g	Model 1	10.22	0.321g
Tolmezzo, a _{gmax} = 0.286g	Model 2	8.443	0.386g
	Difference [%]	21%	17%
El Centro, a _{gmax} = 0.291g	Model 1	11.60	0.35g
El Centro, a _{gmax} = 0.141g	Model 2	8.22	0.312g
	Difference [%]	41%	12%
Kobe, a _{gmax} = 0.305g	Model 1	11.29	0.314g
Kobe, a _{gmax} = 0.132g	Model 2	8.91	0.247g
	Difference [%]	27%	27%
Petrovec, a _{gmax} = 0.156g	Model 1	5.34	0.206g
Petrovec, a _{gmax} = 0.071g	Model 2	3.496	0.174g
	Difference [%]	53%	18%
Petrovec, a _{gmax} = 0.368g	Model 1	12.49	0.423g
Petrovec, a _{gmax} = 0.189g	Model 2	10.103	0.423g
	Difference [%]	24%	0%

Табела 2. Разлика во измерените релативни поместувања и абсолютни забрзувања на врвот на Модел 1 и Модел 2.

3. АНАЛИТИЧКИ ИСТРАЖУВАЊА

Нумерички симулации се изведени со користење на FELISA / 3М софтверски пакет за нелинеарна статичка и динамичка анализа на конструкции развиен во ИЗИИС. Дополнително се развиени конститутивни закони кои го опишуваат однесувањето на врските и зоната на контактот меѓу дрвените панели и бетонските темели и преку соодветни субрутини се вметнати во оригиналниот програм (Hristovski et al. 2013, Stojmanovska and Hristovski. 2015). Тестираните дрвени панели се моделирани со употреба на изопараметриски конечни елементи со осум нодални точки, додека

за моделирање на врските и контактната зона помеѓу панелите и темелите беа применети нелинеарни линк елементи. Добиена е разумна корелација помеѓу експерименталните и аналитички добиените резултати.

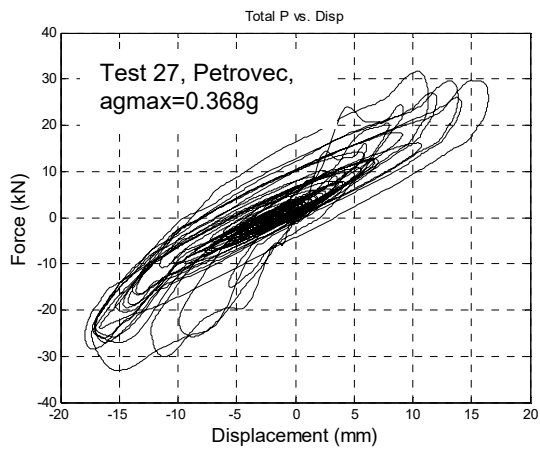
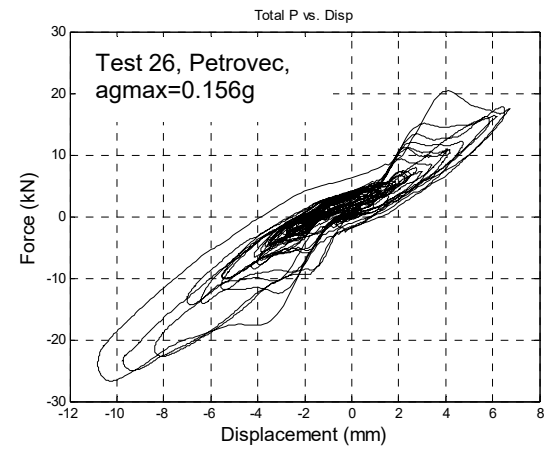
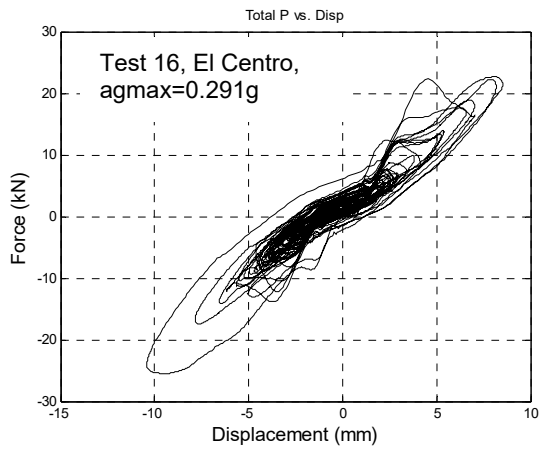
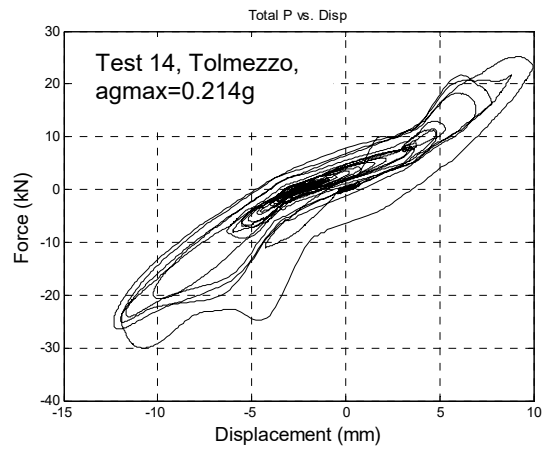
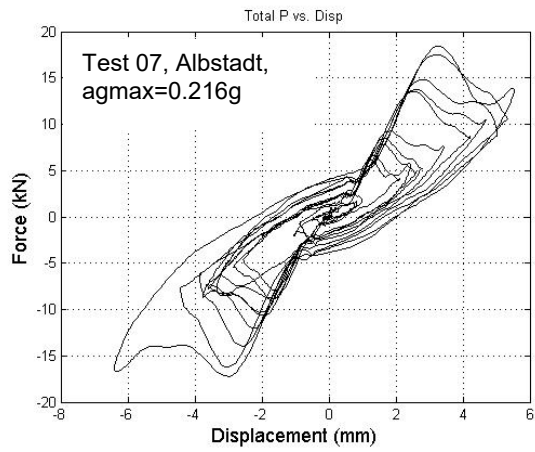
Понатамошниот тек на ова истражување произлезе од фактот дека иако конструктивните системи од вкрстено ламелирано стануваат мошне брзо популарни на пазарот, постоечките стандарди за проектирање на дрвени конструкции отпорни на земјотрес се мошне сиромашни и не даваат никакви препораки и насоки, особено во однос на факторот на однесување q . Всушност, техничките регулативи кои се однесуваат на проектирање на конструкции отпорни на земјотрес се базираат на претпоставката дека поголем број од конструкциите ќе издржат пластични деформации под дејство на релативно јаки земјотреси, а сеизмичките сили се многу помали од силите кои се создаваат во конструкциите кога тие би се однесувале еластично. Со цел да се избегне нелинеарната анализа при проектирањето на конструкциите, а да се земе предвид нивниот нелинеарен одговор односно капацитет на дисипација на енергија преку дуктилно однесување на нивните елементите, се спроведува линеарна еластична анализа, базирана на спектар на одговор намален во однос на еластичниот спектар на одговор со воведување на т.н фактор на редуција или фактор на однесување q . Следствено, факторите на однесување q всушност ја изразуваат способноста на конструкцијата да дисипира енергија и да издржи големи деформации без катастрофални оштетувања.

Во ова истражување развиените и експериментално верифицирани нумерички модели беа искористени за спроведување на динамички нелинеарни анализи (Hristovski et al. 2013, Stojmanovska and Hristovski. 2015). Анализите беа спроведени со софтверски пакет FELISA/3M, за истите земјотресни побуди кои беа применети и при изведување на експерименталните тестови, но скалирани со цел да се достигне граничната состојба на системот, и како резултат се добија соодветните хистерезисни дијаграми сила-поместување. На Слика 2 и Слика 3 се прикажани аналитички добиените хистерезисни дијаграми сила-поместување за Модел 1 и Модел 2, соодветно за селектираните земјотресни побуди.

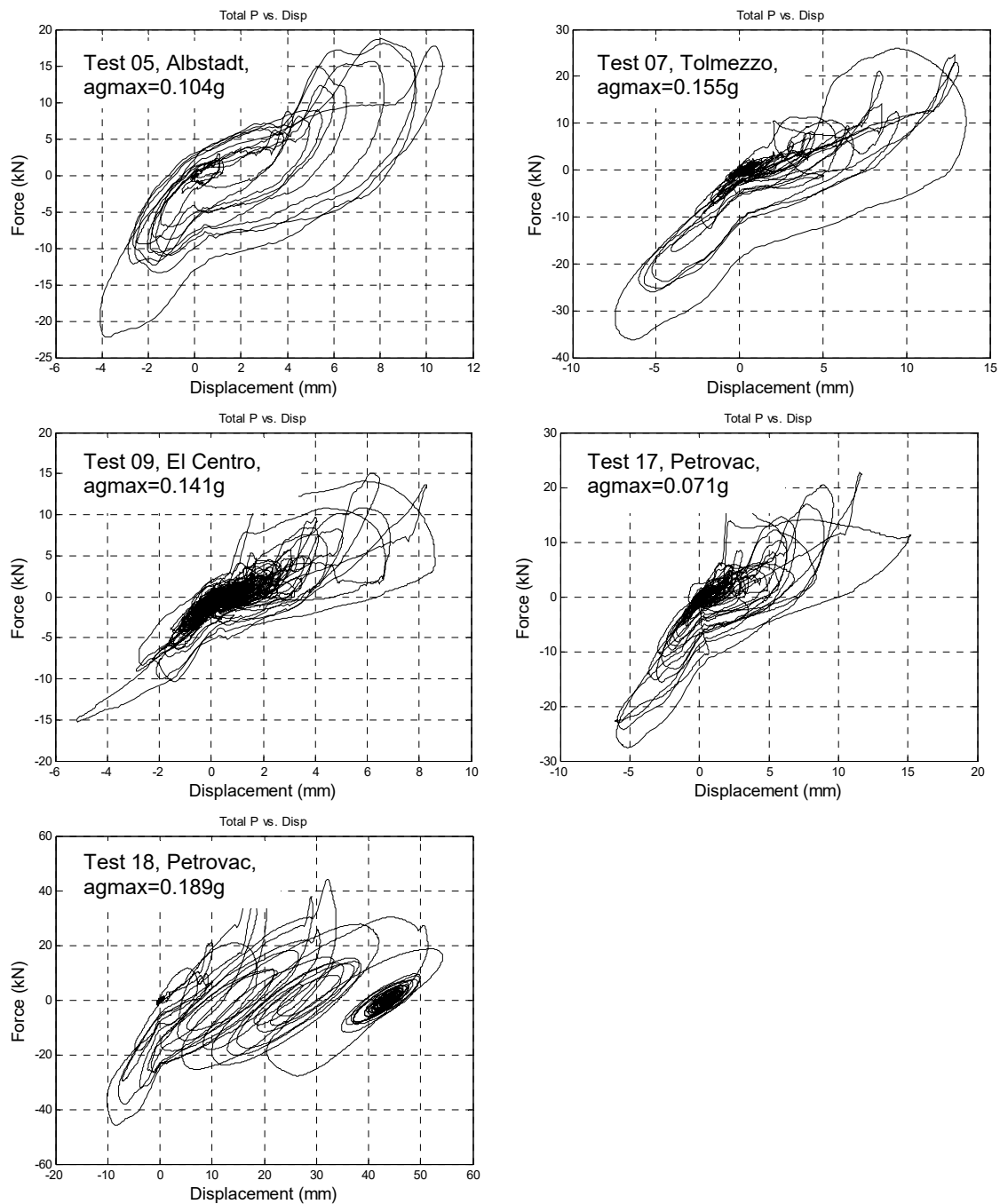
Со цел поедноставување на целата постапка факторот на однесување го определуваме само во однос дуктилноста. Бидејќи периодата на осцилација на разгледуваните конструктивни системи е помала од 0.5s, ја применуваме следнава формула:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{кога} \quad 0.12s < T < 0.5s$$

Дуктилноста μ претставува однос од поместувањето што одговара на максималната сила односно точката на лом Δ_{\max} и поместувањето што одговара на точката на течење Δ_y .

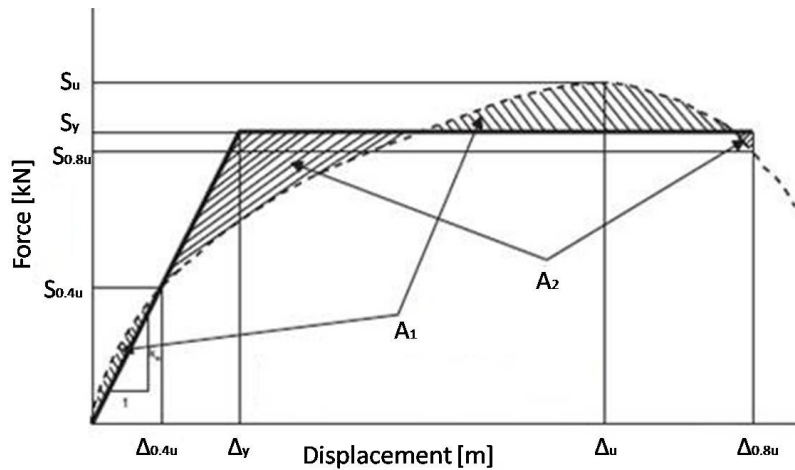


Сл. 2. Дијаграми сила-поместување-Модел 1 добиени аналитички



Сл. 3. Дијаграми сила-поместување-Модел 2 добиени аналитички

За интерпретација на добиените хистерезисни дијаграми и определување на дуктилноста, односно точката на лом и точката на течење, Δ_{\max} и Δ_y , го применуваме Еластично-пластичниот модел на еквивалентни енергии (Слика 4) или ЕЕЕР моделот (Equivalent Energy Elastic-Plastic Model). ЕЕЕР моделот ја поедноставува добиената крива сила-поместување преку билинеарна крива која демонстрира линеарно еластично однесување на системот до точката на течење и совршено пластично до точката на лом.



Сл. 4. EEEP Модел

Во Табела 3 и 4 се прикажани добиените вредности на факторот на однесување за различните спроведени анализи за Модел 1 и Модел 2 соодветно.

Може да се забележи дека добиените вредности за конкретниот испитуван тип на конструктивни системи се движат во граници од 2.21 до 3.98. Доколку се земе предвид и факторот на прекумерна јакост би се добиле значително поголеми вредности од онаа вредност на факторот на однесување 2 која што стои како препорака во Еврокод 8. Ова води кон јасен заклучок дека конструкциите од вкрстено лепено ламелирано дрво, ако се проектираат со соодветни врски, поседуваат исклучителна дуктилност и способност да ја дисипираат сеизмичката енергија од земјотреси кои имаат големи интензитети.

Тест бр.	S_u	$S_{0.4u}$	$S_{0.8u}$	Δ_u	$\Delta_{0.4u}$	$\Delta_{0.8u}$	S_y	Δ_y	μ	q
07	18.39	7.36	14.72	2.51	1.09	6.82	15.52	2.32	2.94	2.21
14	30.01	12	24	4.35	1.82	12.46	26.68	4.05	3.07	2.27
16	25.56	10.22	20.45	4.12	1.87	12.69	20.865	3.812	3.33	2.38
25	26.69	10.67	21.35	5.08	1.84	11.35	21.76	3.74	3.03	2.25
27	33.11	13.24	26.49	6.47	2.06	17.73	30.13	4.69	3.78	2.56

Табела 3. Добиени вредности на q за Модел 1

Тест бр.	S_u	$S_{0.4u}$	$S_{0.8u}$	Δ_u	$\Delta_{0.4u}$	$\Delta_{0.8u}$	S_y	Δ_y	μ	q
05	22.22	8.885	17.769	3.747	0.845	10.225	20.319	1.953	5.26	3.09
07	19.78	7.92	15.82	8.16	1.19	6.85	17.36	2.61	3.126	2.29
09	15.27	6.11	12.22	8.31	0.73	2.51	14.18	1.71	4.89	2.96
11	3.766	1.506	3.013	1.077	0.116	2.192	3.394	0.259	8.459	3.98
17	9.220	3.688	7.376	3.520	0.381	5.034	9.091	0.939	5.359	3.12

Табела 4. Добиени вредности на q за Модел 2.

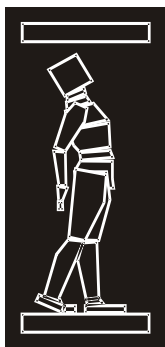
4. ЗАКЛУЧОК

- Конструкциите од вкрстено лепено ламелирано дрво се исклучително отпорни на сеизмички дејства, но нивниот динамички одговор во целост зависи од одговорот на применетите врски при циклични товари. Врските се критичната точка во овој тип на конструкции и тие ја носат целата нелинеарност и дисипација на енергија на системот како целина.

- За што пореално моделирање на однесувањето на овој тип на конструкции потребно е што поточно моделирање на однесувањето на врските.
- Вредност на факторот на однесување $q=2$ која стои како препорака во сегашната верзија на Еврокод 8, а се однесува за лепени дрвени елементи, не одговара на реалниот капацитет за дисипација на енергија што овие системи ја поседуваат. Резултатите од спроведените анализи укажуваат на вредност на q поголема од 3.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Стојмановска, М. (2015). *Експериментално и аналитичко истражување на динамичкиот одговор на дрвени конструкции составени од вкрстено-ламелирани дрвени панели*. Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС). Докторска дисертација.
- [2] M.Stojmanovska, V.Hristovski (2015). “Experimental and Analytical Research of XLAM Panel Systems.” *16th International Symposium Macedonian Association of Structural Engineers (MASE)*, 01.10-03.10.2015, Ohrid, Republic of Macedonia
- [3] V.Hristovski, B.Dujic, M.Stojmanovska, V.Mircevska. “Full-Scale Shaking table Tests of Xlam Panel Systems and Numerical Verification: Specimen 1.” *Journal of Structural Engineering ASCE*, Volume 139, Number 11.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Марија ВИТАНОВА¹

ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ТИПИЧНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО ПОВЕЌЕ РЕСПОНИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Сигурноста и функционалноста на мостовските конструкции на магистралните патни правци во РМ за време и по земјотрес се услов за сигурни и континуирани транспортни услови во регионот. Проценката на нивната сеизмичката стабилност претставува клучен елемент во формулирањето и развивањето на стратегии за ублажување и планирање на последиците од земјотресите. Врз основа на специјално формирана база на податоци за класификација на мостовските конструкции, како карактеристични за овој регион се избрани гредните и мостовите систем плочеста рамка. Користената методологија го зема предвид придонесот на основните компоненти на мостот како средни столбови и лежишта на повредливоста на целиот систем. Кривите на повредливост се развиени аналитички користејќи нелинеарни анализи со реални временски истории со мерка на интензитет PGA. Дефинирани се четири нивоа на оштетувања, базирани на развојот на поместувањата во еластомерните лежишта.

Клучни зборови: Сеизмичка повредливост, Армирано-бетонски мостови

Marija VITANOVA¹

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF TYPICAL MULTI SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

SUMMARY

Considering its location in the central part of the Balkans, Republic of Macedonia has an economically strategic position for the region. Conditions of bridges are therefore significant in assessment of the entire seismic risk for the regional transportation network. Investigations of vulnerability of road bridges typical for RM were performed by an expanded multiple stripe analysis method approach. Typical bridges were selected based on inventory study, which included statistic analyses of in situ collected data on all vital structures along main roads and highways in RM. The results from the performed statistic analysis showed that they mainly represented reinforced concrete girder bridges. PGA was used as an intensity measure. Based on nonlinear behavior of bridges and development of displacements in the bearings, four damage levels were defined. While analyzing representative bridges, soil-structure interaction was also taken into account. The seismic response of typical reinforced concrete girder bridges proved acceptable.

Key words: Bridge structure, Damage parameter, Fragility curves, NLTHA.

¹ Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology", University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marijaj@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ОШТЕТУВАЊА НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЗЕМЈОТРЕС

Живееме во неизвесен, повредлив свет кој е изложен на природни катастрофи и глобален ризик од земјотреси кој треба да се ублажи за да се постигне отпорно и одржливо општество. Јаките земјотреси кои се случија во текот на изминатите години покажаа дека урбаните градови и општества во сеизмичките региони се исклучително повредливи. Од земјотресот што се случил во 1934 година во Индија, биле оштетени повеќе од триста различни мостови. Оштетувања на класично проектирани мостовски конструкции се регистрирани и од земјотресите случени пред 2 декади: Лома Приета (САД, 1989), Нортриц (САД, 1994), Кобе (Јапонија, 1995) и др. Причина за рушење не се само земјотресите туку и недоволно отпорните мостовски конструкции. Овој факт предизвика интерес за истражување на однесувањето на мостовските конструкции под дејство на земјотреси.

Причините за големите оштетувања на мостовите можат да бидат различни. Дилатационите fugи сами по себе доведуваат до конструктивна нерегуларност која може да предизвика катастрофални последици (Сл. 1).



Сл. 1. Мостовски конструкции срушени заради конструктивна нерегуларност, земјотрес Кина 2008 год.

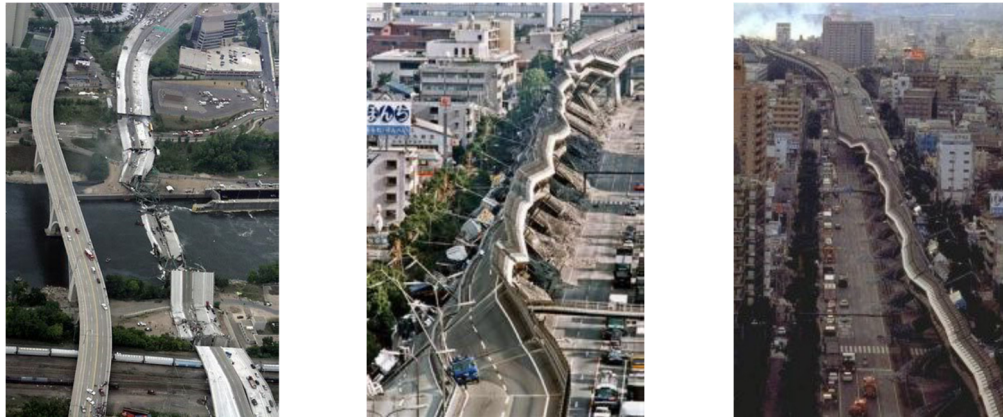
Во зависност од карактерот на дејството на силите од земјотресот, може да дојде до наклонување на столбовите на мостовските конструкции во подолжен и/или попречен правец, посебно ако носечките елементи од горниот строј не се соодветно поврзани во делот кај потпорите на горниот дел од столбовите. Многу такви конструкции едноставно се поместуваат (излегуваат) од лежиштата (сл. 2).



Сл. 2. Мостовски конструкции срушени заради конструктивна нерегуларност, земјотрес Кина 2008 год.

Во многу земји во светот, па и кај нас често се среќаваат мостови кај кои горната конструкција претставува серија од прости греди потпрени на столбови. Овие распони се подложни на одвојување од потпорната конструкција заради движење на почвата или заради разлика во

поместувањата предизвикани од деформацијата на основата (Сл.3). Токму овие мостови се предмет на анализа во ова истражување.



Сл. 3. Срушени мостови со повеќе распони, земјотрес Кобе, Јапонија, 1995 год.

Со цел намалување на можните оштетувања, а со тоа и намалување на трошоците за реконструкција, санација или во најлош случај повторна изградба, неопходно е да се изврши детално истражување и проценка на ефектите од идните земјотреси. Проценката на повредливоста на постоечките конструкции ќе придонесе да се добие квантитативна мерка за очекуваните оштетувања и однесувања на поедините конструкции. Ова проценка ќе доведе до усвојување на правилни мерки за санација на постојните мостови или зајакнување на повредливите конструкции кои ќе го намалат сеизмичкиот ризик и ќе ги спасат човечките животи и материјалните добра.

2. ЦЕЛ И ЗНАЧЕЊЕ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Целта на истражувањето е користејќи аналитички приод да се изврши проценка на сеизмичката повредливост на типичните мостовски конструкции која ги дефинира потенцијалните штети кои би се случиле како резултат на сеизмичко дејство што претставува особено важен чекор за дефинирање на приоритет за зајакнување. За оценување на сеизмичкиот ризик на карактеристичните типови мостовски конструкции анализирани се два типа мостовски конструкции за кои се развиени криви на повредливост: гредни армиранобетонски мостови и мостови систем плочеста рамка.

Проценката на сеизмичката повредливост е извршена во неколку чекори:

1. Идентификација на типови на мостовски конструкции кои најчесто се среќаваат на територијата на Република Македонија. Селектирање на репрезентативни мостовски конструкции кои се предмет на ова истражување и за кои е извршена проценка на сеизмичката повредливост;
2. Избор на репрезентативен сет на временски земјотресни записи за различни карактеристични магнитуди, епицентрални растојанија и локални почвени услови кои се репрезентативни за регионот;
3. Развој на просторни аналитички модели на избраните мостовски конструкции кои вклучуваат нееластично однесување на одредени елементи (столбови, лежишта);
4. Дефинирање на капацитетот на елементите на мостовските конструкции;
5. Идентификација на карактеристичните конструктивни параметри на моделите на мостовските конструкции преку веројатносни анализи за сеизмичко барање;
6. Избор на методологија за дефинирање на сеизмичката повредливост на мостовските конструкции;
7. Дефинирање на модел за определување на штета;
8. Дефинирање на критериум за идентификација на ниво на штета;

9. Определување на ниво на штета на елементите на мостовските конструкции;
10. Генерирање на криви на повредливост на избраните мостовски конструкции;
11. Компаративна студија на добиените резултати и изведување на заклучоци и препораки.

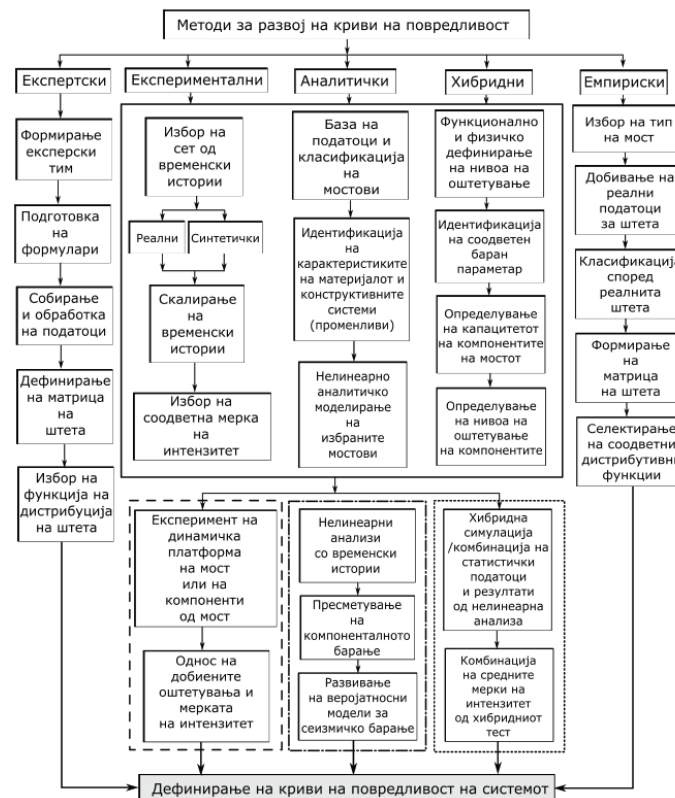
Извршените истражувања овозможуваат значителен придонес како од научен аспект (научна верификација на предложената методологија за проценка на сеизмичката повредливост, подобрување на стандардите за сеизмичко проектирање, итн.) така и од практичен аспект, преку промовирање на успешна идна примена на методот за проценка на сеизмичката повредливост на постојните АБ мостовски конструкции како и можноста за избор на мерка за намалување на сеизмичката повредливост како и заштита на новите и сеизмичка ревитализација на постојни сеизмички повредливи мостови.

3. СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ И МЕТОДИ ЗА РАЗВОЈ НА КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ

Кривите на повредливост ја опишуваат веројатноста конструкцијата да достигне или надмине специфичното ниво на оштетување за даден интензитет на движење на тлото. Затоа, постојните методологии за проценка на сеизмичките карактеристики имаат тенденција кон кривите на повредливост што значи опишување на веројатната повредливост на конструкциите за даден интензитет на земјотресни побуди. Така, повредливоста претставува веројатност сеизмичкото барање да го достигне или надмине капацитетот на конструкцијата за дадено ниво на интензитет како што е дадено во р-ка (1):

$$\text{Fragility} = P[D \geq C | IM] = P[C - D \leq 0 | IM] \quad (1)$$

каде D претставува сеизмичко барање, C претставува капацитетот на конструкцијата, IM претставува мерка на интензитет.



Сл. 4. Методи за развој на криви на повредливост

Проценката на сеизмичката повредливост на мостовските конструкции вклучува голем обем на комплексност и несигурност. Развиени се различни методи и приоди за дефинирање на криви на повредливост како што се: методи базирани на проценка преку теренско истражување, напредни

анализи користејќи аналитички модели и хибридни методи (Сл.4). Не постои ниту една методологија која ќе биде потполно точна и ќе ги земе предвид целата таа сложеност и несигурност. Секоја методологија има свои предности и недостатоци. Принципите на сите методологии се базираат на претпоставки кои го потврдуваат својот аспект и ги минимизираат или дури игнорираат останатите.

4. СЕИЗМИЧКИ УСЛОВИ НА ТЕРИТОРИЈАТА НА РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

За проценка на постоечкиот сеизмички ризик на одреден регион, неопходно е да се познаваат и анализираат бројните природни фактори, како што се: регионалните сеизмолошки, геолошки и тектонски карактеристики на определено подрачје. Врз база на податоците што можат да се добијат со испитувањето на овие фактори, може да се дефинира моделот на сеизмичноста на определено подрачје, зачестеноста на појавата на земјотреси со определен интензитет, како и јачината на очекуваните земјотреси во иднина.

Република Македонија е регион кој е еден од сеизмички најактивните подрачја на Балканот кој се карактеризира со релативно честа појава на катастрофални земјотреси кои достигнуваат интензитет и до X степен по MSC скала и магнитуда до 7.8. При постапката за проценка на повредливоста на инженерските конструкции на соодветен сеизмички hazard карактеристичен на одреден регион, од помош би биле временски истории кои се репрезентативни за конкретниот регион. Бидејќи за територијата на Република Македонија не постојат регистрирани временски истории од јаки земјотреси, а за да се постигне нивото на сеизмичкиот hazard во регионот, како влез во нелинеарната анализа со временски истории избрани се реални временски истории од базата на податоци на Пацифичкиот истражувачки центар за земјотресно инженерство (PEER) во Беркли, Калифорнија кои одговараат по магнитуда, растојание и карактеристики на тлото на кое генерално се фундирани типичните армирано-бетонски мостовски конструкции со повеќе распони кои се цел на анализа во ова истражување.

Одбрани се временски истории за сите репрезентативни модели кои одговараат на динамичките карактеристики на регионот на кој припаѓаат репрезентативните мостовски конструкции. Имајќи го предвид фактот што произлегува од извршените геолошки истражувања направени на територијата на Република Македонија кое укажува дека обично нестабилноста на почвите не се јавува при земјини забрзувања помали од 15% g односно појавата на различни типови на нестабилност на почви може да се очекува при земјини забрзувања поголеми од 30% g на избраните земјотресни побуди е направено скалирање во ранг од 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.35g, 0.40g, 0.45g и 0.50g.

Методологијата за селектирање на временски истории е спроведена за сите карактеристични мостовски конструкции. Најпрво е направена анализа на локацијата на типичните мостовски конструкции кои се предмет на анализа. При тоа, согледано е дека најголемиот број мостовски конструкции со најчести конструктивни системи се наоѓаат во Вардарската сеизмогена зона односно во областа каде што преовладуваат неконсолидирани, слабо агрегатни карпи, флишни седименти, ретки карбонатни карпи и дијабази со сите варијанти на карпи во доминација на неконсолидирани и слабо агрегатни односно површински високо дисинтегрирани флишни комплекси.

На подрачјето на Република Македонија извршени се голем број на геофизички мерења на сеизмичките брзини V_p и V_s , во различни карпести и почвени средини. Првиот параметар по кој се бирани реалните временски истории од базата е брзината на ширење на трансверзални бранови до длабочина од 30 m, V_s30 .

Вториот параметар по кој е извршена селекцијата на временските истории претставува вредноста за магнитуда. Имајќи го предвид фактот дека на територијата на Република Македонија досега случените земјотреси се со магнитуда над 5, избраните односно селектираните земјотреси од базата се оние кои се со магнитуда од 5-7.9 која е воедно максимална магнитуда на земјотресите од базата.

Третиот параметар претставува растојанието од објектот до епицентарот на случениот земјотрес. Имајќи ја предвид големината на територијата на Република Македонија, епицентралното

растојание кое е избрано е од 0 до 350 km. Врз основа на овие параметри, селектирани се осум земјотресни записи од базата на Пацифичкиот истражувачки центар за земјотресно инженерство (PEER) во Беркли, Калифорнија и еден запис од локален земјотрес регистриран 1979 година во Улцињ, Црна Гора. За сите девет земјотресни записи користени се две хоризонтални взаемно нормални компоненти на забрзување.

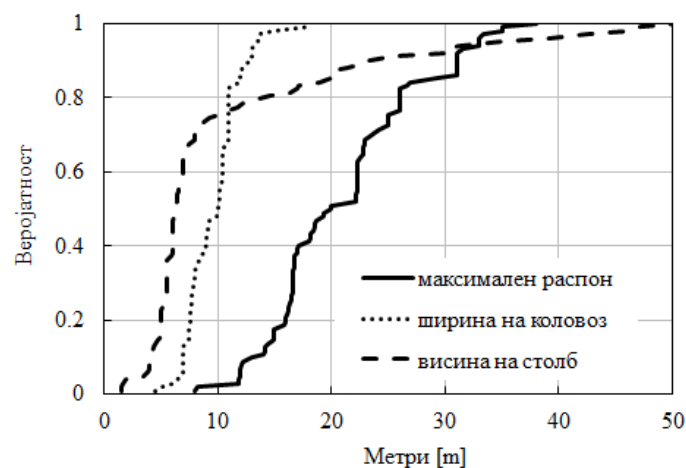
5. КЛАСИФИКАЦИЈА НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ НА МАГИСТРАЛНИТЕ ПАТНИ ПРАВЦИ ВО РМ

За да се изврши пореална проценка на сеизмичката повредливост на типичните мостови во Република Македонија, извршена е детална инвентарска студија на сите патни мостови од автопатната и магистралната патна мрежа, (Витанова 2015). Анализирани се вкупно вкупно 7 магистрални патни правци со вкупна должина од 21 049.6 km и 459 мостовски конструкции меѓу кои и вијадукти, потпатници и натпатници. Најбројни се мостовските конструкции од армиран бетон, вкупно 92%. Според конструктивниот систем, најбројни се проста греда 57% и континуирана греда 32%, 9% се систем плочеста рамка а останатите 2% се мостови со други конструктивни системи. Доколку се разгледуваат мостовите според точниот број на распони, најбројни се мостовите со три распони 37%. Со 1 распон 34%, многу помалку се со 2 отвори, односно 11% и сите други останати 18% со пет и повеќе распони.

Извршена е статистичка анализа на добиените податоци од оваа база од која се добиени информации кои се од помош не само за полесна идентификација на типовите на мостови туку и за идентификување на некои нивни основни конструктивни и геометриски карактеристики.

Во базата на податоци, мостовите со слични материјали и/или конструктивни типови се групирани во иста група. Материјалите кои се слични како „бетонски носачи систем проста греда“ и „преднапрегнати носачи систем проста греда“ се вброени во една група „мостови систем проста греда“. За сите овие материјали, односно конструктивни типови, масата на горната конструкција е слична и за нив се користат лежишта со слични карактеристики. Исто така мостовите со слична горна конструкција се групирани во иста група. На пр. „преднапрегната греда“, „сандачеста греда“, „олеснета греда“ се вбројуваат во иста група „гредни мостови“.

Анализирајќи ги добиените податоци, идентификувани се два конструктивни системи кои најчесто се среќаваат на оваа територија. Првиот тип се гредните мостови кои се застапени со скоро 90% од вкупниот број мостови во зависност од типот на горната конструкција која е континуирана или систем проста греда додека вториот тип претставуваат мостови со систем плочеста рамка кои опфаќаат 9% од вкупниот број.



Сл. 5. Емпириски кумулативни дистрибутивни функции за геометриските карактеристики за армиранобетонските гредни мостови со повеќе распони

За да се добие претстава за типичните геометриски карактеристики на најбројните армиранобетонските гредни мостовски конструкции, генерирани се емпириски кумулативни

дистрибутивни функции. На Сл. 5 се дадени кумулативни дистрибутивни функции за максималниот распон, ширина на коловозната конструкција и висина на средните столбови. Очигледно е дека нема голема варијација на ширината на коловозната конструкција, односно 80% од сите мостови ширината изнесува 10м додека висината на средните столбови околу 14.5м. Над 90% од сите мостови од овој тип се со максимален распон од 8-31м. Вкупно 69% од сите овие гредни мостови се поставени под агол (skew) 0-45°.

Кај гредните мостови за должината на максималниот распон е усвоен средниот распон на репрезентативните гредни мостови и тоа средната вредност на избраниот тип на мостови со плус/минус една стандардна девијација, односно се избрани вредностите: 14.5 m, 21 m и 27.5 m. Средната вредност како и вредностите за медијаната за ширината на коловозната конструкција е приближно иста за сите типови гредни мостови така што е усвоена константна вредност за сите репрезентативни мостови: 9.7 m. За висината на средниот столб за репрезентативните гредни мостови е усвоена минималната вредност која изнесува 3.5 m, средната вредност 10.6 m и средната вредност плус една стандардна девијација, тоа е 21 m. Со комбинација од избраните геометриски параметри, се дефинирани вкупно 9 гредни репрезентативни мостови. Со цел секој од репрезентативните мостови да биде претставник на одредена група мостови со соодветни карактеристики, извршено е пребројување на истите во одреден ранг на карактеристиките (висина на столб и должина на распон). Од сите девет типа репрезентативни гредни мостови, избрани се мостовите чија застапеност е повеќе од 5% од вкупниот број на мостовски конструкции од овој тип. Врз база на овие пребројувања селектирани се четири од вкупно деветте гредни репрезентативни мостови. Истите се дадени во Таб. 1.

Бр.	Бр. на распони	Должина на среден распон L [m]	Репрезент за мостови со распон [m]	Ширина на коловозна конструкција [m]	Висина на столб [m]	Репрезент за мостови со висина на столб [m]
1	3	14.5	5.4-17.7	9.7	3.5	1-7
2	3	14.5	5.4-17.7	9.7	10.6	7-15.8
3	3	21.0	17.7-24.2	9.7	3.5	1-7
4	3	27.5	24.2-60	9.7	10.6	7-15.8

Табела 1. Геометриски карактеристики на избраните репрезентативни гредни мостови

Секој од овие мостови е претставник на одредена група мостови чија застапеност изнесува повеќе од 5% од вкупниот број мостови од овој тип. Типичниот армиранобетонски греден мост се состои од горен строј (преднапрегнати гредни главни носачи, попречни носачи и коловозна плоча) кој преку еластомерните лежишта кои се поставени на належните греди се потпира на долниот строј кој го сочинуваат средни столбови-платна. Должината на распоните изнесува 14.5 m, 21.0 m и 27.5 m, висината на средните столбови изнесува 3.5 m и 10.6 m, додека ширината на коловозната конструкција за сите репрезентативни мостови е иста и изнесува 9.7 m. Попречниот пресек на средниот столб е со ширина 6.0m и висина 1.0m и истиот е армиран со арматура чија површина согласно важечките стандардни норми изнесува 1% од вкупната површина на попречниот пресек на столбот.

Бр.	Бр. на распони	Должина на краен распон [m]	Должина на среден распон [m]	Ширина на коловозна конструкција [m]	Висина на столб [m]
1	3	6.1	11.5	6.6	3.5
2	3	7.9	14.0	6.6	3.5
3	3	7.9	14.0	6.6	5.7

Табела 2. Преглед на селектираните мостовски конструкции систем плочеста рамка кои се предмет на анализа

Конструкцијата на мостовите систем плочеста рамка вообичаено е со мали до средни распони, а со тоа и помали димензии на главните носиви елементи. И кај овие конструктивни системи, како и кај гредните мостови, најчести се мостовите со три распони, но за разлика од кај нив, кај овие системи должината на распоните не е иста. Во овој случај распоните се L_{\min} и L_{\max} . Избраните репрезентативни мостови се со различна должина на средните распони и висина на средни столбови. Карактеристичните вредности за овие мостови се дадени во Таб. 2.

6. АНАЛИТИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ НА РЕПРЕЗЕНТАТИВНИТЕ МОСТОВИ

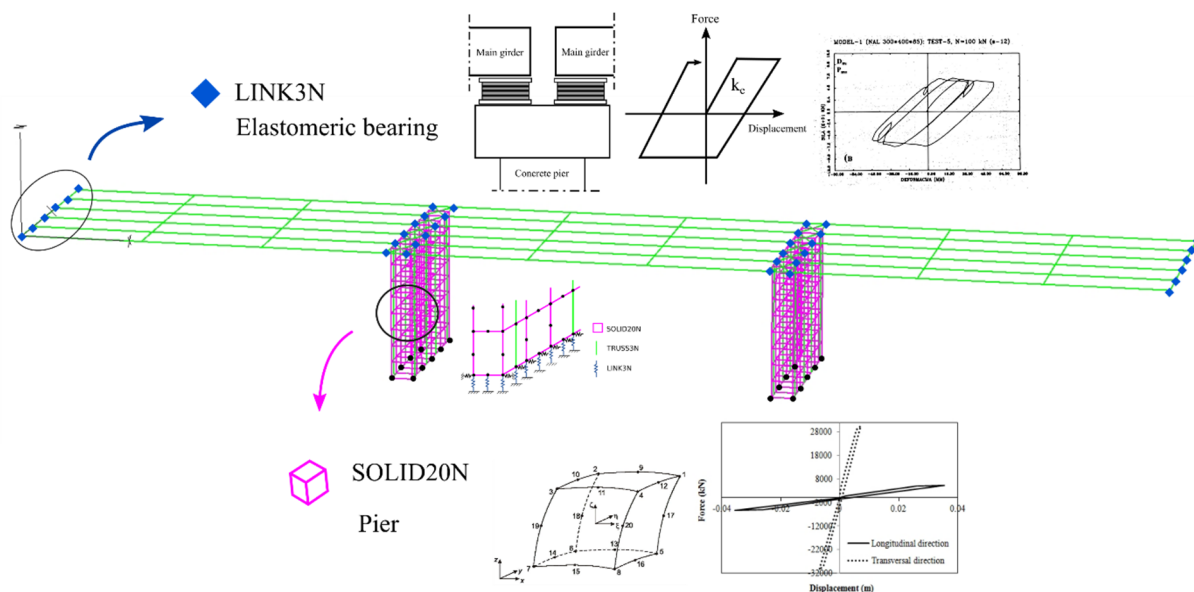
6.1 Гредни мостови

Со цел да се постигне поголема точност, да се добијат поверодостојни резултати и да се намали бројот на претпоставки, развиени се просторни нелинеарни аналитички модели со конечни елементи користејќи го верифицираниот компјутерски програм FELISA/3M (FELISA/3M).

Бидејќи горната конструкција (гредните носачи заедно со коловозната плоча) се очекува да остане линеарна под дејство на земјотрес, моделирана е со un-cracked cross sections, односно еластични линеарни FRAME3D гредни елементи со 6 степени на слобода во секоја точка, претставени со вредностите за крутоста и масата на композитната конструкција составена од гредните носачи и коловозната конструкција.

Еластомерните лежишта се моделирани со LINK3N и еластичен идеално пластичен материјал чија почетна крутост, k_0 е пресметан според формулата на Choi (Choi 2002). Димензиите на еластомерното лежиште се усвоени 200/300/30. Хоризонталната крутост е усвоена 3380 kN/m. Армиранобетонските столбови-платна се моделирани со нелинеарни просторни SOLID20N конечни елементи со 20 интеграциони точки моделирани со три параметарски Wilam-Warnke (Willam и Warnke, 1974) материјален модел. Вредноста за модулот на еластичност е усвоена 33000MPa која е соодветна марка на бетон користена за изведба на ваквиот тип мостови. Усвоениот модул на еластичност за армираниот бетон одговара на добиената вредност од извршените лабораториски испитувања извршени на пробни тела земени од горниот и долниот строј од 6 различни постојни мостовски конструкции на магистралниот правец М-5. Начинот на моделирање на армиранобетонските елементи со конечни елементи детално е даден во [8] и [9].

За арматурата користени се TRUSS3N елементи со еласто-пластичен Von Mises материјален модел со модул на еластичност 20000MPa и напрегање при течење 400MPa. Усвоените вредности за арматурата одговараат на карактеристиките на арматурата која вообичаено се користи за мостовските конструкции во нашата земја. Моделот на мостот со конечни елементи на еден од репрезентативните мостови е претставен на Сл. 6.



Сл. 6 FELISA/3M аналитички модел за греден мост бр. 1

Во анализата е земена интеракцијата тло-конструкција за чие дефинирање е користена теоријата на еластичен полупростор (Beredugo and Novak 1972). Крутостните коефициенти се добиени со итеративна постапка и истите се фреквентно зависни.

Во ова истражување земени се предвид и материјалните несигурности. Тие се сведени на карактеристиките на бетонот и за нив се земени вредности добиени од лабораториски испитувања на пробни тела земени од различни конструктивни елементи (главни носачи, коловозна плоча, средни столбови и сл.) од постојни мостови. Материјалните карактеристики на арматурата одговараат на карактеристиките на арматурата која вообичаено се користи на овие простори.

6.2 Мостови систем плочеста рамка

Бетонските елементи на мостовите систем плочеста рамка се моделирани главно со просторни SOLID20 елементи со 20 интеграциони точки. Средните елементи на средните столбови се моделирани со пет параметарски Wiliam-Warnke материјален модел, додека елементите во горната и долната зона на столбовите се моделирани со еласто-пластичен Drucker-Prager материјален модел. Горната конструкција, коловозната плоча е моделирана главно со еласто-пластичен Von Mises материјален модел, додека пет параметарски Wiliam-Warnke материјален модел е користен за крајните елементи од плочата и елементите во средината на средниот распон. За сите SOLID20 елементи, усвоен е модул на еластичност од 31 000 МПа. Мостовите систем плочеста рамка се армирани со подолжна арматура во средните столбови и горната коловозна плоча преку дискретни TRUSS3N елементи во коинцидентни точки со SOLID20 елементите. За горната конструкција користен е еласто-пластичен Drucker-Prager материјален модел, додека за столбовите еласто-пластичен Von Mises материјален модел. Вредноста на модулот на еластичност за арматурата е усвоена 20 000 МПа, а напрегањето на течење σ_y е усвоено 240 МПа под претпоставка дека овој тип мостови се изведени во период кога била користена арматура со помала јакост на течење и бетон со послаби јакосни карактеристики.

7. МЕРКА НА ИНТЕНЗИТЕТ И ВРЕМЕНСКИ ИСТОРИИ

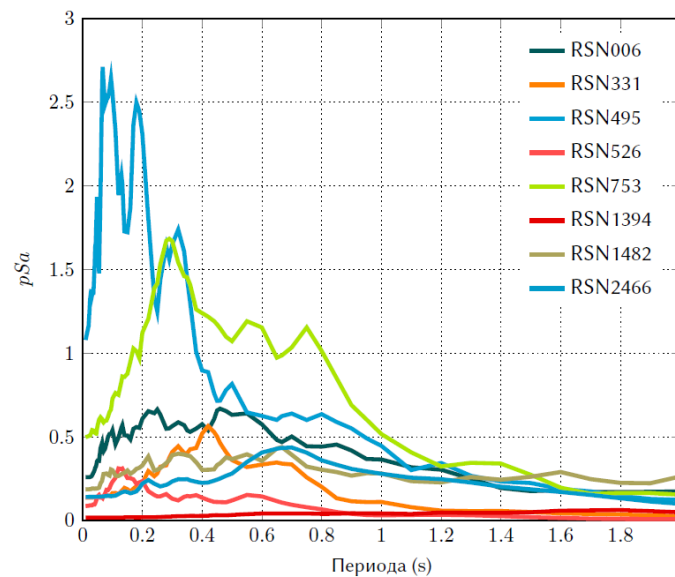
Постои сознание дека кога се работи за мостови, често е непрактично да се користи мерка на интензитет која е некоја конструктивна големина. Веројатно ова е мотивацијата за HAZUS-MH (FEMA, 2003) да користи спектрално забрзување при периода од една секунда ($S_a, 1s$) како мерка за интензитет. Во литературата се среќаваат констатации дека ефикасноста може да биде подобрена доколку се користи повеќе од една мерка на интензитет (Baker and Cornell, 2005). Nielsen 2005, во неговото истражување развил веројатносни модели за сеизмичко барање за четири мерки на интензитет: максимално земјино забрзување (PGA), спектрално забрзување (S_a) за периода добиена како геометриска средина од периодата на конструкцијата во подолжен и попречен правец, спектрално забрзување за периода 0.2сек и спектрално забрзување за периода од 1сек. Од добиените резултати заклучил дека PGA е најефикасна и практична мерка на интензитет за генерирање на PSDM за мостовските конструкции. Како една од причините ја наведува констатацијата дека PGA е помалку чувствителна на нестабилноста во однесувањето на секоја од разгледуваните компоненти. Треба да се напомене дека другите истражувачи кои имаат покажано дека PGA е најсоодветна мерка на интензитет, сеуште ги користат во нивните истражувања (Kim и Shinozuka, 2004; Padgett и DesRoches 2008). Имајќи ги предвид наведените факти, како мерка на интензитет во ова истражување е усвоено максималното земјино забрзување - PGA.

Бидејќи за територијата на Република Македонија не постојат регистрирани временски истории од јаки земјотреси, а за да се постигне нивото на сеизмичкиот hazard во регионот, како влез во нелинеарната анализа со временски истории избрани се реални временски истории од базата на податоци на PEER, Berkley кои одговараат по магнитуда, растојание и карактеристики на тлото на кое генерално се фундирани типичните армиранобетонски мостовски конструкции со повеќе распони кои се цел на анализа во ова истражување. Одбрани се временски истории за сите репрезентативни модели кои одговараат на динамичките карактеристики на регионот на кој припаѓаат репрезентативните мостовски конструкции. Заклучоците произлезени од извршените

геолошки истражувања спроведени на територијата на Република Македонија укажуваат дека обично нестабилноста на почвите не се јавува при земјини забрзувања помали од 15%g односно појавата на различни типови на нестабилност на почви може да се очекува при земјини забрзувања поголеми од 30%g. Имајќи го предвид овој факт, избраните земјотресни побуди се скалирани во ранг од 0.20g-0.50g со чекор 0.05g.

1.1. Избор на сет од временски истории

За да се постигне нивото на сеизмичкиот hazard во регионот, како влез во нелинеарната анализа со временски истории избрани се реални временски истории од базата на податоци на PEER, Berkley, California кои одговараат по магнитуда, растојание и карактеристики на плото на кое генерално се фундирани типичните армиранобетонски мостовски конструкции со повеќе распони кои се цел на анализа во ова истражување.



Сл. 7 Спектри на избраните временски истории од базата на Пацифичкиот истражувачки центар за земјотресно инженерство PEER, NGA-West2 (<http://ngawest2.berkeley.edu/>)

Од базата на податоци избрани се вкупно 8 временски истории (Сл. 7) и една дополнително од локален земјотрес во Ucinj, Monte Negro 1979 и истите се користени за анализа на сите репрезентативни модели. Резултатите од претходно спроведените геолошки истражувања направени на територијата на Република Македонија (Алексовски, 1988, Алксовски и сор.1996, Паскалов и сор. 1986) укажуваат дека обично нестабилноста на почвите не се јавува при земјини забрзувања помали од 15%g односно појавата на различни типови на нестабилност на почви може да се очекува при земјини забрзувања поголеми од 30%g на избраните земјотресни побуди е направено скалирање во ранг од 0.2g, 0.25g, 0.3g, 0.35g, 0.4g, 0.45g и 0.5g.

8. ДЕФИНИРАЊЕ НА МОДЕЛ И НИВОА НА ОШТЕТУВАЊЕ

За дефинирање на моделот на оштетување и нивоата на оштетување кај двата типа мостови, при анализите се следени неколку параметри: поместувањето во средните столбови во кое е вклучена интеракцијата плото-конструкција, поместувањето во лежиштата. Моделот за оштетување е дефиниран со односот помеѓу максималното добиено поместување од спроведената нелинеарна анализа на горната конструкција U и ултимативното поместување на горната конструкција на мостот U_u .

$$DI = \frac{U}{U_u} \quad (2)$$

Овој критериум е дефиниран врз база на основната релација: сеизмичко барање-капацитет на мостовската конструкција која се состои од комплексен спој на горна конструкција, средни столбови и лежишта во која е вклучена и интеракцијата на конструкцијата со плото.

Ултимативното поместување равенката 1 претставува ултимативно поместување на горната конструкција кое претставува збир од ултимативното поместување на столбот и ултимативното поместување на лежиштето во подолжен и попречен правец соодветно.

Поради фактот што сите четири репрезентативни мостовски конструкции имаат различен капацитет, овој индекс е нормализиран според индексот на поместувањата во моментот на течење DI_y за секој мост согласно својот капацитет. Така се добиваат нормализирани индекси на штета.

$$I = \frac{DI}{DI_y} \quad (3)$$

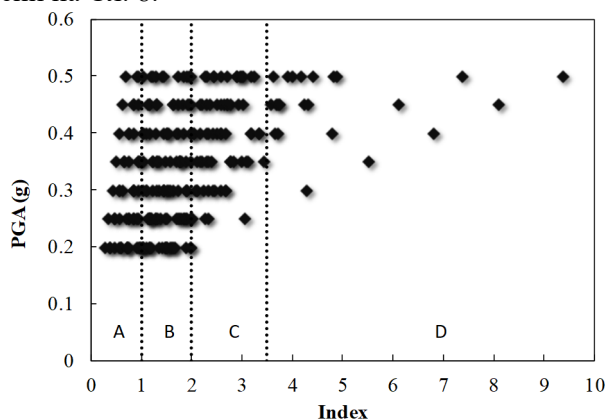
Заради разграничување на деформациите односно оштетувањата, се дефинираат три нивоа или граници со кои се опишува повредливоста на мостовската конструкција. Првата го означува моментот кога се јавува течење. Се до моментот додека не се јави течењето односно не биде постигнато поместувањето U_y , се јавуваат мали поместувања во конструкцијата односно конструкцијата не претрпува никакви оштетувања. Во тој момент индексот на штета изнесува 1 (согласно равенката 2). Втората граница се поставува согласно претпоставката дека конструкцијата постигнува поголеми деформации доколку поместувањата ја надминат границата на течење U_y но не надминат $2U_y$. Третото ниво претставуваат поместувања поголеми од $2U_y$ а помали од ултимативното поместување U_u со што во конструкцијата се јавуваат големи поместувања односно оштетувања, а за сите поместувања над U_u се усвојува дека конструкцијата претрпува лом. Треба да се напомене дека при определувањето на нивоата на деформациите односно оштетувањата се претпоставува дека поголемиот дел од овие поместувања се јавуваат во лежиштето. Граничните вредности за сите нивоа на оштетувања се дадени во Таб. 3.

Ниво	Оштетувања	Индекс	
1	незначителни деформации	без оштетувања	<1
2	средни деформации	мали оштетувања	1-2
3	големи деформации	големи оштетувања	2-3.5
4	лом	лом	>3.5

Табела 3. Дефинирани нивоа на оштетувања

9. КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ

Добиените вредности за индексот на оштетување од сите анализи спроведени на сите гредни репрезентативни мостови за сите земјотреси скалирани на сите нивоа на интензитет на земјотресот се претставени на Сл. 8.



Сл. 8 Вредноста на индексот на оштетување на гредни мостови во подолжен правец за соодветното ниво на PGA добиени од нелинеарните анализи. А-зона на незначителни деформации, В-зона на средни деформации, С-зона на големи деформации и D-зона на лом

Со испрекинати линии се прикажани граничните нивоа на деформации односно оштетување.

Во зоната А се претставени мостовите кои во при анализите претрпеле незначителни деформации, во зоната В мостовите кои доживеале средни деформации, во зоната С е претставен бројот на мостови кои доживеале големи деформации, додека во зоната Д мостовите кои претрпеле лом. Добиениот број на мостови кои претрпеле соодветно ниво на оштетување се основа за пресметување на кривите на повредливост. При тоа е претпоставено дека согледувањето на секое добиено ниво на оштетување предизвикано од секој поединечен земјотрес е независно од согледувањата од другите земјотреси. Со оглед на тоа дека се спроведени анализи за земјотреси со повеќе нивоа на интензитет, веројатноста од достигнување на ниво на оштетување k_j од n_j земјотреси со $IM=x_j$, е пресметана со следната биномна дистрибуција:

$$\text{Likelihood}(k_j, n_j) = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{k_j} \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)^{k_j} \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)^{n_j - k_j} \quad (4)$$

каде m претставува бројот на нивоа на интензитет, θ и β претставуваат средна вредност и стандардна девијација соодветно. Овие параметри се добиени со максимизирање на веројатносната функција (равенка 4) според равенката 5.

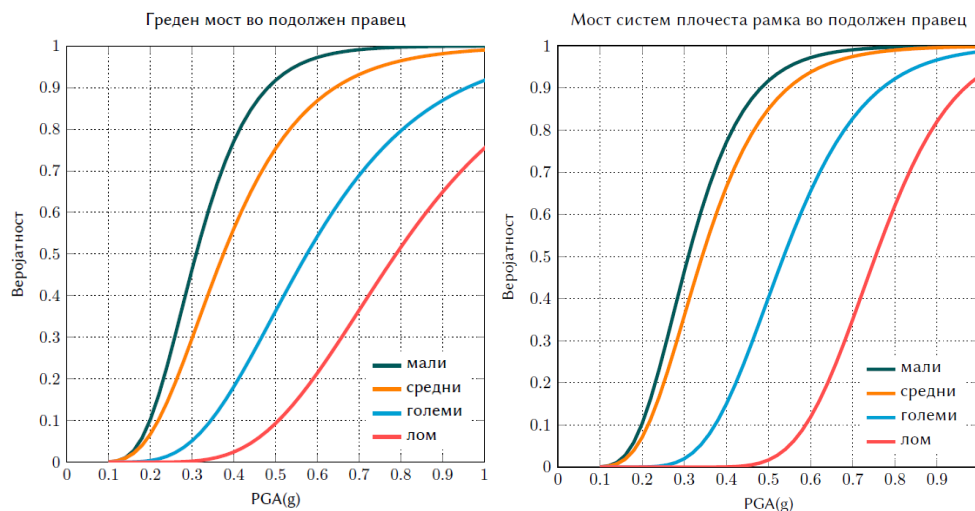
$$\{\theta_{max}, \beta_{max}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{k_j} + k_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) + (n_j - k_j) \ln \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right) \right\} \quad (5)$$

Добиените вредности за средната вредност и стандардна девијација за подолжен и попречен правец се дадени во Таб. 4

	0.20g	0.25g	0.30g	0.35g	0.40g	0.45g	0.50g
	подолжен правец						
Средна вредност	1.099	1.354	1.625	1.903	2.199	2.504	2.830
Стандардна девијација	0.467	0.601	0.784	0.999	1.251	1.512	1.787
	попречен правец						
Средна вредност	1.370	1.700	2.060	2.473	2.938	3.436	3.940
Стандардна девијација	0.618	0.795	1.017	1.238	1.526	1.852	2.205

Табела 4. Средна вредност и стандардна девијација за гредни мостови

На Сл.9 дадени се криви на повредливост во форма на кумулативни дистрибутивни функции за сите претходно дефинирани нивоа на оштетувања. Овие функции ја претставуваат веројатноста за достигнување или надминување на одредено ниво на оштетување.



Сл. 9 Криви на повредливост за сите нивоа на оштетување за двата карактеристични типови мостовски конструкции

Кривите на повредливост за гредните мостови претставени на Сл. 8 се дадени преку вредностите на веројатносна матрица на оштетување дадена во Таб. 5.

	Index	0.20g	0.25g	0.30g	0.35g	0.40g	0.45g	0.50g
Мали	<1	10.3	26.8	46.4	63.9	77.1	86.1	91.8
Средни	1-2	6.8	16.8	29.8	43.5	56.1	66.8	75.3
Големи	2-3.5	0.4	1.8	5.2	10.7	18.2	27.0	36.3
Лом	>3.5	0.0	0.0	0.3	0.9	2.5	5.2	9.3

Табела 5. Веројатносна матрица на оштетување

Од дијаграмите може да се воочи дека за одредено ниво на PGA (g), веројатноста дека ќе се случи мали и средни деформации е слична за разлика од големи деформации односно лом. Кривите на повредливост покажуваат дека 50% од објектите ќе достигнат мали деформации за ниво за интензитет од 0.34g, додека средно ниво на оштетување ќе доживеат за ниво на интензитет од 0.37g. За земјотрес со интензитет од 0.57g, 50% од гредните мостови ќе доживеат големо оштетување, а колапс за 0.75g. Конечно, од добиените криви на повредливост може да се заклучи дека постоечките гредни мостови на територијата на Република Македонија на начин како што се проектирани би имале задоволително однесување под дејство на земјотрес кој би можел да се случи во овој регион.

10. ЗАКЛУЧОК

Во рамките на ова истражување се развиени сеизмички криви на повредливост за патни мостови типични за територијата на Република Македонија. Врз основа на резултатите од извршената статистичка анализа на податоците за сите витални објекти на магистралните патни правци и автопатишта на територијата на РМ собрани на лице место е извршен избор на типичните мостови. Типичните мостови се претставени со сет од просторни модели за репрезентативни мостови анализирани на сет реални земјотресни записи скалирани на 7 нивоа на интензитет. За развивање на кривите на повредливост е користен проширен пристап на multiple stripe analysis. Резултатите од спроведените анализи доведоа до неколку значајни заклучоци.

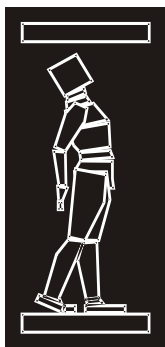
Сеизмичкиот одговор на типичните армиранобетонски мостови со гредни главни носачи е на прифатливо ниво. За минималното ниво на интензитет на земјотрес кој се очекува да се случи со 10% веројатност во 50 години, т.е за овие вредности во повратен период од 475 години, ниту еден од мостовите нема да доживее лом, односно за максималното ниво на интензитет (кое се очекува да се јави на многу мал дел) 5.2% од мостовите би доживеале лом. За проектното ниво на интензитет, постои 46% веројатност дека мостовите ќе достигнат мало оштетување, 30% средно, 5% големо скоро и да не постои веројатност дека ќе се случи лом на било која од овие конструкции. Резултатите покажуваат дека кај мостовите со гредни главни носачи, еластомерните лежишта се најповредливиот дел. Добиените криви на повредливост се споредени со кривите на повредливост кои се користат во HAZUS-MH, Mander и Basoz (1999) и истите се конзистентни, т.е очекуваните оштетувања се од ист ред.

Спроведените истражувања доведоа до резултати кои се од особена важност за проценка на повредливоста на мостовските конструкции во нашава држава која има економски стратешка позиција на Балканот. Проценката на повредливоста може да влијае на намалувањето на ризикот за управувањето со катастрофи. Состојбата на клучните елементи од транспортната мрежа во Републикава има значително влијание на целокупното пост-земјотресно сценарио за регионот.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Алексовски, Д. Мираковски, Г., (1988), „Магистрална железничка пруга и регионален пат Демир-Капија-Миравци, Книга 1, Геофизички истражувања“, ИЗИИС 88-75, Скопје
- [2] Алексовски, Д., Стојковиќ, М., Милутиновиќ, З. (1996), „Студија за дефинирање на параметри и планирање на мерки за експлоатација на гасоводниот систем во Република

- Македонија, Книга 1, Репрезентативни динамички карактеристики на геотехничките средини долж трасата на магистралниот гасовод Деве-Баир-Скопје, ИЗИИС 96-01/1, Скопје
- [3] Baker, J. and Cornell, A. C. (2005). “A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217.
- [4] Beredugo, Y. O., and Novak., M. (1972), “Coupled Horizontal and Rocking Vibration od Embedded Footings”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 4 1972, p/p 477-497
- [5] Choi, E. (2002). “Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges”, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology
- [6] FELISA/3M (2007). Verification manual for 3D Analyses. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, “Ss. Cyril and Methodius University”, Skopje, Republic of Macedonia
- [7] FELISA/3M (2007). Verification manual for 3D Analyses. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, “Ss. Cyril and Methodius University”, Skopje, Republic of Macedonia
- [8] FEMA (2003). HAZUS-MH MR1: Technical Manual, Vol. Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [9] Mander, J. B. and Basoz, N. (1999). “Seismic Fragility Curve Theory for Highway Bridges.” 5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, Seattle, WA, USA. ASCE.
- [10] Паскалов, Т., Талаганов, К., Михаилов, В. и др. (1986), „Комплекс „Охридати-Охрид“, Сеизмички hazard и сеизмичкиот ризик на системот за заштита на Охридското Езеро од отпадни и загадени води, Книга 2, Сеизмички hazard и проектни сеизмички параметри, ИЗИИС 86-21, Скопје 1986.
- [11] Витанова, М. (2015). Оценка на сеизмичката повредливост на типични армиранобетонски мостовски конструкции со повеќе респони во Република Македонија. Докторска дисертација, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Република Македонија
- [12] Willam, K., J. and Warnke, E. P. (1974), “Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete”, Seminar on Concrete structures subjected to triaxial stresses, I.S.M.E Struttire



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Денис ПОПОВСКИ¹, Миле ПАРТИКОВ², Владимир ДАМЈАНОВСКИ³, Петар
ЦВЕТАНОВСКИ⁴

ОСНОВНИ ПРОЕКТИ ЗА ОБЈЕКТИ НА КОМПЛЕКСОТ НА ИНДУСТРИСКИТЕ КАПАЦИТЕТИ НА ТЕХНИКАЛ ТЕКСТИЛ ВО ТИРЗ ШТИП

РЕЗИМЕ

Комплексот на индустриските капацитети на Техникал Текстил во ТИРЗ Штип е составен од три објекти, главна производна хала, административен објект и модуларни ревизиони платформи. Конструктивниот концепт е оформен со решенија кои нудат минимален финансиски импакт на конструктивниот систем. Користени се најсовремените методи на проектирање, преку употреба на BIM системот и тродимензионална обработка на конструктивниот модел, со што драстично се олеснува и убрзува изведбата на објектите. За потребите на изведбата употребени се 470032kg конструктивен челик, 19452 завртки и 788 можданици за спрегнатата меѓукатна конструкција.

Клучни зборови: спрегнати конструкции, челични конструкции, монтажа

Denis POPOVSKI¹, Mile PARTIKOV², Vladimir DAMJANOVSKI³, Petar CVETANOVSKI³

BASIC PROJECTS FOR THE INDUSTRIAL CAPACITY COMPLEX OF TECHNICAL TEXTILE IN DTIZ STIP

SUMMARY

The industrial capacity complex of Technical Textile in DITZ Stip is composed of three object, the main production object, the administrative building and the modular revision platforms in the production plant. The constructive concept is with obtaining the structural solutions that offer a minimal financial impact on structural system. Contemporary designed methods are used, such as BIM technology and three-dimensional processing of the structural model, which drastically facilitates and accelerates the construction of the objects. For the whole industrial complex, 470032kg of structural steel is used, 19452 bolts and 788 headed studs for the composite deck structure.

Keywords: composite structures, steel structures, steel construction

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

² Assist., MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk

³ Assoc., BSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, damjanovski@gf.ukim.edu.mk

⁴ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk

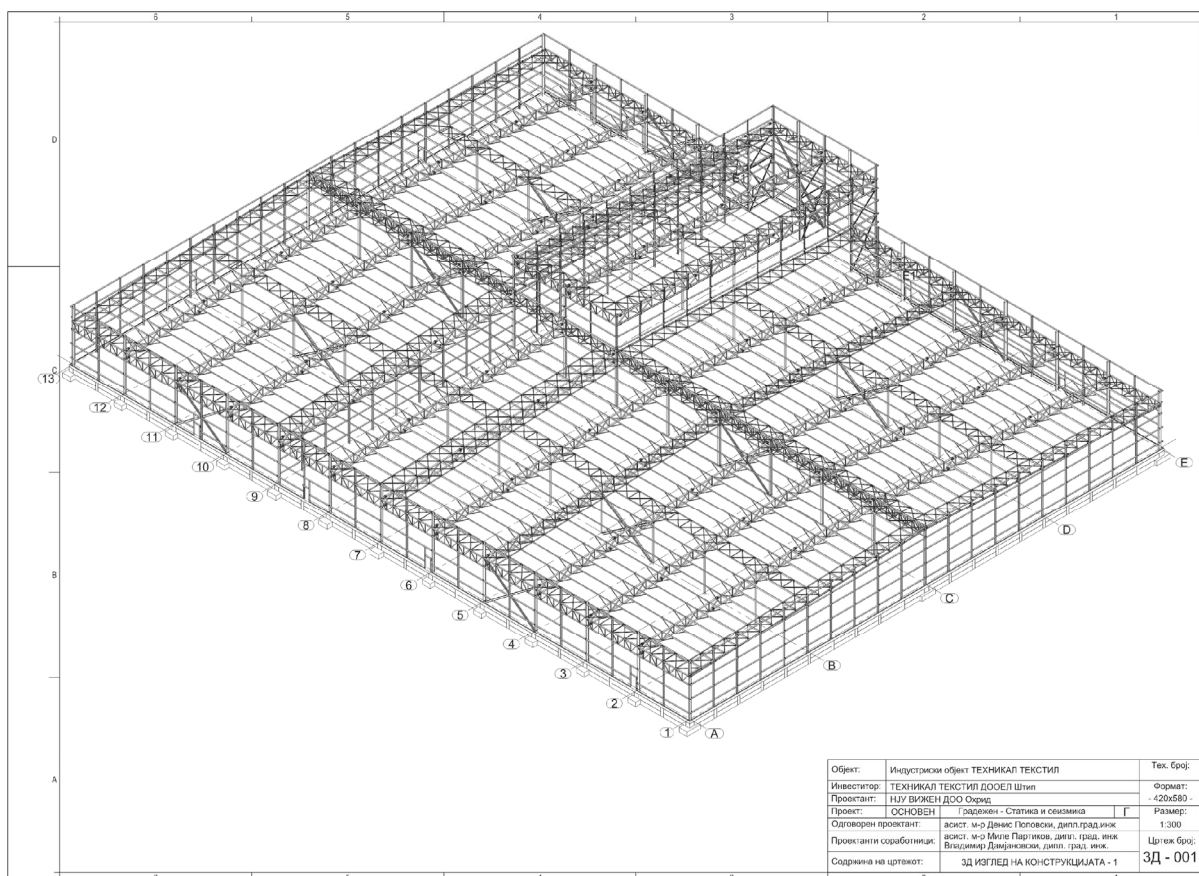
1. ВОВЕД

Комплексот на индустриските капацитети на Техникал Текстил во ТИРЗ Штип е проектиран од инженерскиот тим на Катедрата за метални конструкции на Градежниот факултет при Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје, Р. Македонија. Проектантскиот тим е составен од членови на Катедрата и надворешни соработници, одговорен проектант доц. д-р Денис Поповски, дипл. град. инж., соработници асист. м-р Миле Партиков, дипл. град. инж., Владимир Дамјановски, дипл. град. инж., Емил Кочовски, дипл. град. инж. и Димитар Хаџиев, дипл. инж. арх., проектен консултант проф. д-р Петар Цветановски, дипл. град. инж.

Станува збор за Основни проекти за главна производна хала, административен објект и модулари ревизиони платформи. Конструкциите се проектирани со употреба на најсовремените принципи на концепт за конструктивниот систем со употреба на Building Information Modeling (BIM) технологијата, разработувајќи ги трите најбитни фази во единствен тродимензионален модел.

2. ГЛАВНА ПРОИЗВОДНА ХАЛА

Индустрискиот објект е со осовински димензии од 96x126m, и две слободни висини од 6.0m и 12.0m. Диспозиционо, конструктивниот систем е составен од четири распони од 24m, и дванаесет подолжни модули по 10.5m. Дилатационо, објектот е поделен попречно на два дела од по 48m, и подложно на два дела од по 63m. Попречната дилатација е решена со подвижно лежиште на заеднички столб, а подолжната со елиптични отвори на подолжните елементи. Со овој концепт избегнато е дуплирањето на столбови и темелна конструкција на местоположбата на дилатациите. Во двата средни модули, во два распони од халата има сегмент со голема слободна висина и дополнителен испуст надвор од габаритот од 5.0m. По обемот на објектот е проектирана и изведена атика, која концептуално е решена и како елемент од глобалната носивост на конструктивниот систем.



Сл. 1. 3D изглед на конструктивниот систем на главниот објект

Попречната крутост на системот е решена преку рамовскиот систем на главно носивите рамки, додека подолжната крутост преку систем од вертикални спрегови во колонадата на столбовите, по еден во секој дилатационен сегмент. Стабилноста на кровната конструкција е решена со употреба на серија на хоризонтални попречни и подолжни спрегови, кои воедно ги стабилизираат и елементите од фасадната конструкција. Сите врски на спојот од монтажните целини се изведени со употреба на завртки, додека монтажните целини се проектирани како заварени врски. Предвидени се наједноставни анкерни конструкции према потребите на поврзувањето на столбовите со АБ темелната подлога.

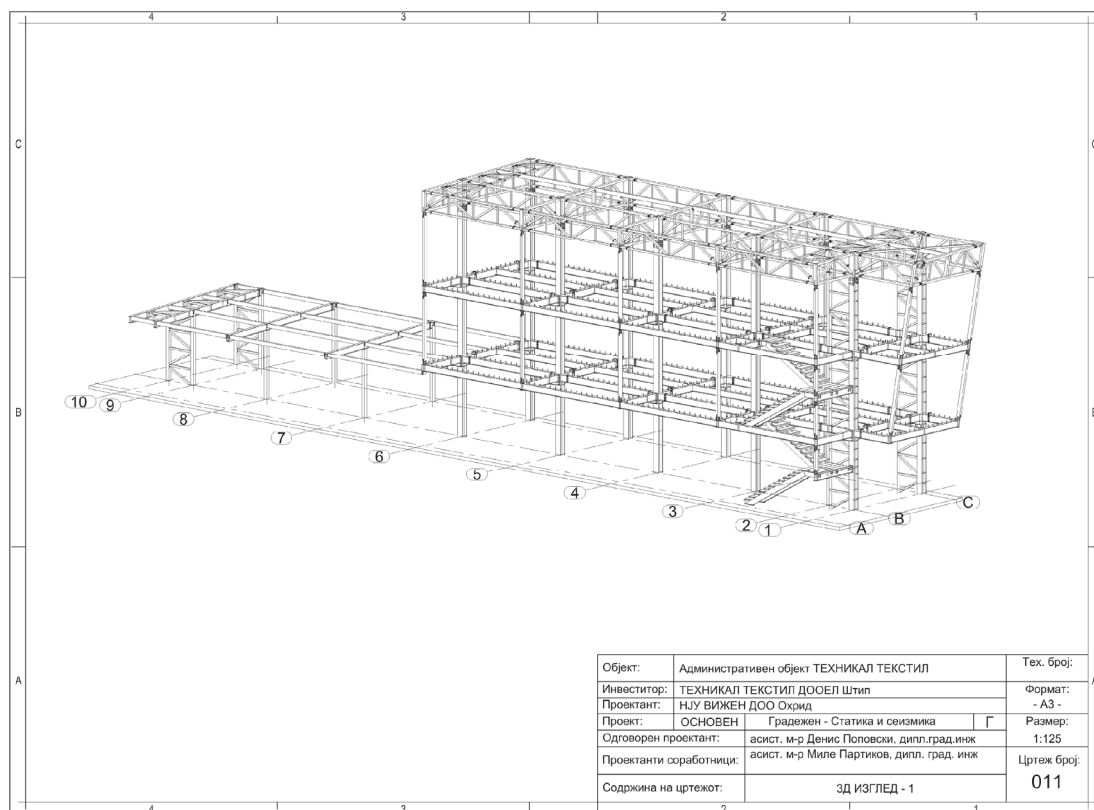
За рожници усвоен е системот на потпрена греда преку два косника во средните модули, и со употреба на еден косник на крајните и дилатационите модули. Фасадната конструкција е решена со фасадни греди потпрени на фасадни столбови.

Темелната конструкција е составена од темели самци под главно носивите столбови, меѓусебно поврзани со темелни греди, на кои се поврзани темелните блокови од фасадните столбови. Подната плоча е изработена со употреба на армиран бетон со употреба на челични влакна, каде е овозможена поголема дилатациона површина.

За потребите на конструкцијата, вкупната количина на вграден челик С.0361 (S235JR) изнесува 414 904 kg, на основна површина дава конзумација од 34.3kg/m². Употребени се вкупно 16 622 обични завртки, од М12 до М30 со квалитет 5.6 и 8.8. За темелната конструкција вградени се 765m³ бетон МБ30 (С25/30), и 2480m³ бетон за подната плоча армиран со челични влакна. За темелната конструкција вградена е 31 578 kg арматура RA 400/500-2. Количините укажуваат на конструктивен концепт кој дава минимално учество на конструктивен материјал за обезбедување на пропишаната носивост, стабилност и употребливост.

3. АДМИНИСТРАТИВНА ЗГРАДА

Оригиналот решение на административниот простор беше предвиден во просториите на главниот производен објект. Во текот на изведбата на темелната конструкција на производната хала, произлезе потреба од административна зграда непосредно до подолжната фасада.



Сл. 2. 3D изглед на конструктивниот систем на административната зграда

Бидејќи процесот на изведба на главниот произведен објект беше започнат, се усвои решение на административната зграда која со цел распон конзолно е испуштена кон постојниот објект, со цел да се избегнат колизии со носивите елементи од објектот во изведба.

Административната зграда, осовински во основа е со димензии 7.39x42m, со три катни висини од 3.79m, 3.74m и 3.55m. Попречно објектот е поделен на два распони од 4.7m и 2.69m, додека подолжно е поделен на седум модули од 6.0m. Во четири модули конструкцијата е изведена со приземје и два ката, а во останатите три модули како моноволуменски објект со висина до првиот кат. Административниот објект од индустрискиот е одвоен за 50mm, од условот дилатацијата да е поголема од максималното анализирано хоризонтално поместување на конструктивниот систем.



Сл. 3. Монтажана конструкцијата од администрацијата

Еден модул и челичните скали, исто така се конзолно испуштени од главниот носив конструктивен систем, задоволувајќи ги потребите на рхитектонските побарувања. За да се овозможи потребната крутост на меѓукатните конструкции, како и да се обезбеди хоризонтална крутост на целокупниот систем, усвоен е крута кровна конструкција. Спрегнатата меѓукатна конструкција, преку употреба на крути затеги, кои воедно се и фасадни елементи, виси на кровната конструкција, која дополнително врши улога на подолжни и попречни вертикални спрегнови.

Монтажните целини се проектиран и како заварени, со употреба на завари од втора категорија, а спојот меѓу нив е со употреба на завртки. Концептот овозможува изведба од целосна употреба на шрафени врски, кој драстично го забрзува времето на реализација на објектот.

Попречната крутост е обезбедена со ефектот од рамовсото однесување на конструктивниот систем, а подолжната крутост е обезбедена со употреба на решеткасти столбови, од едноставна причина дека архитектонските побарувања не овозможуваа употреба на главен вертикален спрг исплетен во некој од модулите на објектот.

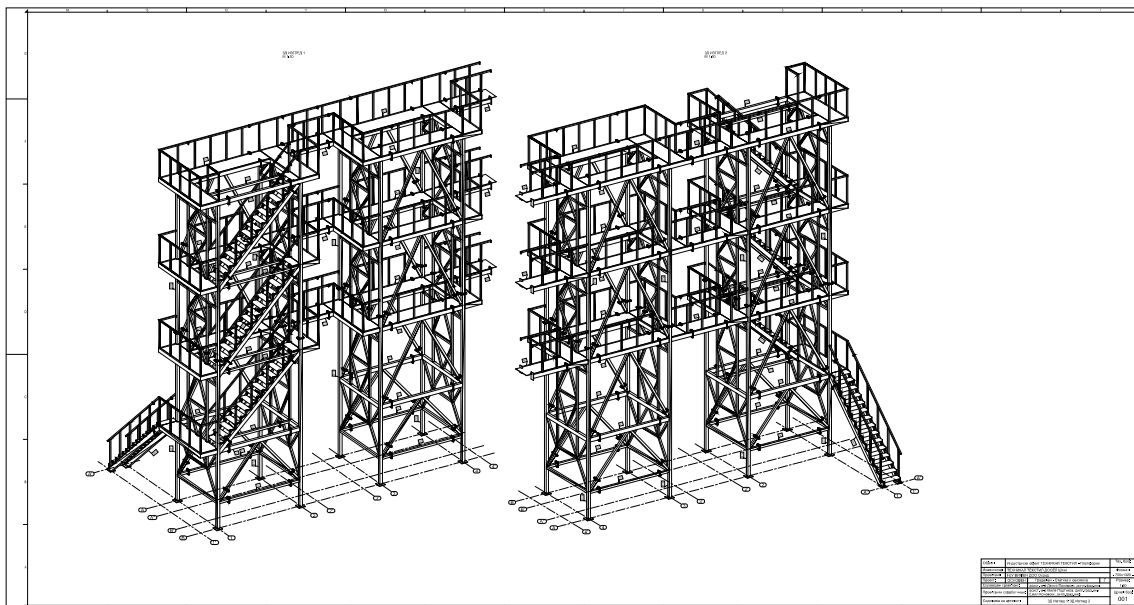
Темелите се изведени како самци под носивите столбови, меѓусебно поврзани со поврзни греди. Подната плоча е изведена од армиран бетон со употреба на челични влакна, а меѓукатната плоча е изведена како спрегната, со употреба на профилиран лим, дополнителна арматура во затегнатите зони и лиење на бетон.

За изведба на административниот конструктивен систем употребени се 45 885 kg конструктивен челик С.0361 (S235JR), со консумација од 63.7kg/m². Употребени се точно 2200 завртки, од М12

до M24, со квалитет 8.8, и 788 можданици, тип Nelson, со дијаметар од 19mm за потребите на спрегнатата меѓукатна конструкција. Вградени се 277m³ бетон МБ30 (C25/30), од кои 40.1m³ за меѓукатните нивоа, 49.5m³ за подната плоча, и 187.4m³ за темелната конструкција. Вградени се вкупно 8646kg ребраста арматура RA400/500-2.

4. МОДУЛАРНИ РЕВИЗИОНИ ПЛАТФОРМИ

За потребите на производниот процес и опслужување на машините од главното производство, произлезена е потреба од платформи на нивоа со вкупна висина од 12.7m. Платформите за одржување на производниот процес се модуларни со можност за дополнително наставување по потреба на технолошкиот процес во објектот. Наставувањето е предвидено за една или повеќе сериски поврзани платформи, секоја со капацитет на сопствена носивост, стабилност и употребливост. Концептуалната анализа е направена за носивост на една самоносива платформа, или поврзана конструктивна целина од повеќе платформи, независни од конструкцијата на објектот во кои се наоѓаат.



Сл. 4. 3D изглед на конструктивниот систем на платформите

Платформите се изведени во делот со зголемен габарит и слободна висина од индустрискиот објект. Станува збор за платформи на четири ревизиони нивоа со вкупна висина од 12.7m, составени од заварени сегменти кои се изведуваат со поврзување со завртки. Монтажата на платформите треба да се реши со изведба околу постојните машини на производниот процес со висина од околу 14m.

Платформите се составени од монтажни целини, во кои се вградени делови од платформите, скалите и оградата на нивоата кои ги опфаќаат. Проектирани се како заварени, а монтажниот спој со употреба на завртки. За темелната подлога се поврзани со употреба на механички анкери. За обезбедување на анализираната носивост на анкерите извршено е и дополнителни испитување на извлекување (pull-out test) на механичките анкери.

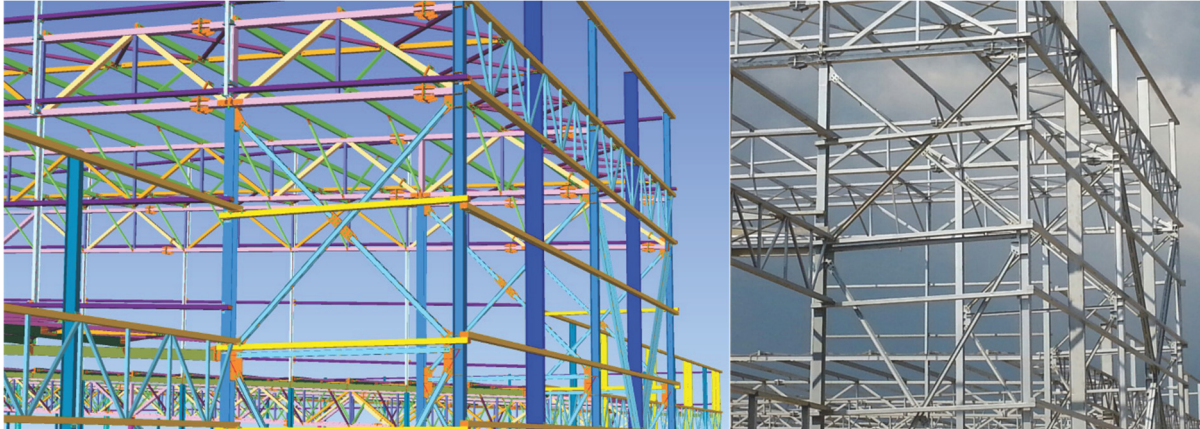
За изведба на ревизионите платформи употребени се 9 243kg конструктивен челик S0361 (S235JR) и употребени се вкупно 630 завртки, од M12 до M24, со квалитет 8.8.

5. УПОТРЕБА НА BIM ТЕХНОЛОГИЈАТА

Во фазите на проектирањето на конструктивниот дел, архитектурата и машинството, употребен е современиот принцип на т.н. BIM технологија, која дава целосен преглед на сите фази на развивање на конструктивниот систем во процесот на проектирање, со што се избегнати на сите можни колизии и грешки со останатите фази. Оваа современа технологија овозможува работа на

реален тродимензионален модел, кој е од есенцијална важност, особено за конструктивниот систем од фазата на градежништвото.

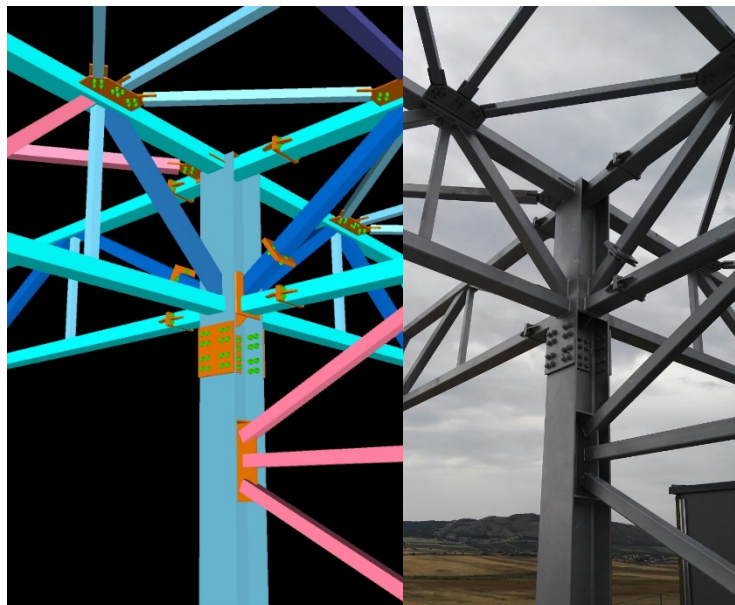
Тродимензионалниот модел дава можност на реална поставеност на сите елементи од конструктивниот систем, разработувајќи ги сите детали према реалната поставеност во просторот на објектот. На следната слика е преставен изглед на тродимензионалниот модел на конструктивниот систем спореден со изведената состојба. Овој принцип на проектирање, овозможува чиста изведба, со целосен преглед на местоположбата на конструктивниот елемент, припадноста во монтажната целина, начинот на поврзување и слично.



Сл. 5. Модел и конструкција на главна производна хала

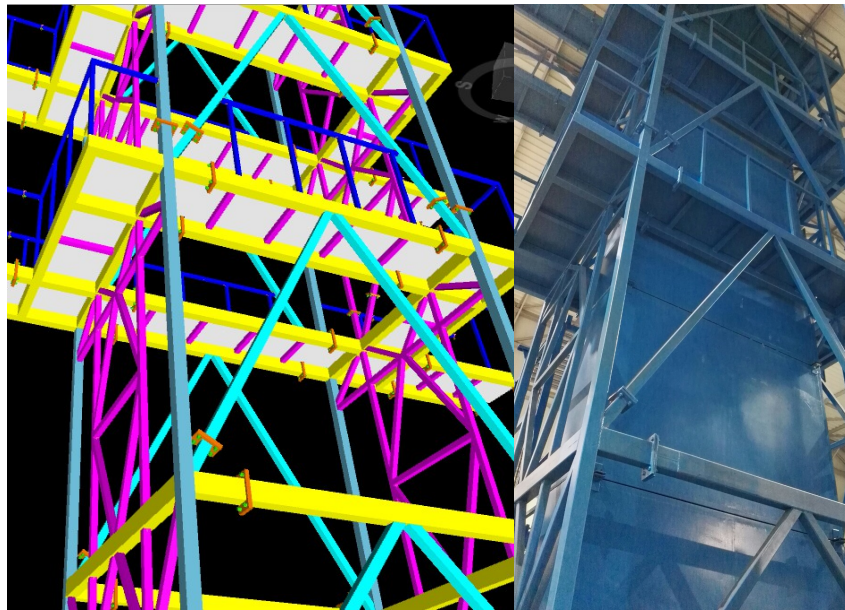
Освен во фазите на проектирањето, BIM технологијата се користи и во фазите на производството, каде за секој елемент е позната позицијата, местоположбата и начинот на изработка. За сите употребени дебелини на лимчиња, можна е групација во производните табли и изработка на CNC фајлови за производство, и групирање на лимовите во монтажните целини во кои спаѓаат.

Со технологијата се прати целокупниот процес во производство и склопување на транспортните целини, со можност на групирање на последователните елементи во монтажа, искористувајќи го транспортниот простор до максималните можности.



Сл. 6. Модел и конструкција на детал од административната зграда

Во фазите на проектирање на конструктивните системи, BIM технологијата имаше огромен придонес, особено во концептирањето на конструктивните елементи на административната зграда. Поради фактот дека изведбата на главниот производен објект беше отпочнат, произлезе проблемот на колизија на носивите елементи од административната зграда и објектот во изведба. Со употребата на оваа технологија се избегнаа сите можни колизии не само во фазите од градежништвото (кои се во најголем обем), туку и од фазите на машинството на производниот процес и фазите на архитектонските потреби. Овозможена е комуникација на сите машински елементи, со јасен преглед и претстава на нивната местоположба и контрола на колизионите места со усвоениот конструктивен систем.



Сл. 7. Модел и конструкција на ревизионите платформи

Во целокупниот процес на обработка на концептуалното решение ревизионите платформи, употребата на оваа современа технологија даде резултат на едноставна монтажа на конструкцијата околу веќе поставените машини. Изведбата на оваа конструкција, иако можностите за колизија и грешки беа огромни, се изврши под најолеснителни околности, благодарение на можностите на системот со кој можат да се применат инженерски одржливиот решенија.

6. РЕЗУЛТАТИ И КОМЕНТАРИ

За изработката на трите основни проекти, изработени се четири посебни комплексни тродимензионални модели, употребувајќи ги најсовремените методи на BIM технологијата, како и еден вкупен модел за определување на колизионите места во трите фази на проектирањето. Дополнително, за потребите на производството и монтажата, изработени се вкупно 395 цртежи, составени од диспозиции, кофражи, арматурни и планови и во најголем обем (369 цртежи) работилнички цртежи, изработени према современите инженерски правила и барања. Вкупниот број на страни на проектната документација, вклучувајќи ги и насловните страни, е составена од 1359 страни, од кои 18 административни страни, 467 страни технички текст и анализи за стабилност, носивост и употребливост на елементи и детали, 479 страни за аналитички модели и излези и 395 страни цртежи. Времетраењето на проектирањето, вклучувајќи ги сите промени и предизвици, изнесуваше 70 дена, кое резултира во изведбата на целокупниот конструктивен систем на главниот објект за време од 9 месеци, вклучувајќи ги и ревизионите платформи.

За целокупниот комплекс на објекти, кои опфаќаат 13 104m², вграден е вкупно 470 032kg конструктивен челик С.0361 (S235JR), 19 452 завртки, од M12 до M30, со квалитет 5.6 и 8.8, 788 можданици со дијаметар од 19mm, тип Nelson. За темелната конструкција вградени се 933m³

бетон МБ30 (С25/30) со 40 224kg употребена арматура RA400/500-2. За подни плочи вградени се 2530m³ бетон армиран со челични влакна.

Консумацијата на целокупниот челик на метар квадратен, за сите објекти, изнесува 35.8kg/m², каде индексот на вграден челик во волуменот на објектот изнесува 3.6kg/m³. Овие параметри даваат до знаење дека е искористен инженерски одржлив концепт на конструктивниот систем за сите објекти, кој дава едноставност на изведбените детали и резултира со најекономична финансиска импликација на вградената конструкција.

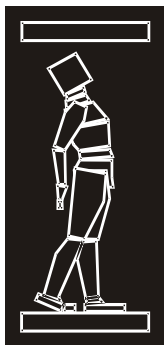
Концептуалното решение на конструктивниот систем, со употребата на најсовремените технологии на проектирање во сите фази, резултира со завршен објект, во чие проектирање и изведба добиени се минималните вредности на временскиот фактор и финансиски импакт.



Сл. 8. Комплекс на објекти на техника текстил во ТИРЗ Штип

REFERENCES

- [1] Поповски Д., Партиков М., Дамјановски В., Кочовски Е., Хаџиев Д., Цветановски П., Основни проекти за објекти на комплексот на индустриските капацитети на Техникал текстил во ТИРЗ Штип, јануари, февруари 2015, Скопје, Р. Македонија.
- [2] Филиповски А., „Основи на челични конструкции“, АД Печатница Напредок – Тетово, 2004год.
- [3] Печатени предавања по предметот „Челични конструкции“ кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.
- [4] Печатени предавања по предметот „Челични конструкции во високоградба“ кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.
- [5] European Standard EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, +AC 04.2009, European Committee for Standardization.
- [6] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, +AC 06.2009, European Committee for Standardization.
- [7] Кочовски Е., Дамјановски В., Партиков М., Поповски Д., Модуларни ревизиони платформи во произведен погон, 16. меѓународен симпозиум на ДГКМ, Охрид Македонија, 1-3 октомври, 2015 година, 500-505.
- [8] Celicne konstrukcije u gradjevinarstvu, Prof. dr Branko Zaric, Prof. dr Dragan Budjevac, Mr. Bratislav Stipanac, Gradjevinska kniga Beograd, 2000god.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

МА - 8

mase@gf.ukim.edu.mk

Никола СТОЈЧЕВСКИ¹, Мирко МАЛИНСКИ², Андреа СЕРАФИМОВСКИ³,
Виктор МИТЕВСКИ⁴

ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТ “ДРЖАВЕН АРХИВ НА Р.МАКЕДОНИЈА, УСТАВЕН СУД НА Р.МАКЕДОНИЈА И АРХЕОЛОШКИ МУЗЕЈ” – СКОПЈЕ

РЕЗИМЕ

Еден од најзначајните објекти од одлуката на Владата на Република Македонија, во програмата наречена “Скопје 2014“, која содржи изградба на повеќе објекти за сместување на Државните институции, беше изградбата на овој објект. Објектот се состои од еден централен дел со благо закривена оска во подолжен правец исток-запад, и права оска во попречен правец југ-север, и две ротонди симетрично поставени на попречната оска на двата краја. Во трудот ќе биде презентираан текот и технологијата на градбата и поставувањето на камените фасадни облоги и користењето на истите како оплата за вградување на бетонот, како и изработката на украсните елементи на фасадата.

Клучни зборови: Ротонда, ентазис, постамент, капител, триглиф, солзи, тимпанон

Nikola STOJCHEVSKI¹, Mirko MALINSKI², Andrea SERAFIMOVSKI³, Viktor
MITEVSKI⁴

CONSTRUCTION OF “STATE ARCHIVE OF R.MACEDONIA, CONSTITUTIONAL COURT OF R. MACEDONIA AND ARCHAEOLOGICAL MUSEUM”

SUMMARY

One of the most important buildings by the decision of the Government of Republic of Macedonia, in program named “Skopje 2014”, which included constructing of more than one buildings for placing in The state department offices, was constructing of this building. This building includes one central part with moderate curved axe line on rather long east-west direction, and straight axe in transversal cross section in direction south-north, and two rotonds symmetrical placed on the rather long east-west direction on the both sides. In this presenting will be presented works during the construction, our decisions and used technology.

Key words: Rotonda, entasis, pedestal, capitol, triglyph, tears, tympanum

1. ВОВЕД

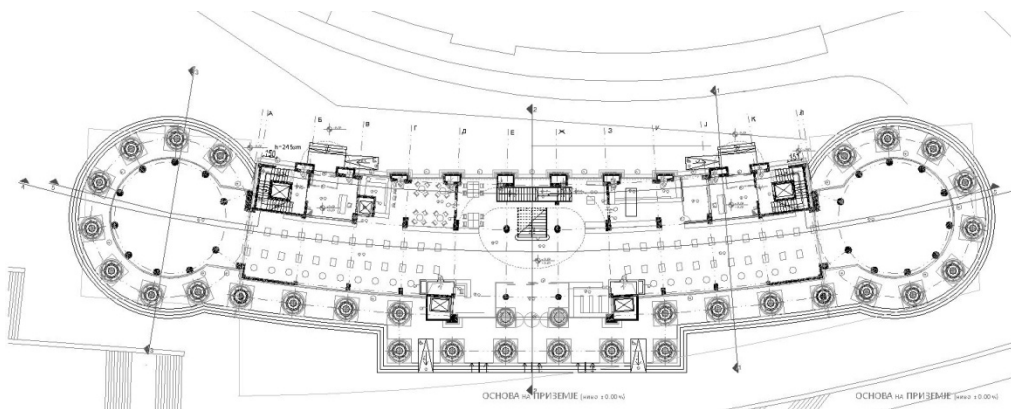
¹ дипл.инж.арх. Раководител на објект, Координатор за високоградба во оператива, info@granit.mk

² дипл.инж.арх. Помошник раководител на објект, info@granit.mk

³ дипл.град.инж. Директор за сектор за оператива и Директор на ОЕ високоградба, info@granit.mk

⁴ дипл.град.инж. Инженер на објект, соработник, info@granit.mk

Објектот Државни институции „Државен архив на Р. Македонија, Уставен суд на Р. Македонија и Археолошки музеј“ – Скопје, е дел од проектот на владата на Република Македонија наречен “Скопје 2014“, како најобремен и најскап предвиден објект во тој момент. Довербата за изградба ја доби ГД “Гранит“ АД Скопје комплет со сите фази а со изградба на објектот започнавме на 21.03.2009 година. Технички прием за изведените работи е извршен во 08.2015, а правосилно Одобрение за употреба е издадено на 27.08.2015 година. Амбициите на Владата беа да се изгради грандиозен и доминантен објект во центарот на главниот град на Република Македонија, во кој ќе бидат сместени главните институции во Републиката, Државниот архив, каде е сместена комплетно испишаната историја на Македонија (историја), Уставниот суд кој според Уставот на Републиката е втора по ранг институција после институцијата Претседател на Државата (иднина), и Археолошкиот музеј каде се прибрани, реставрирани, депонирани и дел изложени за јавна презентација, артефакти пронајдени на археолошките локалитети низ нашата Република кои според нивната проценета и докажана старост ја објаснуваат егзистенцијата на нашиот народ на овие простори (историја). Ако се направи спој на овие институции, објектот во себе содржи комплетна историја и иднина на нашата Република, прикажан и со неговиот надворешен изглед (фасада): фасада обложена со камен како “историја“ и современа структурална застаклена фасада како “иднина“. Основна карактеристика за овој бјект и објектот на “Јавното обвинителство“ кој е започнат со градба после завршувањето на овој објект и се користени нашите стекнати искуства, се единствените од “Проект 2014“ градени исклучиво со природни материјали.



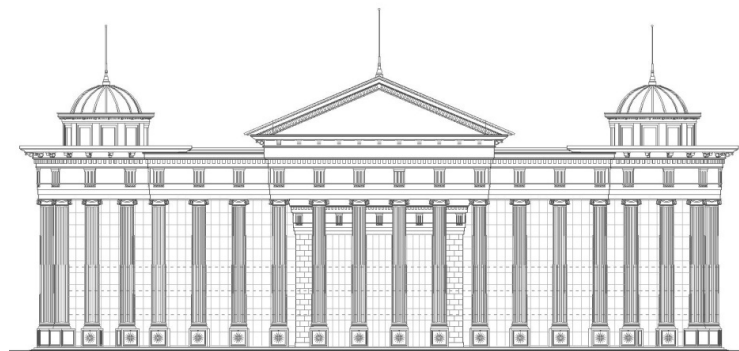
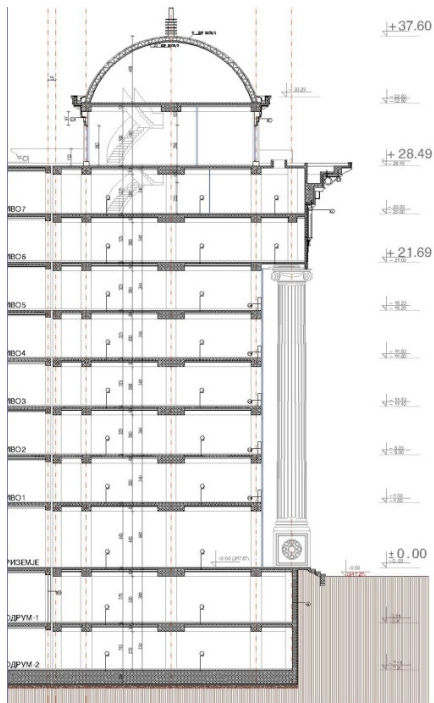
Слика 1. Основа на приземје на објектот

2. КОНСТРУКТИВНО РЕШЕНИЕ

Според основниот проект, конструктивниот систем на објектот е класична армирано-бетонска конструкција, темелена на масивна армирано-бетонска темелна плоча со дебелина од 100 см. Нагоре конструктивниот систем, во централниот дел, по вертикала се квадратни и правоаголни столбови, додека меѓукатните конструкции се од безредов систем со ободни греди и завршеток во антички тимпанон. Истите се оплатирани со столови од системот за оплатирање “РЕМО”. Кај конструкцијата на ротондите, комплетно и по вертикала и по хоризонтала е изработен предвидениот класичен систем од столбови (во овој случај кружни) и греди и завршеток со истакнати куполи на врвот, со поставени греди на четири столба со распони 250-1200-250 см и со зракасто поставени греди кои се вкрстуваат во средината (без средишен столб).



Завршните елементи на армирано-бетонската конструкција (канални за олуци и завршни елементи на венцот) се изработени според деталите дадени во Основниот проект и истите се изработени според предвидените и прифатени антички детали.



Слика 2. Јужна фасада (влезна партија на Археолошки музеј)

Слика 3. Дел од пресек на објектот (кај ротонда)

По вертикала, објектот содржи вкупно дванаесет нивоа, две подземни, во кои се сместени технички простории, депоа и паркинг простор, девет надземни нивоа, од кои шест нивоа фасадно обработени со структурална фасада, две нивоа сместени во делот на фризот и венцот и фасадно обработени со облога од мермер, и по две нивоа во двете куполи и тимпанонот. Објектот се простира на површина од околу 1600 м², има корисна површина од 13.885 м² и е со вкупна

висина од 45,80 метри вклучувајќи ги сите нивоа. Во објектот се вградени 10.872 м³ бетон, 1.671.326 кгр арматурно железо, 21.661 м² облоги од мермер со различни дебелини и 253,54 м³ мермер за изработка на 40 капители на столбовите.

Висината на самостојните околни столбови, вклучувајќи го постаментот, базисот, столбот и капителот изнесува 21,69м, проектирани и изведени според правилата на античките градби од ваков стил (применувани само кај сакралните објекти), каде за основен модул се земала висината на капителот а како основен принцип висината на столбот била 20 модули, што во овој случај каде капителот е со висина од 0,97 м изнесува 19,4м и се највисоки изведени столбови од ваков тип, со прецизно изработени канелури со ентазис по целата висина, со променлив пречник од 2,10м кај базисот и 1,92м кај капителот.

Димензиите на капителите од Јонски тип со карактеристики од Античка Македонија (бочната обработка помеѓу S-волутите е со рељеф кој прикажува дабов лист, според примерок пронајден во Хераклеа, додека кај капителите од Античка Грција е акантусов лист), што е уште еден детал кој потврдува дека декоративните елементи користени за обработка на фасадата на овој објект се карактеристика само за архитектурата на Античка Македонија. Висината на венецот и фризот каде се вградени триглифите, солзите, и конзолите изнесува 6,8м. Овој податок и детал е надвор од границите и правилата на градбите во ваков стил и во овој случај се направени одредени комбинации на стилови од истиот период кои сепак на крајот на општо задоволство на сите, даваат убава комбинација и изглед.

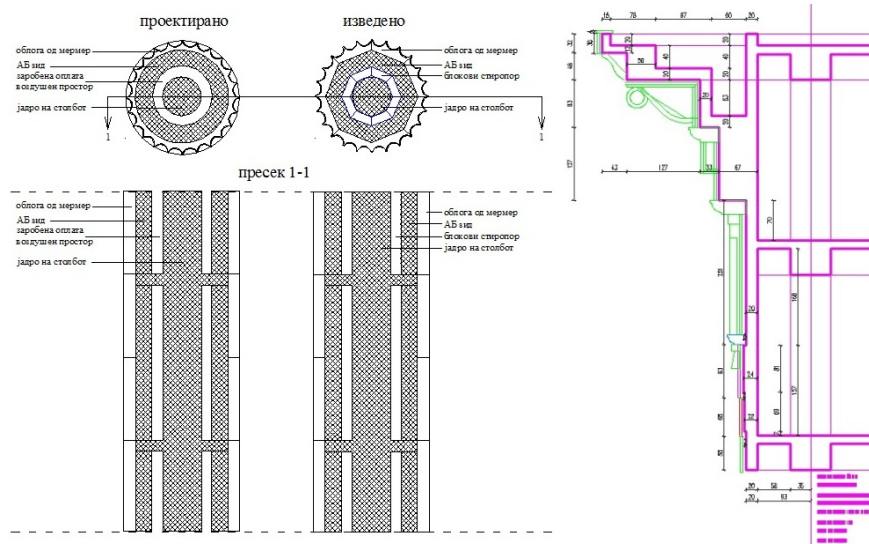
Внатрешниот волумен на објектот кој се наоѓа позади колонадата од столбови е изведен во структурална фасада, целосно застаклена. Визуелниот контраст е постигнат со светлата боја на мермерот од столбовите и темно бронзеното стакло од структуралната фасада. Обработката на мермерот од столбовите и останатите фасадни елементи (фриз, венец, тимпанон) дава голем степен на декоративност, колоритно прилагодена на Камениот мост. Динамиката на контрасти се стабилизира со постаментите во долната зона (изработени од гранит) и фризот како физичко одделување од покривните архитектонски елементи.

3. ОБРАБОТКА НА ФАСАДА

Според основниот проект, сите облоги на фасадата со мермер и гранит, беше предвидено да бидат

лепени на бетонските површини. Во соработка со Проектантот, Надзорниот орган и Инвеститорот, а по предлог на Изведувачот, поучен од други веќе видени случки на претходно изведени објекти во нашата Република, се дојде до друго решение кое според сите беше прифатено од една многу важна причина: “Безбедност на минувачите и посетителите“.

Облогите на столбовите, беше предвидено да се лепат на армирано бетонски кружен сид кој по висина го менува пречникот поради предвидениот ентазис. Сидот требаше да биде изработен со заробена дрвена оплата околу централниот носив дел на растојание од 30см и со кружни плочи на секоја спратна висина. При изведбата, заробената дрвена оплата ја заменивме со исполна од стиропор, кој се поставуваше после бетонирањето на централниот носив столб. После армирањето на предвидениот кружен сид се пристапуваше кон поставувањето на камените облоги кои доаѓаа во осум сегменти по обиколката на столбот и со пола спратна висина (еден сегмент има тежина од околу 220-270 кгр, зависно од нивото на кое се вградува и пречникот на столбот). После нивното поставување и паралелно поврзување со метални анкери со веќе поставената арматура од сидот, истите по обиколката се затегнуваа со метални појаси на споевите и челични сајли од надворешната страна. Дури после проверката на прецизноста на поставеноста и прицврстувањето, се пристапуваше на бетонирање. Во овој случај, облогата од мермер беше добро анкерисана и забетонирана (не лепена) заедно со сидот на кој што беше предвидено да се лепи а воедно и служеше како оплата.



Слика 4а, 4б: Користење на фасадните облоги од камен како оплата

Капителите на столбовите, комплетно изработени според примерок на капител пронајден во Археолошкото наоѓалиште Хераклеа во Битола, се изработени од два дела и истите после поставувањето и анкерисувањето за предвидената арматура во јадрото на столбот и нивното прицврстување, беа заливани за да се добие компактна целина.



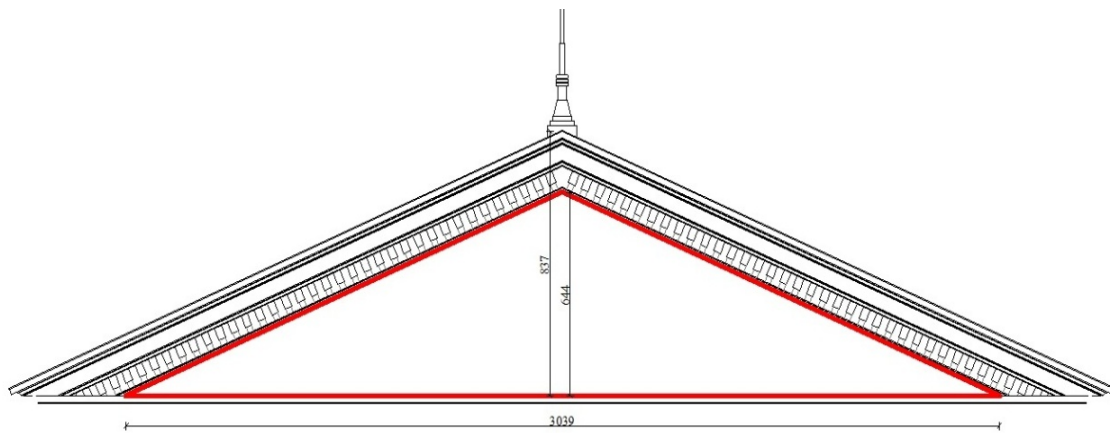
На ист начин и од истите безбедносни причини се појде на размислување за поставувањето на сите хоризонтални и дел од вертикалните облоги со мермер на фасадата. Најголемите плафонски елементи се околу 95-100 кгр и се поставени на висина од 28,00 метри, што може да биде смртоносно опасно за поминувачите и посетителите. Повторно размислувањето не одведе во правец сите елементи да бидат залиени со самата бетонска конструкција (армирано бетонските конзолни плочи). Тоа беше постигнато на сличен начин како и кај столбовите со таа разлика што овде постапката малку се промени па прво се изработуваше оплата со прецизно нивелирање, поставување на мермерните плочи, поставување на метални анкери, армирање, поврзување на металните анкери со поставената арматура и после тоа бетонирање, што всушност на крајот се доби компактна и сигурна облога која нема опасност да се одвои од бетонската површина и да падне. И во овој случај камената облога, делумно ја имаше улогата на оплата.

Камените коцки во венецот, како и армирано-бетонските конзоли (кои беа претходно излиени) беа поставувани на ист начин како и плафонските и сидните облоги, со разлика што овие се навлезени во бетонските сидови со своето тело 5 см. Камените коцки имаат поединечна тежина од по 27 кгр, но со ваквото вградување не постои можност да дојде до нивно одвојување од фасадата и паѓање.

Вертикалната облога на венецот каде се поставени триглифите и солзите по Основниот проект исто така беше предвидено да се лепат на армирано-бетонските сидови со висина од 2 спрата т.е.7,00м. Повторно во договор со Проектантот, Надзорниот орган и Инвеститорот, донесовме друга одлука. Да се направи двоен сид во две фази, прва фаза основниот сид и втора фаза армирано-бетонски сид со $d=15$ см во кој повторно елементите ќе бидат поставени после армирањето и анкерисувањето и воедно ќе послужат како надворешна оплата. Триглифите се изработени од по три елементи и секој поединечен елемент има тежина од 374 кгр, или во склоп 1.122,00 кгр. Истите се по 2 см навлезени во сидот од втората фаза по целата нивна висина, прво поставени, анкерисани, а после тоа излиени со сидот од втората фаза. На сличен принцип, со поголеми потешкотии во изравнувањето од надворешна страна поради рељефот, е изработена и поставена и рељефната облога на тимпанот изработена од повеќе елементи и со вкупна тежина од 61.187,00кгр.



Слика 5: Користење на фасадните облоги како оплата



PROSECNA DEBELINA NA RELIEFNA APLIKACIJA ~ 20sm +zalivka so cement ~25sm

VKUPNA PОВRSINA NA TIMPANONOT=97.9 M2

SPECIFICNA TEZINA NA KAMENOT ~ 2500 kg/m3

VKUPNA TEZINA NA TIMPANONOT ~ 61.187kg

PROSECNATA DEBELINA NA RELIEFNA APLIKACIJA E KONSTATIRANA VRZ OSNOVA NA UVIDOT OD IZRABOTENOTA PREDLOG-MAKETA
NA RELIEFNATA KOMPOZICIJA IZRABOTENA VO RAZMER ~ 1~4

Извадок од книгата “Проектот Скопје 2014 – Скици за едно наредно истражување” од авторот Никос Чаусидис, археолог.

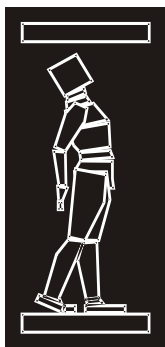
“Станува збор за грандиозно здание со елементи на античка архитектура, класицизмот и уште некои подоцнежни европски стилови, кое буди респект со својот волумен, цена и сложениот технолошки зафат во поглед на изведба на камените оплати, особено оние на столбовите и на капителите. Таков тип сложени занаетчиски решенија во Македонија не се досега спроведувани, поради што сум дури изненаден со квалитетот и темпото на нивната реализација.”



Слика 6: Завршен изглед на објектот од главната (јужна) фасада.

REFERENCES

- [1] Project "State Archive of R. Macedonia, Constitutional Court of R. Macedonia and Archaeological museum", E.T.A.P.A Project, 2008



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

МА - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://www.mase.org.mk>

Соња ЧЕРЕПНАЛКОВСКА¹

КЛУЧНИ ИНДИКАТОРИ ЗА РИЗИК И ЗА ПЕРФОРМАНСИ ЗА НАМАЛУВАЊЕ НА РИЗИКОТ ПРИ ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТ НА ПРИТИСОК НА БЕТОНОТ

РЕЗИМЕ

Пред да дискутираме за клучните показатели за ризик (KRI) или за клучните показатели на перформансите (KPI), прво мора да се обидеме да дадеме одговор на прашањето: Што е тоа "ризик", бидејќи постојат многу дефиниции за ризик. Една од клучните промени во ревизијата на новиот стандард ISO 9001 е да се воспостави систематски пристап кон ризикот, наместо да се третира како единствена компонента на системот на управување со квалитет.

KRI не смеат да се мешаат со KPI. Главната цел на овој труд е да се претстави-како KRI и KPI може да се користат за управување со ризикот, претставени во лабораториски процес-испиување на јакост на притисок на одврнат бетон.

Клучни зборови: управување со ризик, закани, клучните показатели и метрика

Sonja ČEREPNALKOVSKA¹

KEY RISK INDICATORS AND KEY PERFORMANCE INDICATORS FOR REDUCING RISK IN TESTING COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE

SUMMARY

Before discussing risk indicators or key performance indicator, we must first try to address the issue of what a "risk" is, because there are many definitions of risk. One of the key changes in the 2015 revision of ISO 9001 is to establish a systematic approach to the risk, rather than treating it as a single component of a quality management system. Risk is considered from the beginning and throughout the standard, making preventive action part of strategic planning as well as operation and review.

KRIs must not be confused with KPIs. The main objective of the paper is to present how key indicators and metrics can be used in risk management in the process of testing laboratory- testing of compressive strength on hardened concrete

Keywords: risk management, threats, key indicators and metrics

¹ Phd, Standardization Institute of the Republic of Macedonia, cerpnalkovska.sonja@isrm.gov.mk

1. ВОВЕД

Постојат многу дефиниции за ризик. Тие се разликуваат според определено подрачје и според контекстот. Некои автори ставаат акцент на различните елементи, кои се карактеристични за поимот и процесот на управување со ризик. Ризикот се наоѓа насекаде и директно произлегува од непредвидливоста и неизвесноста. Во тој контекст, ризикот се користи за да ги означи негативните последици. Доколку постои ризик-мора да постојат макар два можни исхода. Доколку однапред се знае дека нема да се случи загуба или дека ќе се случи, тогаш, ризик не постои, туку се работи за сигурен настан, односно, за извесност. Ризикот е последица на неизвесност и недостаток на знаења за идните настани. ISO Прирачник 73 ја дава дефиницијата: „Ризик е ефект на неизвесноста во однос на целите“. И, секоја таква несигурност, може да има позитивни или негативни ефекти. Позитивното отстапување, кое произлегува од ризик може да обезбеди можност. На пример, при инвестирање на нов производ или услуга, на организацијата и се дава можност да го зголеми бројот на корисниците, да го зголеми профитот, да ја подобри продуктивноста. Но, сите позитивни ефекти од ризикот не доведуваат секогаш до можности.

А, според авторите на текстот „Ризик е-резултат на веројатноста и загрозеноста од некоја појава, заедно со последиците; Ризик е-интеракција на интензитетот на опасноста, на изложеноста и отпорноста“...

Размислување, базирано на ризик.

Една од клучните промени во ревизијата на стандардот ISO 9001 од 2015 година е токму размислувањето, базирано на ризик. А, тоа значи да се воспостави систематски пристап кон ризикот, наместо да се третира како единствена компонента на системот на управување со квалитет. Ризикот е вклучен и се разгледува од самиот почеток, како и низ целиот стандард, што го чини превентивното делување во делот од стратешкото планирање, како и во работењето и преиспитувањето.

2. ОПИС НА ПРОБЛЕМОТ

Спроведувањето на идејата дека KRI и KPI ќе ни помогнат во откривање и намалување на ризикот, е поврзано со следните проблеми:

- **Идентификација на заканите кои се јавуваат во процесите**

Првиот проблем е токму во идентификувањето на потенцијалните закани релевантни за процесот. Тоа ќе се надмине со детална анализа на процесот на работа и неговото разложување на активности, при чие извршување може да се случат различни видови на отстапувања. Поради тоа, мора да се пристапи со големо внимание.

Терминот "закана" не се појавува во општите стандарди како што е ISO Упатството 73, или стандардот ISO 31000, но, се користи, бидејќи е широко прифатен во одредени методи на управување со ризик.

Заканата не е целосно дефинирана, освен дека "заканата има потенцијал да ги загрози средствата на организацијата, како што се информациите, процесите и системите, а со тоа ќе се загрози и самата организација" (ISO / IEC 27005).

Може да се случи да помислиме дека „заканата“ е слично на „причината“, но во реалноста е многу поинаква. Заканата може да се однесува на широк спектар на аспекти, и тоа:

- Настани и активности што можат да доведат до можни видови на отстапувања по деградација на квалитетот на процесот, деградација на животната средина, болести и повреди на работа ...
- Настани или активности што можат да доведат до појава на ризик (на пример, несреќа, пожар, кражба, итн)
- Настани, или методи кои овозможуваат појава на ризик без било каков предизвик (на пример злоупотреба на привилегија, нелегални пристапни права или кражба на идентитет)

- Ефекти кои се поврзани со, или кои индицираат на неодредени причини (на пример заситеност на информативниот систем),
- Однесување (на пример, неовластено користење на опрема), што само по себе не е настан кој доведува до појава на ризик.

Овие примери покажуваат дека заканата не мора да бидат тесно поврзана со причината за ризик, сепак овозможува да се дефинира видот на ризик преку употреба на листата на типични закани.

- **Анализа на влијанието на закани на перформансите на организацијата со помош на KRI и KPI**

Главниот проблем е токму во мерењето на влијанијата кои ги имаат потенцијалните закани на процесот.

Секоја компанија, која сака да биде ефективна во своето управување, би требало да прави анализа на влијанието на закани брз перформансите на организацијата, а тоа се врши со помош на метриката на процесите. Метриката е големина (димензија). Секоја компанија би требало да имплементира два вида показатели. А, тоа се: клучните показатели за ризик (KRI) и клучните показатели на перформансите (KPI), Честопати организациите, ги мешаат показателите KRI и KPI. Неопходно е менаџерот за ризик, да направи разлика меѓу нив.

2.1. Клучни показатели за ризик (KRI)

Значи, ризик метрика може да се смета дека се KRI, кои помагаат да се одреди правецот од каде доаѓаат ризиците и може да ги користи секоја компанија, за сите процеси. Клучните показатели за ризикот е мерка на ризик, која го покажува нивото, или трендот на ризикот. Ризик показателот однапред обезбедува информации за ризиците, кои можеби постојат, а можеби и не постојат, и се користи како систем за предупредување на идните активности. Со KRI може да се следи точно определен ризик и може да се преземат активности за негово ублажување/елиминирање.

Официјалните ризик-показатели мора да исполнат одредени утврдени критериуми. Постојат категории на ризик-показатели кои може да се сретнат во литературата, на пример:

2.1.1. Водечки показатели (VKRI)

Овие показатели ги сигнализираат идните настани. Како на пример, жолтото светло на семафорот: укажува на доаѓањето на црвеното светло.

Добивките од обврзници, се сметаат дека се добар водечки показател на берзата, бидејќи трговците со обврзници ги предвидуваат и шпекулираат трендовите во економијата (иако тие не се секогаш во право). Метриката, во овој случај, се користи како знак на рано предупредување за зголемена изложеност на ризик во различни аспекти на компанијата.

2.1.2. Пратечки показатели (PKRI)

Се оние показатели кои го следат настанот. Ако се вратиме на претходниот пример на семафорот: жолтото светло е пратечки показател на зеленото светло, бидејќи жолтот го следи зеленото светло. Важноста на пратечкиот показател е во неговата способност да потврди, дека нешто се случило. Невработеноста е еден од најпопуларните пратечки показатели. Ако стапката на невработеност се зголемува, тоа покажува дека економијата е лоша. Друг пример на пратечкиот показател е индексот на трошоците за живот. Consumer Price Index (CPI), кој ги мери промените во стапката на инфлацијата.

2.2. Клучни показатели на перформансите (KPI)

Додека клучните показатели за перформансите се показатели за успешноста на процесот. Според COSO дефиницијата: "KPI се дизајнираат да обезбедат високо ниво на увид на историските показатели на организацијата, или на нивните оперативни единици, првенствено фокусирани на историски податоци."

Оттука, многу е важно да се прави разлика меѓу показателите **KRI** и **KPI**. Значи, **KRI не смеат да се мешаат со KPI**.

- **Постапка на споредување на влијанието на повеќе закани и воспоставување на постапка за следење и оценка на ризикот, во текот на долг временски период.**

Следниот проблем, кој често се јавува во организациите, е еднократното посматрање на ризикот. Постојат разни методи, со чија примена ризиците ќе се рангираат на адекватен начин, и ќе бидат дадени корективни и превентивни мерки за намалување или евентуално елиминирање на ризикот.

Меѓутоа, оцената на ризикот во организациите и нивните процеси е континуиран процес. Тоа значи, дека по извесен временски период би требало да се изврши делумна или потполна ревизија на проценката на ризикот, после преземените мерки, поставени со цел за намалување на постоечките ризици. Што значи, дека процесот за проценката на ризикот е континуиран процес.

3. КРЕИРАЊЕ НА КОНТРОЛНА ТАБЛА И FMEA МАТРИЦА

3.1. Креирање на контролна табла

Управувањето со ризик е управување со синџирот на:

- Откривање / предвидување на закани / можности
- Оценка на можноста дека тоа ќе се случи (веројатноста)
- Ефектот од настанот/резултатот

Остварување на процесот на лабораториско испитување на оцврнат бетон е резултат на поврзување на повеќе подпроцеси, прикажани во контролната табла, табела 1. Овој факт на разложување на процесот во подпроцеси и активности е важен во оценувањето на ефикасноста на процесот (на пример, не можеме да се очекува дека самиот процес на испитување ќе функционира добро ако не се претходно исполнети барањата на стандардите, кои се однесуваат на негата, формата и димензиите на примерокот, или пак на барањата на калапот за подготовката на примерокот, или пак доцнењето во подготвителните активности, итн.).

Високата ефикасност на процесите на испитување е еден од најважните предуслови за успех на работата на лабораторијата.

Понатаму, обемот и видот на жалбата на корисниците на услугата, независно дали е од комерцијален карактер, или не е - се основа за реакција на раководните структури во процесот. Ако корисникот, поднесува жалба на комуникација со раководното лице, тоа мора да има влијание врз оценката на ефикасноста на процесите и со оглед на несообразноста, треба да се отстрани, како што треба да се отстрани нејзината причина доколку несообразноста е од системска природа.

Целта на контролната табла е: да се прикажат сите потребни информации во една табела, јасно и без одвлекување на вниманието, со цел да се разбере од страна на секој корисник. Користењето на контролна табла за управување со ризици, претпоставува дека на корисникот ќе му биде јасно што се мери, со особено внимание на клучните показатели.

Контролната табла е презентирана во табела 1. Во табелата има 6 колони и тоа во : Колона 1-се прикажани подпроцесите; Колона 2-се дадени ознаките на активностите во подпроцесите; Колона 3-назив на активностите; Колона 4-дадени се целите на подпроцесите; Колона 5-дадени се заканите кои влијаат врз нарушувањето на целта на одредена активност; Колона 6-дадени се KPI.

3.2. Креирање на VKRI и PKRI

Секако, не сме во можност да ги мапираме сите аспекти на ризикот во еден показател на KRI, па нормално е да примениме 2 показатели:

- Водечки показател (VKRI)
- Пратечки показател (PKRI)

На пример показатели за следните отстапувања:

3.2.1. „Доцнење во процесот на испитувањето, (табела 2) ќе ги имаме следните KRI:

- **PKRI**-Вкупно време на доцнење. (Ако се следи едно испитување.)
- **PKRI**-Број на испитувања каде имало задоцнување во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.)
- **PKRI**-Време на доцнење по активности.

Ова би биле пратечки показатели, кој ни укажува на можен ризик, поголем број на денови во доцнењето, поголема веројатност лабораторијата да се соочи со ризик од непочитување на поставените рокови, кое ќе резултира со поништување на договорот со клиентот.

Проблем е водечкиот показател. Треба да се постави прашање: Како тоа може да дојде до пречекорување на рокот? Прво, мора да знаеме одредено време за кое очекуваме дека процесот ќе заврши, како и секоја негова активност. Мора да имаме договорен рок (не мора да се совпаѓаат времињата, ако со договорот обезбедиме повеќе време отколку што е потребно). Сега мора да имаме индикатори за рок, за секоја активност. И колку што некоја активност доцни - индикаторот укажува на зголемена опасност дека целосната работа нема да се заврши навреме.

Водечки показатели би биле:

- **VKRI**-Чек листа со повеќе параметри. (1)Дали е направен/одобрен/усвоен мрежен дијаграм со активности (време, почеток и завршување на секоја активност); (2)Дали сите учесници се запознаени со текот на активноста, нивната улога и дали имаат дадено согласност за нивно учество/дали се обврзале дека ќе ја завршат активноста во утврдениот рок; (3)Дали сите потребни ресурси се обезбедени/резервирани за планираниот почеток на работа за секоја активност (опрема, материјали ..., без разлика дали сите извори биле подготвени и презентирани пред почетокот на работата).

Во чек листата одговорите би биле со „ДА“ и „НЕ“. Што повеќе одговори со „НЕ“ подразбира зголемување на ризикот од доцнење на испитувањето.**Дадено во табела 2.**

Следното отстапување би се однесувало на:

3.2.2. „Старост и нега на контролно тело“, табела 2

Во ова отстапување KRI пратечки показатели - би биле показатели кои ќе го мерат времето на негата(28 дена), температурата на водата за нега на контролното тело ($T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $+ - 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) и влагата во комората за нега на телото(>95%). Согласно граничните вредности, дадени во релевантната техничката спецификација, може да се креираат показателите. Дадени во табела 2.

- **PKRI**-Број на отстапувања по однос на деновите при нега на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани
- **PKRI**-Број на отстапувања по однос на темературата на водата за нега на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани
- **PKRI**-Број на отстапувања по однос на влага на комората за нега на на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани

Водечки показатели би биле:

- **VKRI**-Чек листа со повеќе параметри. (1)Дали е направено/одобрено/усвоено упатство со дијаграм на активности (време за нега на контролно тело, температура на вода, влага на комора итн.); (2)Дали сите учесници се запознаени со текот на активноста, нивната улога и дали имаат дадено согласност за нивно учество/дали се обврзале дека ќе ја завршат активноста во утврдениот рок; (3)Дали сите потребни ресурси се обезбедени/резервирани за планираниот почеток на работа за секоја активност (опрема, материјали ..., без разлика

дали сите извори биле подготвени и презентирани пред почетокот на работата); (4) Дали се располага со најнова техничка спецификација.

Во чек листата одговорите би биле како во точката 3.2.1.

3.2.3. „Повреда при работа“, табела 2

- **PKRI**-Број на повреди (Ако се следи едно испитување.)
- **PKRI**-Број на испитуваа каде имало повреди во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.)

Водечки показатели би биле:

- **VKRI**-Процент на работници кои поминале обука за безбедност на работа во последната година.
- **VKRI**-Процентот на работници кои добиле комплетна неопходна заштитна опрема.
- **VKRI**-Бројот на случаи кога постапката за испитување била извршена од страна на работник кој не е овластен да врши одредена активност.
- **VKRI**-Број на откриени случаи каде што работниците не користеле заштитна опрема.
- **VKRI**-Број на регистрирани случаи на кои за малју би им се случила повреда.

3.2.4. „Лом кај примероци кои не го задоволуваат обликот“, табела 2

- **PKRI**-Број на примероци кои не го задоволуваат обликот (Ако се следи едно испитување.)
- **PKRI**-Број на испитувања каде примероците не го задоволуваат обликот во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.)

Водечки показатели би биле:

- **VKRI**-Број на лошо позиционирање на примероци
- **VKRI**-Број на грешки кај тест машината

Значи, при определување на **KRI** се почнува од врвот на процесот и се доаѓаат до одделните активности (на заканите кои се поврзани со релевантната активност, а се прикажани во табелата 1.).

Покрај овие критериуми (рок, квалитет на нега на примерок), мора да се земат предвид и вредности кои лабораторијата ги цени: на пр.: безбедност на работниците, број на повреди, квалитет на самиот процес на испитување итн. Дадени во табела 2.

Кога ќе се дефинираат сите потребни показатели на процесот и подпроцесите, потребно е да се дефинира начинот-како од вредностите на показателите од пониско ниво (на пример на подпроцесите), се добива вредноста на показателот на повисоко ниво-процесот. Тоа може да биде средна вредност на сите показатели, или може да биде мах. вредност на показателите на сите активности кои сочинуваат еден процес, а може да се дефинира и математичка формула, по која ќе се пресметува.

3.3. Креирање на FMEA матрица

FMEA (Failure Mode and Effect Analysis)-Анализата на видови отстапувања и нивните последици е систематска метода за идентификација и спречување на проблемите пред тие да се случат, како кај производите така и кај процесите. FMEA методата е фокусирана на превенција на отстапувањата, подобрување на безбедноста и зголемување на задоволството на корисникот.

Формалниот FMEA процес би требало да биде дел од транспарентниот и сеопфатен систем за квалитет во организацијата. Се додека FMEA се користи независно од постоечкиот систем за управување со квалитет, претпријатието нема да ја има максималната придобивка од неа.

Оценување на ризик од отстапување

Релативниот ризик од појава на отстапување, се одредува врз основа на три фактори:

Сериозност на последици – потенцијални последици на отстапување, доколку дојде до него.

Веројатност на појава – веројатност дека ќе дојде до отстапување или зачестеност на негово повторување.

Можност на откривање – веројатност дека отстапувањето ќе биде откриено пред да се појават неговите последици.

Со употреба на FMEA методологијата во процесите, се откриваат проблеми врзани со давањето на услугата. На пример, мало отстапување во плочите на пресата може да биде причина за неупотреблив примерок. Во процесот на подготовката на примерокот, помал број денови на негата на бетонот, од пропишаните во стандардот, може да предизвикаат лош квалитет на примерокот за испитување.

Проценка на нумеричкиот приоритет на ризик RPN (Risk Priority Number)

Користејќи ги податоците и знаењето за процесите или производите, секој потенцијален вид отстапување и неговите последици-се вреднуваат врз основа на сите три параметри, наведени во претходното, на скалата која се движи од 1 до 10 (од најниска оценка до највисока).

Со множење на проценетите вредности за *сите три фактори (сериозност на последици x веројатност на појава x можност на откривање)* се одредува нумеричкиот приоритет на ризик (RPN) за секој поединечен вид на отстапување и неговите последици.

Нумеричкиот приоритет на ризик (RPN може да се движи од 1 до 1000 за секој вид отстапување) се користи да се рангираат потребите за спроведување на корективни мерки со цел елиминација или намалување на појавата на потенцијални видови отстапувања. Најпрво би требало да се врши справување со оние видови на отстапувања со најголем RPN број, иако посебно внимание мора да се посвети на отстапувањата кои имаат мошне висока сериозност на последиците, без оглед на вредноста на RPN бројот.

Кога еднаш ќе се спроведе корективната мерка, се одредува нов RPN број со повторно оценување на вредностите за сериозност на последиците, веројатноста на појава и можностите за откривање на отстапувањата. Овој нов RPN број се нарекува „резултирачки RPN“. Унапредувањата и корективните мерки мораат да продолжат се додека „резултирачкиот RPN“ не биде во рамките на дозволените граници за сите потенцијални видови отстапувања.

Табела 1: Приказ на подпроцесите, активностите и законите во процесот

ПРОЦЕС: П01. Процес на лабораториски испитувања на оцврнат бетон - Цврстина на притисок Цел: Ефективно и ефикасно лабораториско испитување					
Подпроцес	Ознака на активноста	Назив на активноста	Цел на подпроцес	Закани	Клучни показатели на перформансите на процесот КРІ
1	2	3	4	5	6
Подпроцес: П01.1 Подготвителни работи	A01	Прием и евиденција на барање од Корисник за лаб.испитувања	Ефикасно водење на процесот по однос на подготовката на тимот и програмата	Неархивиран прием	КРІ 1: Степен на извршување на планот во текот на планскиот период.
	A02	Информирање на Раководител		Непотполни информации	
	A03	Подготовка на Програма за лаб.испитувања		Лошо подготвена програма	
	A04	Определување на одговорно лице и тим за лаб.испитување		Избор на некомпетентни и не стручен тим на лаборанти	
Подпроцес: П01.2 Подготовка на форма, димензии на примероци и калапи	A01	Избор на форма на примерок	Сеопфатно следење на барањата на стандардот МКС EN 12390-1 Форма, димензии на примероци и калапи	Формата на примерокот не е сообразна со соодветниот стандард	КРІ 2: Соодносот на потрошувачката на ресурси / планираните ресурси.
	A02	Избор на номинална големина		Избраната големина на примерокот е различна од номиналната големина	
	A03	Избор на d-димензија		Несоодветна d-димензија	КРІ 3: Оценување на ефективностa и ефикасноста на процесот
	A04	Проверка на толеранции		Не соодветни толеранции на номинални големини	
	A05	Мерење на димензии и форми		Погрешна документација	КРІ 4: Соодносот на успешно спроведени испитувања / вкупен број на добиените барања за испитувања.
	A06	Подготовка на калибрирани калапи		Некалибриран прибор	
	A07	Примена на стандардот ISO1011 за испитувани бетонски примероци и калапи		Примена на некалибрирани калапи	Непочитување на одредбите на стандардот
	A08	Оценка на рамноста на примероци и калапи		Непочитување на одредбите на стандардот	
Подпроцес: П01.3 Подготовка и	A01	Земање примерок	Сеопфатно следење на барањата на стандардот МКС EN	Несоодветна лопатка за земање на примерок	КРІ 5: Сооднос на не успешно спроведени испитувања / на успешно спроведени испитувања (по однос на лом на примерокот)
	A02	Подготовка и исполнување на калапи		Несоодветна дебелина на слоеви	

ПРОЦЕС: П01. Процес на лабораториски испитувања на оцврнат бетон - Цврстина на притисок Цел: Ефективно и ефикасно лабораториско испитување					
Подпроцес	Ознака на активноста	Назив на активноста	Цел на подпроцес	Закани	Клучни показатели на перформансите на процесот КРІ
1	2	3	4	5	6
	A03	Збивање на бетон	12390-2 Подготовка и нега на примероци	Несоодветно механичко збивање	
				Прекумерна вибрација	
	A04	Површинска обработка		Неотстранет вишок на бетон од калапот	
	A05	Обележување на примерок		Нејасно обележан примерок	
	A06	Нега на примерокот		Несоодветна температура за нега на примерокот	
				Несоодветна влага за нега на примерокот	
	A07	Транспорт на примерок		Не соодветен број на денови на нега	
	A08	Подготовка на извештај		Несоодветен транспорт	
Подпроцес: П01.4 Испитување на јакост на притисок на оцврнат бетон	A01	Прием на документиран примерок	Навремено и квалитетно испитување	Непотполна документација	
	A02	Подготовка на специјализирана машина за испитување на притисок согласно EN 12390-4		Користење на помошни плочи	
				Не исчистена машина за испитување (челичните плочи за пресување)	
	A03	Проверка на примерокот за испитување		Примерокот ја надминува соодветната толеранција	
	A04	Подготовка на примероци и позиционирање		Не отстранување на вишокот на влага на примерокот	
				Лошо позиционирање на примерок	
A05	Товарење	Не соодветно покачување на оптоварувањето			
		Не доволно насочено внимание кон постапката на товарење (ниво на товар што се нанесува на примерок)			

ПРОЦЕС: П01. Процес на лабораториски испитувања на оцврнат бетон - Цврстина на притисок
Цел: Ефективно и ефикасно лабораториско испитување

Подпроцес	Ознака на активност	Назив на активност	Цел на подпроцес	Закани	Клучни показатели на перформансите на процесот КРІ
1	2	3	4	5	6
	A06	Оценка на видот на потфрлања (неправилан лом)		Потфрлања на примероци кои посочуваат на правилни заклучоци	
				Неводење евиденција и следење на потфрлени примероци со неправилен лом	
	A07	Забележување на мах.ниво на оптеретување		Грешно забележано мах.ниво на оптоварување	
	A08	Обработка на податоци од испитувањата (подготовка на резултати)		Погрешна пресметка	
	A09	Подготовка на извештај		Погрешен извештај	
	A10	Прецизност		Непотполен извештај	
Подпроцес: П01.5 Завршни активности	A01	Складирање на арбитражни примероци	Ефикасна и сеопфатна анализа, складирање и подготовка на извештај	Невнимателно складирање на примероци	
	A02	Анализа на добиените резултати		Грешни примероци за складирање	
	A03	Подготовка и контрола на извештај		Непотполна анализа на резултатот	
	A04	Заверка на Извештај		Неконтролиран извештај	
	A05	Доставување на резултати со придружно писмо и доказ за прием		Незаверен извештај	
			Погрешно доставени резултати		

Табела 2: Приказ на пратечки и водечки KRI показатели

Отстапување	Пратечки показател	Водечки показател
<p>1. Доцнење во процесот на испитувањето</p>	<p>PKRI-Вкупно време на доцнење“. (Ако се следи едно испитување.) PKRI-Број на испитувања каде имало задоцнување во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.) PKRI-Време на доцнење по активности.</p>	<p>VKRI-Чек листа со повеќе параметри. (1)Дали е направен/одобрен/усвоен мрежни дијаграм со активности (време, почеток и завршување на секоја активност); (2)Дали сите учесници се запознаени со текот на активноста, нивната улога и дали имаат дадено согласност за нивно учество/дали се обврзале дека ќе ја завршат активноста во утврдениот рок; (3)Дали сите потребни ресурси се обезбедени/резервирани за планираниот почеток на работа за секоја активност (опрема, материјали ...)</p>
<p>2. Отстапувања во процесот на староста и негата на контролното тело</p>	<p>PKRI-Број на отстапувања по однос на деновите при неџа на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани PKRI-Број на отстапувања по однос на темературата на водата за неџа на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани PKRI-Број на отстапувања по однос на влага на комората за неџа на контролно тело во однос на вкупен број тела кои биле негувани</p>	<p>VKRI-Чек листа со повеќе параметри. (1)Дали е направен/одобрен/усвоен мрежен дијаграм со активности (време за неџа на контролно тело, температура на вода, влага на комотеа итн.); (2)Дали сите учесници се запознаени со текот на активноста, нивната улога и дали имаат дадено согласност за нивно учество/дали се обврзале дека ќе ја завршат активноста во утврдениот рок; (3)Дали сите потребни ресурси се обезбедени/резервирани за планираниот почеток на работа за секоја активност (опрема, материјали ..., без разлика дали сите извори биле подготвени и презентирани пред почетокот на работата); (4)Дали се располага со најнова техничка спецификација.</p>
<p>3. Повреда при работа</p>	<p>PKRI-Број на повреди (Ако се следи едно испитување.) PKRI-Број на испитувања каде имало повреди во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.)</p>	<p>VKRI-Процент на работници кои поминале обука за безбедност на работа во последната година. VKRI-Процентот на работници кои добиле комплетна неопходна заштитна опрема. VKRI-Бројот на случаи коџа постапката за испитување била извршена од страна на работник кој не е овластен да врши одредена активност. VKRI-Број на откриени случаи каде што работниците не користеле заштитна опрема. VKRI-Број на регистрирани случаи на кои за малју би им се случила повреда.</p>

Отстапување	Пратечки показател	Водечки показател
4.Лом кај примероци кој не го задоволува обликот	PKRI -Број на примероци кои не го задоволуваат обликот (Ако се следи едно испитување.) PKRI -Број на испитувања каде примероците не го задоволуваат обликот во однос на вкупниот број на испитувања.(Ако се следат повеќе испитувања.)	VKRI -Број на лошо позиционирање на примероци VKRI -Број на грешки кај тест машината

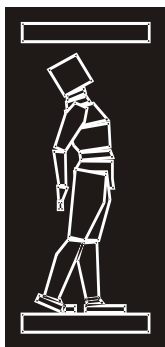
4. ЗАКЛУЧОК

Бизнисите во една компанија постојано се менуваат. Можеби, некои од клучните показатели, кои биле релевантни минатата година, не се релевантни оваа година. Мерењето на показателите ќе обезбеди дополнителна вредност на компанијата, доколку тие се имплементирани во согласност со нејзиното работење и доколку тие се ревидираат и се ажурираат континуирано.

Придобивките за компанијата од користењето на KPI и KRI и FMEA матрицата, се следните: рана идентификација на трендовите; ако има знак на подобрување, или напротив, влошување на ситуацијата, тие помагаат да се донесат одлуки врз основа на информациите. Понатаму, показателите го презентираат изворот на критичните информации за контрола; даваат информации за веројатноста за постигнување на целите; водат кон проактивно управување; ги подобруваат идните проценки и перформанси; го оценуваат успехот и неуспехот на организацијата и го подобруваат задоволството на корисниците.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Beker I. i Vulcanović S., (2011): „Upravljanje rizicima poslovanja“ Skripta za seminare, Istraživački i tehnološki centar, Novi Sad.
- [2] CLUSIF (Club de la Sécurité de l'Information Français). (2008-2009). Risk management – Concepts and Methods.
- [3] COSO. (2010). Developing key risk indicators to strengthen enterprise risk management. Committee of Sponsoring Organizations of the Treadway (COSO).
- [4] Čerepnalkovska, S., Beker, I. (2015). Business process improvement based on risk. 8th International Working Conference "TQM & AIA", Beograd
- [5] Čerepnalkovska, S., Beker, I. (2015). The appliance of work flow diagram as a tool for identification of threats and key indicators in processes of integrated management system. 12th International Conference on Standardization, Izmit, Turkey
- [6] Čerepnalkovska, S., Beker, I. (2015). Dali menadžment rizika može pomoći u poboljšanju poslovanja? Nedlja kvaliteta, Novi Sad.
- [7] Vulcanović S. (2014). Opšti model za procenu rizika na osnovu integriranih sistema menadžmenta u organizaciskim procesima. Doktorska teza, Univerzitet u Novom Sadu, FTN – Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.
- [8] ISO 9001:2015 Quality Management Systems – Requirements. International Organization for Standardization. 2015.
- [9] ISO Guide 73:2009 Risk management – Vocabulary. International Organization for Standardization. 2009.
- [10] ISO 31000: 2009 Risk management - Guidelines on principles and implementation of risk management. 2009.
- [11] ISO 31010:2009 - Risk management - Risk assessment techniques. International Standard Organization. 2009.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Горан ЈЕКИЌ¹

ДЕТЕКТИРАЊЕ НА ОШТЕТУВАЊА НА КОНСТРУКЦИИ ОД ВИСОКОГРАДБАТА ПРЕКУ ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ИДЕНТИФИКАЦИЈА НА ЕДЕН СЕТ МОДАЛНИ ПАРАМЕТРИ

РЕЗИМЕ

Елаборираниот метод за детекција на оштетувања е базиран на идентификација на еден сет модални параметри. Претставен е индекс на меѓукатна оштетеност (pSDI) базиран на идентификација на катна псеудо-крутост од прв ред. Примената на pSDI е нумеричка процедура за споредба на параметри на конструкцијата во неоштетена и оштетена состојба. Прецизноста на пристапот за детекција на оштетувања е верифицирана аналитички со симулација на оштетувања на два нумерички модела на конструкции од високоградбата и експериментално на реален армиранобетонски објект и лабораториски модел на сидана конструкција. Констатирано е дека pSDI може да биде употребен како индикатор на локацијата и степенот на оштетувања.

Клучни зборови: индекс на оштетеност, псеудо-крутост, оперативна модална анализа

Goran JEKIC¹

DAMAGE DETECTION OF BUILDING STRUCTURES THROUGH EXPERIMENTAL IDENTIFICATION OF ONE MODAL EIGENPAIR

SUMMARY

The elaborated damage detection method is based on identification of one modal eigenpair. The first-order storey pseudo-stiffness-based damage index (pSDI) has been introduced. The application of pSDI is a numerical procedure for comparison between the undamaged and damaged state of structures. The accuracy of the proposed damage detection approach has been verified analytically by simulating damage in two numerical models of multistorey buildings and experimentally on real multistorey reinforced concrete building and experimental laboratory model of masonry structure. It has been concluded that pSDI can be applied as an instant damage detection indicator in multistorey buildings, providing the location and severity of structural damage.

Keywords: damage index, pseudo-stiffness, operational modal analysis

¹ Research Assist., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jekic@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Оштетување на еден систем е појава дефинирана како промена која настанала непредвидено и има тенденција да ја намали или целосно да ја оневозможи актуелната и идната безбедна и ефективна експлоатација на системот. Оштетување во конструкција од високоградбата подразбира деградација на крутоста и носивоста на конструктивните елементи на конструкцијата или на поврзните јазли помеѓу нив. Оштетена конструкција подразбира конструкција која поради дотраеност или по изложеност на инцидентен товар не ги исполнува целосно проектните критериуми, но нејзината експлоатација не е под висок безбедносен ризик, но може да подразбира тотално дисфункционална и небезбедна конструкција. Често оштетувањето има тенденција на прогресивно ширење, при што степенот на оштетеност во еден момент може да резултира со небезбедна понатамошна експлоатација или економски неисплатлива санација на конструкцијата. Навременото откривање и идентификување на оштетувањата во конструкциите претставува еден од клучните предизвици во инженерството. Процесот на имплементирање на стратегии и методологии за идентификување на оштетувања на конструктивните делови на конструкции од високоградбата, инфраструктурата, како и конструкции од областа на машинското инженерство и аеродинамичкото инженерство, се нарекува мониторинг на состојбата на конструкциите (МСК).

Целта на МСК е целосно и ефективно следење на однесувањето на конструкциите во услови на експлоатација, за време и по сеизмички влијанија, навремено препознавање и идентификување на оштетувања во конструкциите и определување на актуелната состојба на конструкциите, како и условите за понатамошна експлоатација и потребата за санирање. Генерално комплетен МСК процес на одредена конструкција има за цел достигнување на четири нивоа, односно исполнување на следните барања (Doebling at al. 1996):

- ниво 1 = констатирање на појава на оштетувања;
- ниво 2 = ниво 1 + лоцирање на оштетувањата;
- ниво 3 = ниво 2 + проценка на степенот на оштетувањата;
- ниво 4 = ниво 3 + проценка на преостанатиот експлоатационен период на конструкцијата.

Утврдувањето и лоцирањето на можните оштетувања во конструкциите се остварува по пат на споредба на динамичките карактеристики и катната крутост на конструкцијата во различно време (пред и по критичниот настан кој е сметан за иницијатор на можни оштетувања). Споредбата овозможува следење на историјата на промени во наведените конструктивни параметри и проценка на локацијата на можното оштетување. Ефикасни МСК системи обезбедуваат информации кои понатаму можат да бидат употребени како дел од стратегија за одржување на конструкциите во долготрајно употреблива состојба, како и за надградување на националните прописи за проектирање на нови конструкции. Дијагностичкиот алат за МСК го сочинуваат поединечни системи на електронски сензорски и помошни уреди, интегрирани во комплексен компактен систем кој опфаќа сензорски системи, системи за пренос на податоци, системи за обработка на податоци и системи за евалуација на состојбата на оштетеност (Shih, 2009). Современи дијагностички алати за МСК содржат и систем за тревога во случај на состојба пред колапс на конструкцијата по критичен инцидентен товар.

Почетната фаза на МСК системите е инструментирање на конструкцијата и аквизиција на податоци. Карактеристиките, бројот и поставеноста на сензорите за регистрирање на одредена физичка големина (забрзување, брзина, поместување, деформација, ротација, ...), значајна за процесот на идентификација на состојбата на конструкцијата - предмет на мониторинг, имаат директен ефект на точноста и веродостојноста на процесот МСК. Регистрираните податоци генерално содржат одговор на конструкцијата на различни локации на истата под одредени природни и експлоатациони услови и влијанија (редовни дневни активности во објектот, влијание од околн сообраќај, ветер, сеизмички влијанија, ...). По аквизицијата на регистрираните податоци, истите можат да бидат анализирани со различни методологии за системска идентификација заради добивање на потребни информации за перформансите на конструкцијата. Процесот неминовно вклучува брзи и ефективни математички и софтверски решенија и методологии за нивна анализа. Конечно, крајната цел на екстракцијата на

информациите добиени од регистрираните податоци е донесување заклучоци и одлуки кои се однесуваат на перформансите, одржувањето, сигурноста и безбедноста за понатамошна експлоатација на конструкцијата.

2. АНАЛИЗА НА ПРОМЕНИ НА ДИНАМИЧКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ

Голем број методи, како и сетови на методи за глобална идентификација на оштетување во конструкциите, се темелат на индиректна детекција на оштетувања преку идентификација на промени на динамичките карактеристики на конструкциите - модални параметри (сопствена фреквенција на вибрирање, коефициент на пригушување и тонова форма). Основа на изнесенiot пристап за дијагностика претставува фактот дека оштетена конструкција неминовно претрпува промени на динамичките карактеристики. Динамичките карактеристики се мерливи величини и се во директна корелација со крутоствните карактеристики на конструкцијата. Секоја идентификувана промена на модалните параметри може да биде употребена за навремено детектирање, лоцирање и квантифицирање на оштетување. Досегашни употребувани методи се базирани на:

- Промени на сопствените фреквенции на вибрирање;
- Промена на коефициентите на пригушување;
- Промени во тоновите форми;
- Промена во закривеноста на тоновите форми;
- Промена на флексибилност;
- Промена во закривеноста на рамномерно распределената флексибилност;
- Промени на крутоста;
- Модална дилатациона енергија.

Методите за МСК, базирани исклучиво на идентификување на една од динамичките карактеристики на конструкциите независно од останатите, пројавуваат одредени недостатоци во смисла на детална и прецизна дијагностика на состојбата на конструкцијата. Идентификацијата на ограничен број на сопствени фреквенции на вибрации на конструкцијата овозможува констатација дали во конструкцијата дошло до појава на оштетување без притоа да го лоцира и квантифицира оштетувањето (МСК - ниво 1). МСК базиран на одредување на индекси на оштетувања со помош на идентификување на тоновите форми претставува добра основа за одредување на можна локација на појава на оштетување (МСК - ниво 2). Сепак теоријата укажува на недостатоци на методологиите за одредување на индекси на оштетеност, базирани исклучиво на идентификација на тонови форми. Основен недостаток е фактот што различни сценарија на оштетувања (локации и степени на оштетување) во конструкциите во високоградбата можат да резултираат со меѓусебно идентични тонови форми. Пример на споменатиот недостаток е теоретскиот случај во кој тоновата форма на неоштетена конструкција е потполно идентична со тоновата форма на оштетена конструкција кога сите катови на конструкцијата се подеднакво оштетени, односно кога процентот на редуција на крутоста е подеднаков за сите катови. Во таков теоретски случај со употреба на методите за идентификација на меѓукатни оштетувања на конструкцијата, базирани исклучиво на техники за споредба на тоновите форми на неоштетена и оштетена конструкција, нема можност за идентификација на оштетувања во конструкцијата. Понатаму, повеќето применувани МСК методологии базирани на анализа и обработка на сигнали од амбиент вибрации, се конвергентни, односно нивната веродостојност е правопрпорционална на бројот на идентификувани модални сетови - конвергенција на точноста на добиените резултати кон фактичката состојба на конструкцијата.

Презентираното истражување има за цел развивање на неконвергентна метода на идентификација на оштетувања во конструкциите, чија точност и прецизност не зависат од бројот на идентификувани сетови на модални параметри, туку постигнување на целта – навремено детектирање и лоцирање на оштетувања со ограничен фонд на информации за динамичките перформанси на конструкциите во високоградбата по пат на нивно специфично и соодветно комбинирање.

3. ДЕТЕКЦИЈА НА ОШТЕТУВАЊА СО ИДЕНТИФИКАЦИЈА НА ЕДНА СОПСТВЕНА ФРЕКВЕНЦИЈА И СООДВЕТНАТА ТОНОВА ФОРМА

МСК методите преку анализа на амбиент вибрации во кои на различни начини се комбинираат сопствените фреквенции и тонови форми, прецизно ја отсликуваат глобалната состојбата на конструкциите. Овие методи во праксата покажале значаен исчекор во споредба со методите базирани на динамичките карактеристики на конструкциите во случаи кога тие се анализираат и обработуваат независно едни од други. Соодветно комбинирање на динамичките карактеристики секогаш овозможува исчекор во повисоко ниво на МСК (ниво 3), што во основа претставува можност за констатирање на појава на оштетувања, нивно лоцирање и квантификација. Според тоа тие претставуваат досега најрелевантни и најпрецизни методи за МСК процес кој е базиран на анализа и обработка на записи од амбиент вибрации и идентификација на модалните параметри на конструкциите.

3.1. Теоретска евалуација на катна псеудо-крутост

Во системи со повеќе степени на слобода во еден правец, коефициентите на крутост $[K]$ (Рав. (1)) можат да бидат определени преку матрицата на квадратите на аголните фреквенции $[\Lambda]$ и матрицата на идентификуваните тонови форми $[\Phi]$ во форма на вертикални вектори (Рав. (4)), кои се нормирани во однос на масите на ниво на степените на слобода (катовите на конструкциите од високоградба) (Morita & Teshigawara, 2006). Матрицата на квадратите на аголните фреквенции претставува квадратна матрица чии вредности на главната дијагонала се квадратите на аголните фреквенции, а сите останати членови се еднакви на нула (Рав. (2)).

$$[K] \cong ([\Phi][\Lambda]^{-1}[\Phi]^T)^{-1} \quad (1)$$

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \omega_{n-1}^2 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Векторите на тоновите форми мораат да бидат нормирани на тој начин што матричниот производ $[\Phi]^T[M][\Phi]$ претставува единечна матрица $[I]$ (Рав. (3)), додека матрицата $[M]$ претставува матрица на концентрирани маси на катовите како вредности на главната дијагонала и сите останати членови еднакви на нула (Рав. (6)).

$$[\Phi]^T[M][\Phi] = [I] \quad (3)$$

Матрицата на тоновите форми $[\Phi]$ ги содржи индивидуалните тонови форми во форма на вертикални вектори $\{\phi\}_i$ (Рав. (4)).

$$[\Phi] = [\{\phi\}_1 \quad \{\phi\}_2 \quad \dots \quad \{\phi\}_n] \quad (4)$$

$$[I] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_n & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_{n-1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \cdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \quad (6)$$

За да се определи точната вредност на катната крутост во еден трансляторен правец според Рав. (1), сите сетови модални параметри на објектот мораат да бидат идентификувани во тој правец. Во повеќето случаи на оперативна модална анализа, само првата тонова форма во трансляторен правец може прецизно да биде идентификувана. Во овој случај матрицата на крутост $[K]$ содржи параметри кои се во корелација со катните крутости. Бројот на идентификувани парови на сопствени фреквенции и соодветните тонови форми е претставен како ред на катна псеудо-крутост.

Во процесот на идентификација на модалните параметри на реален објект преку анализа и обработка на сигнали од амбиент вибрации, вообичаено е невозможно да се изврши идентификација на сите сетови на модални параметри, дури и во еден трансляторен правец, заради контаминација на сигналите со шумови со широк фреквентен спектар. Матрицата на псеудо-крутост се определува по пат на Мур-Пенроуз матрична псеудо-инверзија (Penrose, 1955), што претставува една од генерализираните инверзии на матрици, аплицирани во случаи кога матрицата на тонови форми $[\Phi]$ не е квадратна матрица, односно кога не се идентификувани сите тонови форми во еден правец, што претставува најчест случај. Параметрите кои се во корелација со катната крутост на конструкција со вкупно n катови можат да бидат определени со помош на матрица на псеудо-крутост која се множи со вектор на генерализирани релативни поместувања, во кој секое генерализирано релативно поместување има бездимензионална вредност 1 на ниво и над нивото на генерализирана сила, аплицирана на соодветниот кат, и со вредност 0 под нивото на соодветниот кат (Morita & Teshigawara, 2006). Матрицата составена од вертикални вектори на генерализирано релативно поместување j_i е прикажана во Рав. (7).

$$[j] = [\{j_n\} \quad \{j_{n-1}\} \quad \{j_{n-2}\} \quad \cdots \quad \{j_1\}] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & \cdots & 1 \\ 0 & 1 & 1 & \cdots & 1 \\ 0 & 0 & \ddots & \cdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & 1 & 1 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

Матрицата на псеудо-крутост се пресметува со аплицирање на Рав. (1) со псеудо-инверзија на правоаголните матрици на нормираните идентификувани тонови форми $[\Phi]$ и $[\Phi]^T$ и матрицата на квадратите на идентификуваните сопствени аголни фреквенции на конструкцијата $[\Lambda]$ која кореспондира со идентификуваните тонови форми. Конечно, катната псеудо-крутост претставува параметар кој е во корелација со катната крутост на соодветниот кат (Рав. (8)).

$$\bar{k}_s = \{j_s\}^T [\bar{K}] \{j_s\} \quad (8)$$

каде што \bar{k}_s претставува псеудо-крутост на s -тиот кат од ред еднаков на бројот на идентификувани фреквенции и тонови форми во еден правец. Со наголемување на редот на катната псеудо-крутост, нејзината вредност конвергира кон реалната вредност на катната крутост, односно повисок ред на катна псеудо-крутост значи поблиска вредност на катната псеудо-крутост до вредноста на катната крутост на соодветниот кат. Највисок возможен ред на катна псеудо-крутост е реалниот број на степени на слобода на конструкцијата во соодветниот правец на вибрирање. Во теоретски случај кога сите фреквенции и тонови форми на конструкцијата во еден правец се идентификувани, катната псеудо-крутост од n -ти ред е еднаква на реалната катна крутост на соодветниот кат.

3.2. Катна псеудо-крутост од прв ред

Со примена на катната псеудо-крутост од прв ред можна е идентификација на катни крутости на конструкцијата по пат на аплицирање на само еден сет модални параметри (една сопствена аголна фреквенција ω_i и соодветната тонова форма $\{\phi\}_i$ во еден правец) пред и по критичното натоварување кое имало потенцијал да предизвика оштетувања во конструкцијата. За практична примена тоа претставува значајна предност бидејќи вообичаено во оперативната модална анализа само првите сетови модални параметри можат да бидат прецизно идентификувани (Wang et al., 2007). За детекција на оштетувања се избира само еден сет идентификувани модални параметри. Вообичаено тоа е сетот идентификуван со највисок сигнал/шум (S/N) коефициент, односно првиот сет модални параметри (првата трансляторна тонова форма во еден правец и соодветната сопствена аголна фреквенција). Матрицата на псеудо-крутост од прв ред се определува со Рав. (9), слично на Рав. (1):

$$[\bar{K}] = \text{pinv}(\{\phi\}_i^T) \omega_i^2 \text{pinv}(\{\phi\}_i) \quad (9)$$

каде ω_i^2 претставува квадрат на избраната аголна фреквенција на конструкцијата, додека $\text{pinv}(\{\phi\}_i^T)$ и $\text{pinv}(\{\phi\}_i)$ претставуваат псеудо-инверзии на векторот на соодветната нормирана тонова форма. Псеудо-крутоста на секој кат, пресметана со Рав. (8), има две основни својства:

- квадратниот корен на псеудо-крутоста од прв ред е еднаков на апсолутната вредност на сумата на вредностите на тоновата форма на катот од интерес и сите катови над него, мултиплициран со коефициент ψ_i , кој е константен за сите катови (Рав. (10))

$$\sqrt{\bar{k}_{si}} = \psi_i \left| \sum_{j=s}^n \phi_{ji} \right| \quad \psi_i = \text{const} \quad (10)$$

- сумата на катните псеудо-крутости од прв ред на сите катови на конструкцијата пресметани со Рав. (8) претставува т.н. еквивалентна рамномерно распределена крутост на конструкцијата, или едноставно наречена униформна катна крутост на конструкцијата, која претставува единствена вредност на крутоста на сите катови на имагинарна конструкција со еднаква или приближно еднаква сопствена аголна фреквенција ω_i со реалната конструкција при еднаква распределба на маси по катови (Рав. (11)).

$$k_{umi} = \sum_{s=1}^n \bar{k}_s \quad (11)$$

3.3. Идентификација на катната крутост

Теоретски, бесконечен е бројот на комбинации на меѓукатни оштетувања кои ја намалуваат вредноста на сопствената фреквенција на вибрирање на конструкцијата за одреден процент. Вредноста на модалната фреквенција може да опадне подеднакво во случај на оштетување на најдолниот кат, или за поголемо оштетување на повисок кат, или распределба на оштетувања во повеќе катови. Разликата помеѓу комбинациите на оштетувања е дефинирана со соодветната тонова форма. Генерално, секоја тонова форма, комбинирана со соодветната сопствена фреквенција на вибрирање претставува единствена (уникатна) карактеристика само на една распределба на катни крутости, односно само на една комбинација на оштетувања по катови.

Модалните параметри се определуваат со различни методи за системска идентификација. Сопствените фреквенции можат прецизно да бидат одредени, додека тоновите форми се идентификувани во состојба во која не се нормирани, односно различни методи идентификуваат различни нумерички вредности на тоновите форми. Тоновите форми потребно е да бидат нормирани. Првото нормирање на тоновите форми се изведува на начин да го исполнува условот од Рав. (3). Ако со $\{\phi\}_{i(1)}$ е претставен почетниот (ненормиран) вектор на i -тата тонова форма, идентификуван директно од системската идентификација на конструкцијата, првата нормирана форма на истиот вектор на тонова форма $\{\phi\}_{i(2)}$ се определува со аплицирање на Рав. (12).

Матрицата на псеудо-крутост од прв ред се определува со Рав. (13). Катната псеудо-крутост од прв ред се определува со аплицирање на Рав. (8) за секој кат.

$$\{\phi\}_{i(2)} = \frac{\{\phi\}_{i(1)}}{\sqrt{\{\phi\}_{i(1)}^T [M] \{\phi\}_{i(1)}}} \quad (12)$$

$$[\bar{K}] = \text{pinv}(\{\phi\}_{i(2)}^T) \omega_i^2 \text{pinv}(\{\phi\}_{i(2)}) \quad (13)$$

За пресметката на реалната катна крутост на секој кат, потребно е векторот на тоновата форма да биде ренормиран, односно повторно нормиран со вредности на тоновата форма кои го исполнуваат условот од Рав. (14). Ренормирањето се врши со апликација на Рав. (15) каде што $\{\phi\}_{i(3)}$ е вектор на i -тата тонова форма.

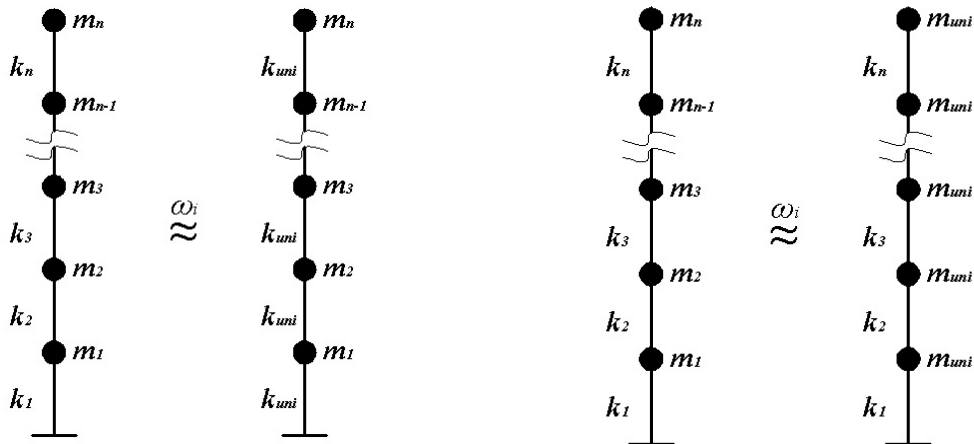
$$\{\phi\}_{i(3)}^T \{\phi\}_{i(3)} = 1 \quad (14)$$

$$\{\phi\}_{i(3)} = \frac{\{\phi\}_{i(1)}}{\sqrt{\{\phi\}_{i(1)}^T \{\phi\}_{i(1)}}} = \frac{\{\phi\}_{i(2)}}{\sqrt{\{\phi\}_{i(2)}^T \{\phi\}_{i(2)}}} \quad (15)$$

Ренормираниот вектор на тонова форма се применува во пресметката на т.н. рамномерно дистрибуирана концентрирана маса по катови, односно униформна катна маса m_{uni} (Рав. (16)), Униформната катна маса, слично на униформната катна крутост (Рав. (11)), претставува единствена вредност на концентрираната маса на сите катови на имагинарна конструкција со еднаква или приближно еднаква сопствена аголна фреквенција ω_i со реалната конструкција при еднаква распределба на катни крутости.

$$m_{uni} = \{\phi\}_{i(3)}^T [M] \{\phi\}_{i(3)} \quad (16)$$

На Сл. 1 се прикажани два динамички модела на конструкции со повеќе катови. Првиот модел претставува модел на реалната конструкција (со реалните маси по катови и реалните катни крутости), додека вториот модел претставува модел на имагинарна конструкција (со реалните маси по катови и униформна катна крутост). На Сл. 2 прикажани се истите два динамички модела на реална и имагинарна конструкција со повеќе катови. Првиот модел претставува модел на реалната конструкција (со реалните маси по катови и реалните катни крутости). Вториот модел претставува модел на имагинарна конструкција (со униформна катна маса по катови и реални катни крутости). И во двата случаја прикажаните динамички модели на конструкции имаат иста или приближно иста сопствена фреквенција на вибрирање.



Сл. 1. Динамички модели на конструкции со иста или приближно иста сопствена аголна фреквенција

Сл. 2. Динамички модели на конструкции со иста или приближно иста сопствена аголна фреквенција

Во најголем број случаи на оперативна модална анализа, кога само i -тата сопствена аголна фреквенција (ω_i) е идентификувана, заедно со соодветната ненормирана тонова форма $\{\phi\}_{i(1)}$, катната псеудо-крутост од прв ред и униформната катна маса можат да бидат определени. Реалната катна крутост на сите катови на неоштетена конструкција се определува со Рав. (17).

$$k_s \approx \frac{\bar{k}_s \sum_{j=s}^n m_j}{m_{uni} (n-s+1) \left| \Delta \phi_{si(3)} \sum_{j=s}^n \phi_{ji(3)} \right|} \quad (17)$$

каде што $\Delta \phi_{si(3)}$ ја претставува разликата помеѓу вредностите на ренормираната тонова форма на s -тиот кат и катот под него ($s-1$) (Рав. (18)), k_s ја претставува крутоста на s -тиот кат, n го претставува вкупниот број на катови.

$$\Delta \phi_{si(3)} = (\phi_s - \phi_{s-1})_{i(3)} \quad (18)$$

Катната крутост пресметана со Рав. (17) е еднаква или приближно еднаква на реалната катна крутост на s -тиот кат. Со практични тестирања утврдено е дека точноста на пресметаната катна крутост зависи од стандардната девијација на распределбата на масите по катови поради тоа што псеудо-инверзијата на правоаголната матрица, односно еднодимензионалниот вектор на тоновата форма, претставува оптимално статистичко решение пресметано со примена на методот на најмали квадрати (Barata & Hussein, 2012; MacAusland, 2014). Поради тоа, пресметката на катната псеудо-крутост може да резултира со извесни отстапувања (грешки) во случаи на големи варијации во распределбата на маси по катови.

Пресметката на катната крутост може понатаму да биде поедноставена со избегнување на потребата од ренормирање и сумирање на вредностите на тоновата форма доколку се имплементира константниот однос од Рав. (10) во Рав. (17). Бидејќи катната псеудо-крутост е функција од распределбата на катната крутост и разликата во вредностите на тоновата форма на масите над и под катот од интерес, постои константен однос меѓу масите, катните крутости, тоновата форма, катната псеудо-крутост и разликата во вредностите на тоновите форми за секој кат на конструкцијата. Константниот однос од Рав. (10) понатаму ја добива следната форма:

$$\frac{\sqrt{\bar{k}_{si}}}{\left| \sum_{j=s}^n \phi_{ji(3)}^u \right|} = \frac{k_s m_{uni} (n-s+1) \left| \Delta \phi_{si(3)} \right|}{\sqrt{\bar{k}_{si}} \sum_{j=s}^n m_j} = \psi_i = const \quad (19)$$

Според тоа, катната крутост на било кој кат може да биде изведена како функција од катната псеудо-крутост, распределбата на маси по катови и разликата во вредностите на тоновата форма (Рав. (20)). Имајќи во предвид дека коефициентот ψ_i е константен за секој кат, наједноставен начин за негово одредување е преку псеудо-крутоста и вредноста на тоновата форма на n -тиот (највисокиот) кат. Крутоста на највисокиот кат се пресметува со Рав. (21).

$$k_s \approx \psi_i \frac{\sqrt{\bar{k}_{si}} \sum_{j=s}^n m_j}{m_{uni} (n-s+1) \left| \Delta \phi_{si(3)} \right|} \quad (20)$$

$$k_n = \omega_i^2 m_n \left| \frac{\phi_{ni(3)}}{\Delta \phi_{ni(3)}} \right| = \psi_i \frac{m_n \sqrt{\bar{k}_{ni}}}{m_{uni} \left| \Delta \phi_{ni(3)} \right|} \quad (21)$$

$$\psi_i = \frac{\omega_i^2 \left| \phi_{ni(3)} \right| m_{uni}}{\sqrt{\bar{k}_{ni}}} \quad (22)$$

Доколку се има во предвид дека односот меѓу вредностите на тоновите форми е секогаш константен за одредена состојба на конструкцијата, без оглед дали е извршено нормирање на тоновата форма, катната крутост може да биде пресметана со имплементација на Рав. (22) во Рав. (20) и конечната форма на пресметката на катната крутост добива форма:

$$k_s \approx \frac{\omega_i^2 \sum_{j=s}^n m_j}{(n-s+1)} \left| \frac{\phi_{ni}}{\Delta \phi_{si}} \right| \sqrt{\frac{\bar{k}_{si}}{\bar{k}_{ni}}} \quad (23)$$

3.4. Индекс на оштетеност

Конечно, доколку се познати катните крутости на неоштетената и оштетената конструкција, индексот на оштетеност на конструкцијата се определува по пат на аплицирање на пресметаната катната псеудо-крутост од прв ред (Рав. (24)).

$$pSDI^s = 1 - \frac{k_s^*}{k_s} \quad (24)$$

Индексот „*“ се однесува на параметарот на оштетената конструкција. Во пресметката на $pSDI$ -индексот, k_s^* и k_s претставуваат вредности кои се еднакви или приближно еднакви на катната крутост на s -тиот кат на оштетена и неоштетена конструкција соодветно, зависно од варијацијата на распределбата на масите по катови. Со имплементација на Рав. (23) во Рав. (24), $pSDI$ -индексот на оштетеност се определува согласно Рав. (25).

$$pSDI^s = 1 - \frac{\omega_i^{*2} \left| \frac{\phi_{ni}^* \Delta \phi_{si}}{\phi_{ni} \Delta \phi_{si}^*} \right| \sqrt{\frac{\bar{k}_{si}^* \bar{k}_{ni}}{\bar{k}_{si} \bar{k}_{ni}^*}}}{\omega_i^2 \left| \frac{\phi_{ni} \Delta \phi_{si}}{\phi_{ni} \Delta \phi_{si}^*} \right| \sqrt{\frac{\bar{k}_{si} \bar{k}_{ni}}{\bar{k}_{si}^* \bar{k}_{ni}^*}}} \quad (25)$$

каде со индексот „ n “ е означена карактеристика на најгорниот кат, а со „ s “ е означена карактеристиката на катот од интерес. Параметрите за пресметка на $pSDI$ -индексот едноставно се определуваат. Псеудо-крутостите можат директно да се определат со обрасците (12), (13) и (8) соодветно. Вредноста на $pSDI$ -индексот е помеѓу 0 (за неоштетена конструкција) и 1 (за состојба на тотална деградација на крутоста и состојба пред колапс).

Во најголем број практични случаи на оперативната модална анализа, прецизна и недвосмислена идентификација може да биде извршена само на првиот сет модални параметри во два ортогонални трансляторни правци каде што $i=1$. Според тоа, првиот сет модални параметри е најпоуздан за детекција на оштетувања на реални конструкции. Во првиот трансляторен тон не постои фазна разлика меѓу вибрациите на степените на слобода. Односот $\phi_{n1}/\Delta \phi_{s1}$ секогаш има вредност поголема од 0 за секој кат. Према тоа Рав. (25) може да биде упростена доколку влезните параметри се модалните параметри на првата тонова форма:

$$pSDI^s = 1 - \frac{\omega_1^{*2} \phi_{n1}^* \Delta \phi_{s1}}{\omega_1^2 \phi_{n1} \Delta \phi_{s1}^*} \sqrt{\frac{\bar{k}_{s1}^* \bar{k}_{n1}}{\bar{k}_{s1} \bar{k}_{n1}^*}} \quad (26)$$

Точноста на пресметаните катни крутости на оштетена и неоштетена конструкција е обратнопропорционална на варијацијата во распределбата на масите по катовите, за која се претпоставува дека е еднаква за било која состојба на оштетеност на конструкцијата. Поради тоа отстапувањата (грешките) во пресметаните вредности зависат од стандардната девијација на распределбата на масите катови, но во голема мера меѓусебно се поништуваат во Рав. (24), Рав. (25) и Рав. (26), со што е овозможена прецизна пресметка на $pSDI$.

4. НУМЕРИЧКА И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ВЕРИФИКАЦИЈА НА PSDI-ИНДЕКСОТ

4.1. Верификација на $pSDI$ -индексот на нумерички динамички модели со симулација на оштетувања

Индексот на меѓукатно оштетување $pSDI$ е верификуван на два динамички модела на четирикатна зграда во форма на систем со 4 степени на слобода и концентрирани маси на катовите. Модел 1 претставува динамички модел со случаен избор на маси и катни крутости на секој кат на неоштетена и оштетена конструкција. Во модел 2 катната крутост за неоштетена и оштетена состојба се еднакви како на модел 1, но со рамномерна распределба на концентрирани маси на ниво на катови - по 12 тона на секој кат. Оштетувањата во моделот се симулирани со редукација на катните крутости по што е извршена модална анализа. По одредувањето на модалните параметри на двете состојби моделот, пресметан е $pSDI$ -индексот на оштетениот во однос на неоштетениот модел. Влезните параметри на двата модела се прикажани во Табела 1.

Кат	Модел 1- Маса (t)	Модел 2 - Маса (t)	k_s (kN/m) (неоштетен)	k_s (kN/m) (неоштетен)
4	8	12	80000	70000
3	12	12	100000	70000
2	12	12	120000	90000
1	14	12	120000	60000

Табела 1. Распоред на маси и крутости

Извршена е модална анализа на двата модела во обете состојби (неоштетена и оштетена) при што се пресметани $pSDI$ -индексите пресметани со земање во предвид на првите две тонови форми ($pSDI_1$ и $pSDI_2$). Редуцирањето на катната крутост (симулацијата на оштетувања) и пресметаните вредности на индексите на оштетување се прикажани во Табела 2.

Кат	Деградиција на крутост	Модел 1 – $pSDI_1$	Модел 1 – $pSDI_2$	Модел 2 – $pSDI_1$	Модел 2 – $pSDI_2$
4	12.5 %	0.125	0.125	0.125	0.125
3	30 %	0.30	0.35	0.30	0.30
2	25 %	0.25	0.83	0.25	0.25
1	50 %	0.51	0.59	0.50	0.50

Табела 2. $pSDI$ -индекс според првиот и вториот сет модални параметри

Резултатите потврдуваат дека двата индекси на оштетеност се еднакви со вистинската деградиција на катните крутости во случај кога концентрираната маса е рамномерно распределена по степените на слобода (катовите), односно во случај кога $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = m_{uni}$.

Од извршените нумерички тестови на веродостојноста на $pSDI$ -индексот на двата динамички модела констатирано е дека со пресметаниот индекс на оштетеност базиран на првиот сет модални параметри ($pSDI_1$) прецизно се лоцира и квантифицира меѓукатното оштетување и покрај извесната сензитивност на индексот на варијации во распределбата на концентрирани маси по катови. Од друга страна, индексот на оштетеност базиран на сетови модални параметри на повисоките тонови ($pSDI_{i>1}$) покажува значително повисок степен на сензитивност на варијации во распределбата на концентрирани маси по катови. Отстапувањата на вредноста на $pSDI_{i>1}$ во случај на варијација на концентрирани маси по катови се должат на фактот што псеудо-инверзијата на векторите на тоновите форми не претставува ригорозно точно решение, туку оптимално статистичко решение определено со примена на методот на најмали квадрати, и како такво претставува приближно точно решение.

4.2. Детектирање на оштетувања на објектот на Истражувачкиот центар за превенција на катастрофи во урбани средини (UDPRC) во Цукуба, Јапонија

Верификација на изнесените пристап за дијагностика на конструкции од високоградбата е извршена на зградата во која е сместен Центарот за превенција на катастрофи во урбани средини (UDPRC) во Цукуба, Јапонија. Анализата содржи лоцирање и квантифицирање на оштетувањата во конструктивните елементи на објектот преку параметарска системска идентификација на модалните параметри на конструкцијата и детекција, лоцирање и квантификација на оштетувања

со примена на $pSDI$ -индексот и споредба на неговите вредности со вредностите на SDI -индексот пресметан согласно методологијата предложена во Wang et al. (2007) (Рав. (27)).

Тип на конструкција	Армиранобетонска конструкција со вградени челични профили	Концентрирана маса по катови (t)							
Бр. на катови	8	1 кат	2 кат	3 кат	4 кат	5 кат	6 кат	7 кат	8 кат
Висина	30.9 m	836	785	782	931	768	744	819	300

Табела 3. Карактеристики на конструкцијата



Сл. 3. Надворешен изглед на објектот на UDPRC, Цукуба, Јапонија

$$SDI^s = 1 - \frac{k_s^*}{k_s} = 1 - \frac{\omega_i^{*2} \sum_{j=s}^n \frac{m_j \phi_{ji}^*}{m_s \Delta \phi_{si}^*}}{\omega_i^2 \sum_{j=s}^n \frac{m_j \phi_{ji}}{m_s \Delta \phi_{si}}} \quad (27)$$

Големиот Источно-Јапонски (Тохоку) Земјотрес од 11 март, 2011 година ја погодил северната област на островот Хоншу (регионот Тохоку) и предизвикал оштетувања на конструктивните и неконструктивните елементи на објектот. Земјотресот бил почувствуван во Цукуба со максимално земјино забрзување од 200 cm/sec^2 и интензитет 6- согласно Јапонската макросеизмичка скала (NILIM & BRI, 2011).

Регистрацијата на амбиент вибрациите е реализирана во правец исток-запад и север-југ, со фреквенција на семплирање од 100 Hz, во времетраење од по 30 минути во секој правец. Девет сензори биле позиционирани во хоризонтален правец на секој кат, вклучувајќи го и нивото на подрумот, односно темелната плоча. Паралелно со сензорите за мерење на хоризонталните вибрации во правецот исток-запад, поставени се два сензора на источната и западната страна на ниво на темелната плоча, позиционирани за регистрација на вибрации во вертикален правец со

цел регистрација на ефектот на нишање како резултат на интеракција помеѓу објектот и почвата и негово анулирање. Истиот концепт е усвоен и за регистрација на амбиент вибрации во правецот север-југ со поставување на вертикално позиционираните сензори на северната и на јужната страна на темелната плоча. Амбиент вибрациите се регистрирани во форма на забрзувања. Во применетите методи за системска обработка на сигнали (ARX и ARMAX) записите на ниво на подрумот се анализирани како побуди, додека записите измерени на нивоата над подрумот се анализирани како одговор на побудите. Побудите за секој кат се модифицирани со учество на влијанијата од нишање, регистрирани од вертикално позиционираните сензори.

За детекција, лоцирање и квантификација на оштетувањата на секој кат на објектот на UDPRC предизвикани од земјотресот Тохоку, извршена е анализа на резултатите од обработката на записите од амбиент вибрации регистрирани на 2 декември, 2011 год. Истата анализа е извршена и на резултатите од обработката на записите од амбиент вибрации, регистрирани на 26 јуни, 2009 год, (две години пред појавата на земјотресот). Индексите на меѓукатната оштетеност на конструкцијата ($pSDI$), пресметани согласно пристапот преку катната псеудо-крутост од прв ред за двата ортогонални правци на вибрирање се споредени со индексите на меѓукатна оштетеност пресметани според Рав. (27). Вредностите на SDI и $pSDI$ за двата ортогонални правци се прикажани во Табела 4.

Кат	исток-запад		север-југ	
	SDI_1	$pSDI_1$	SDI_1	$pSDI_1$
8	0.57	0.57	0.26	0.26
7	0.58	0.58	0.32	0.31
6	0.62	0.62	0.13	0.13
5	0.73	0.73	0.27	0.27
4	0.49	0.49	0.39	0.39
3	0.66	0.66	0.11	0.11
2	0.20	0.19	0.28	0.28
1	0.55	0.55	0.26	0.25

Табела 4. Споредба на SDI_1 и $pSDI_1$ индекси на оштетеност

Резултатите од експерименталниот тест на $pSDI_1$ потврдуваат прецизна детекција и квантификација на меѓукатните оштетувања. Споредбата со SDI укажува на сензитивност на $pSDI_1$ на варијации во распределбата на маси по катови, но разликата меѓу двата индекса е занемарлива.

4.3. Дијагностика на лабораториски модел на традиционална сидана конструкција

Во април, 2013 година во Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС) од Скопје, изработен е лабораториски модел на хипотетички прототип на сидана конструкција за потребите на експериментално верифицирање на методологии за зајакнување на традиционалните сидани конструкции. Во конструктивна смисла лабораторискиот модел претставува модел со армиранобетонска меѓукатна конструкција и армиранобетонски темелни траки, со катност „Пр+1“, со димензии на основата 3.26m x 4.76m и катна висина 1.5m (Сл. 4).

Програмата за тестирање на моделот на вибро-платформата опфаќа неколку фази, имајќи ги во предвид очекуваните информации за динамичкото однесување на објектот-прототип, како и ефективност на современите методологии и материјали за санација на сидани конструкции.

Сеизмичките тестирања на моделот се изведени со временски, фреквентно и амплитудно скалирани записи од три различни регистрирани земјотресни дејства: Петровац, Црна Гора, (1979), Ел Центро, Калифорнија, (1940) и Нортриц, Калифорнија, (1994).

Во Табела 5 прикажана е споредбата меѓу $pSDI$ и SDI индексите на оштетениот модел по тестирањето на вибро-платформа во однос на неоштетениот и подоцна санираниот модел.



Сл. 4. Лабораториски модел на сидана конструкција (Shendova, 2013)

Кат	неоштетен vs. оштетен модел		саниран vs. оштетен модел	
	SDI_1	$pSDI_1$	SDI_1	$pSDI_1$
2	0.20	0.19	0.28	0.28
1	0.55	0.55	0.26	0.25

Табела 5. Споредба на индексите на меѓукатна оштетеност

Резултатите од прикажаниот експериментален тест на $pSDI_1$ -индексот демонстрираат прецизна детекција и квантификација на меѓукатните оштетувања. Сензитивноста на $pSDI_1$ на варијации во распределбата на маси по катови не резултира со значителни отстапувања од вредностите на SDI .

5. ЗАКЛУЧОЦИ

Презентираните истражувања се сконцентрирани на развивање на неконвергентна методологија за прецизна детекција, локализирање и квантифицирање на степенот на оштетувања во конструкциите од високоградбата преку идентификација на еден сет модални параметри (една сопствена фреквенција на вибрирање во одреден правец и соодветната тонова форма). На тој начин се надминати ограничувањата на конвергентните методи. Клучен параметар на предложената методологија за дијагностика на конструкции од високоградбата е индекс на меѓукатни оштетувања ($pSDI$) определен преку пресметана катна псеудо-крутост од прв ред. Во текот на теоретската разработка и аналитичката и експериментална верификација на $pSDI$ -индексот на меѓукатни оштетувања, заклучено е:

- $pSDI$ обезбедува поуздана евалуација на оштетувања на конструкции од високоградбата кога истиот е базиран на идентификацијата на првите сетови модални параметри ($pSDI_1$).
- $pSDI_1$ поседува значителен потенцијал за широка употреба имајќи во предвид дека: (1) Најголемата ефективна модална маса на објектите од високоградбата е компонента на првиот трансляторен тон на вибрација, дефиниран со првиот сет модални параметри во трансляторен правец; и, (2) првиот сет модални параметри во трансляторен правец е често пати единствен сет кој може поуздано да се идентификува;
- $pSDI_{i>1}$ (базиран на идентификација и споредба на сетови модални параметри на повисоките тонови) покажува значително повисок степен на сензитивност на варијации во распределбата на концентрирани маси по катови, а со тоа и помала поузданост.
- Во пресметката на катните крутости на неоштетена и оштетена конструкција со пристапот на катната псеудо-крутост од прв ред, се јавува иста или приближно иста грешка заради сензитивноста на решението на варијациите во распределбата на масите по катови. Во

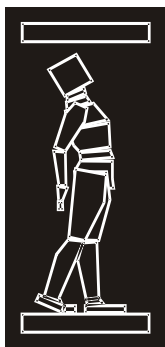
процедурата за пресметка на $pSDI$ грешката во голема мерка или целосно самата себе се поништува, со што крајниот продукт на детекцијата на оштетувања е веродостоен;

- $pSDI_1$ во својата финална математичка форма е зависен само од параметрите на катот од интерес и последниот (највисокиот) кат, избегнувајќи ја зависноста од параметрите на останатите катови, со што е погоден за брза и едноставна контрола на конструктивна оштетеност.
- Со предложената метода за детекција на оштетувања, потребата од конвергентните пристапи е надмината бидејќи е утврдено дека точноста и прецизноста на $pSDI$ не зависи од бројот на идентификувани сетови модални параметри.

Истражуваниот и прикажаниот метод, изведен врз основа на временски синхронизирани регистрации од амбиент вибрации, овозможува дијагностика на моменталната состојба на објектот на високоградба. Првото мерење, извршено на неоштетен објект од високоградбата, е референтно за дефинирање на сите можни последователни состојби на објектот комплементарни со резултатите од накнадните мерења на амбиент вибрации. За практична примена на прикажаниот метод за дијагностика на конструкциите од високоградбата неопходно е да се имаат во предвид следните претпоставки: (1) катните маси на објектот се непроменливи во тек на време (геометриска и тежинска конзервација на маси) и (2) промената на сетовите модални параметри е последица на деградација на крутоста на системот.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Barata J.C.A., Hussein M.S. (2012). “The Moore-Penrose Pseudoinverse: A Tutorial Review of the Theory.” *Brazilian Journal of Physics* 42(1–2): 146–165.
- [2] Doebling S. W., Farrar C. R., Prime M. B. and Shevitz D. W. (1996). “Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: a Literature Review.” Los Alamos National Laboratory report LA-13070-MS.
- [3] Jekikj G. (2016). “Damage Detection of Building Structures through Experimental Identification of One Modal Eigenpair.” Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, PhD Thesis.
- [4] MacAusland R. (2014). “The Moore-Penrose Inverse and Least Squares.” MATH 420: Advanced Topics in Linear Algebra. University of Puget Sound
- [5] Morita K., Teshigawara M. (2006). “Structural Health Monitoring of an Existing 8-Story Building Using Strong Motion Observation Data and Structural Design Data.” *Proceedings of the SPIE 6174, smart structures and materials, sensors and smart structures technologies for civil, mechanical, and aerospace systems*. San Diego, CA. 26 February. pp. 575–583. Bellingham, WA: SPIE.
- [6] National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM) Ministry of Land, Japan, Building Research Institute (BRI), Japan. (2011). “Summary of the Field Survey and Research on The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake (the Great East Japan Earthquake).” Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management No. 647, BRI Research Paper No. 150.
- [7] Penrose R. (1955). “A Generalized Inverse for Matrices.” *Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society* 51(3): 406–413.
- [8] Shendova V. (2013). “IZIIS-RÖFIX Scientific Research Project on Experimental Verification of Inovative Technique for Seismic Retrofitting of Traditional Masonry Building.” Report IZIIS 2013-44.
- [9] Shih H. W. (2009). “Damage Assessment in Structures Using Vibration Characteristic”. Ph.D. thesis, School of Urban Development Queensland University of Technology.
- [10] Wang J.F., Lin C.C., Yen S.M. (2007). “A Story Damage Index of Seismically Excited Buildings Based on Modal Frequency And Mode Shape”. *Engineering Structures* 29(9): 2143–2157.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Зоран МИЛУТИНОВИЌ¹, Радмила ШАЛИЌ²

РЕГИОНАЛНИ ХАРМОНИЗИРАНИ КАРТИ НА СЕИЗМИЧКИ ХАЗАРД

РЕЗИМЕ

Проектот „Хармонизација на картите на сеизмички хазард за земјите од Западен Балкан“ (*BSHAP*) беше финансиран од програмата на НАТО-Наука за мир 7 години со цел изработка на нови карти на сеизмички хазард за земјите од регионот на Западен Балкан со користење на модерни научни пристапи. Главниот резултат на *BSHAP* проектот се новите веројатносни сеизмички хазардни мапи за Западен Балкан, добиени со имплементација на пристапот на порамнета-мрежна сеизмичност. Резултатите се изразени преку максимално хоризонтално забрзување (*PGA*) за повратни периоди од 95 и 475 години согласно барањата на Еврокодот 8. Сеизмичките хазардни мапи добиени како резултат на овој проект преставуваат добра основа за карактеризација на сеизмичкиот хазард на Западниот Балкан. Тие ќе им послужат на државните органи, јавните и приватните институции, агенциите за цивилна заштита, итн., во доменот на урбанистичкото планирање, подготовката за катастрофи и ублажување на сеизмичкиот хазард.

Клучни зборови: BSHAP, Сеизмички хазард, Западен Балкан

Zoran MILUTINOVIC¹, Radmila SALIC³

REGIONAL HARMONISED SEISMIC HAZARD MAPS

SUMMARY

The „Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries Project“ (*BSHAP*) was funded for 7 years by NATO-Science for Peace Program to support the preparation of new seismic hazard maps of the Western Balkan Region using modern scientific tools. The main output of *BSHAP* project is the new probabilistic seismic hazard maps for Western Balkans, obtained by implementation of the smoothed-gridded seismicity approach. The results are expressed in terms of peak horizontal acceleration (*PGA*) for 95 and 475 years return periods aligned with Eurocode 8 requirements. The seismic hazard maps derived in this project are a good basis to characterize the seismic hazard of Western Balkans. They will help the national authorities, public and private institutions, civil emergencies agencies, etc., for urban planning, disaster preparedness, and seismic hazard mitigation.

Keywords: BSHAP, Seismic hazard, Western Balkan.

¹ Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, zoran@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

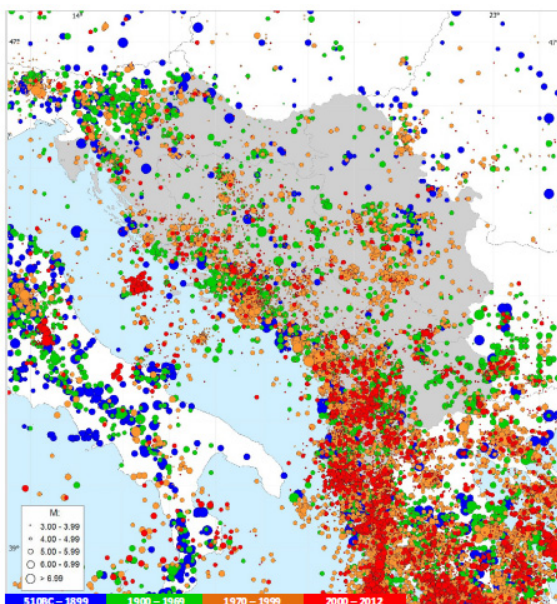
Западниот Балкан претставува сеизмички активен регион кој се карактеризира со значително поголема опасност и ризик од појава на земјотреси во споредба со поголемиот дел од Европа. Националната регулатива за асеизмичко проектирање, оцената на сеизмичкиот ризик, управувањето со ризикот и подобрувањето на сеизмичката безбедност треба да се темелат врз веродостојни мапи на сеизмички hazard. Сепак, постоењето на недоволно густе сеизмолошки мрежи и ограничената меѓу-гранична размена на сеизмолошки податоци ја намалуваат веродостојноста на оцената на сеизмичкиот hazard и управувањето со катастрофи во регионот. Минимизирањето на загубата на човечки животи и материјални добра, социјалните и економските пореметувања од земјотреси воглавно зависи од веродостојноста на оцените на сеизмичкиот hazard. Фактот да важечките прописи за проектирање се ажурирани во раните 1980-ти години од минатиот век (практично во сите земји учеснички) ја нагласува евидентната потреба од ажурирање на овие технички стандарди. Предвидениот логичен чекор во оваа насока беше усогласување со европските стандардите (ЕВРОКОД 8) односно како прв чекор усогласување на мапите на сеизмички hazard.

Проектот „Хармонизација на мапите на сеизмички hazard за земјите од Западен Балкан“ (*BSHAP*) финансиран во рамките на НАТО програмата „Науката за мир и безбедност“ започна во 2007 година и трае се до крајот на 2015 година. Главна цел на проектот беше да се изработат нови усогласени мапи на сеизмички hazard за регионот на Западен Балкан како важен чекор кон подобрување на сеизмичката безбедност и управувањето со сеизмичкиот ризик (<http://www.wbalkanseismicmaps.org/>).

2. ПРЕГЛЕД НА ДОСТИГНУВАЊАТА

На изработката на мапите на сеизмички hazard како крајна цел на проектот му претходеше сеопфатно ажурирање и унифицирање на каталогот на земјотреси, создавање на база на податоци за силни земјотреси, соодветно селектирање на релации за предвидување на движењето на тлото (*GMPE*), компијација на сите релевантни регионални геолошки сознанија како и дефинирање на сеизмо-тектонски модел за подрачјето на Западен Балкан.

2.1. Каталог на земјотреси



Сл. 1. BSHAP каталог (земјотреси со $M_w \geq 3.5$ за периодот 510 п.н.е – 1969 и $M_w \geq 3.0$ за периодот 1970–2012 (*Markusic et al., 2016*))

Еден од поважните резултати на *BSHAP* проектот е ажурираниот регионален каталог на земјотреси (*Markusic et al., 2016*). За таа цел беа евалуирани и компилирани заедно повеќе национални каталози на земјотреси, и тоа на 12 земји од регионот (Албанија, Босна и Херцеговина, Бугарија, Хрватска, Грција, Унгарија, Италија, Црна Гора, Македонија, Романија, Србија и Словенија). Компилираниот каталог е збогатен со земјотреси од глобалните каталози особено за настани со поголеми магнитуди. Каталогот е систематизиран во стандарден унифициран формат на податоци.

BSHAP каталогот на земјотреси (Сл. 1) се однесува на географска површина ограничена со координатите 38.0° – 47.5° N и 12.5° – 24.5° E и вклучува 26,118 земјотреси кои се случиле во регионот во периодот меѓу 510 п.н.е. и 2012 година.

Агенција	Регресиона равенка $M_w = a + bM_L$	Број на настани	Детермин. коефициент, R ²	SD на регресија, s _e
Тирана	$M_w = 1.22 + 0.813M_L$ ^a (0.25) (0.056)	96	0.715	0.256
Подгорица	$M_w = -0.01 + 1.028M_L$ ^a (0.16) (0.033)	75	0.930	0.184
Загреб	$M_w = -0.11 + 1.011M_L$ ^a (0.38) (0.080)	31	0.852	0.229
Белград	$M_w = 0.70 + 0.858M_L$ ^a (0.21) (0.049)	50	0.953	0.182
Скопје	$M_w = 0.56 + 0.913M_L$ ^a (0.48) (0.101)	28	0.773	0.267

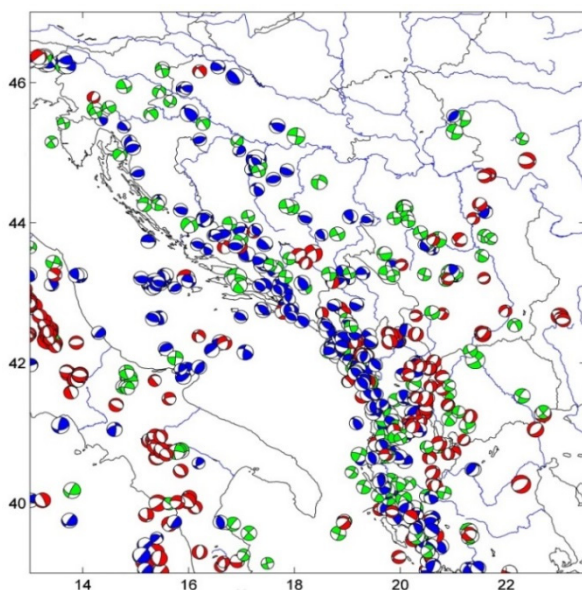
^a Во вторите редови, во заградите се дадени стандардните грешки на регресионите коефициенти.

Табела 1. Емпириски зависности помеѓу момент магнитудата M_w и локалната магнитуда M_L (Markusic et al., 2016).

$M_w \geq$	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
Комплетен од	1982	1978	1965	1945	1900	1850	1605	1280

Табела 2. Интервали на комплетност на *BSHAP* каталогот (Markusic et al., 2016)

2.2. База на податоци на жарични механизми



Сл. 2. *BSHAP* база на податоци на жарични механизми. Сини, црвени и зелени симболи означуваат реверзибилни, нормални и механизми како последица на хоризонтално поместување (Mihaljevic et al., 2017)

Бидејќи главна цел на анализите беше обезбедување на влезни параметри за *PSHA*⁴ односно мапите на сеизмички hazard, променливата M_w беше дефинирана за сите земјотресни настани во *BSHAP* каталогот. Земјотресите во доставените национални каталози беа поврзани со разни магнитудни скали. Поради тоа, беа развиени посебни емпириски врски (Табела 1) меѓу локалната магнитуда M_L со моментната магнитуда M_w за Албанија, Хрватска, Македонија, Црна Гора и Србија.

Во регресионата анализа беа користени парови на податоци прибрани од регионалните и глобалните каталози. Анализирани се и праговите на комплетност на каталогот (Табела 2) и истите се инкорпорирани во сеизмотектонскиот модел развиен во рамките на *BSHAP* проектот. Унифицираниот и ажуриран *BSHAP* каталог е целосно компатибилен со сегашните добро етаблирани европски и светски каталози.

Државите во разледуваниот регион воглавно се наоѓаат во Јадранско-Евроазиската зона на колизија и се карактеризираат со прилично големи разлики во стапките на сеизмичност, тековниот правец на напрегања, стапките на дилатација и последователно, стапките на раседно лизгање. Со цел проучување на доминантниот тектонски режим, создадена е база на податоци за жарични механизми која покрива површина ограничена со координатите 38-48N и 12-24.5E. Базата интегрира 714 механизми за земјотреси со $M_w \geq 4.0$ (Сл. 2) за периодот од 1909 до 2015 година. За таа цел анализирани се 332 земјотреси од страна на учесниците во проектот или се превземени податоци од партнер институциите (ажурирана хрватска база на жарични механизми која е најпрво опишана од страна на Herak et al. (1995) чијашто последна верзија е презентирана од страна на Herak et al. (2016), ажурираната база на жарични механизми за Црна Гора

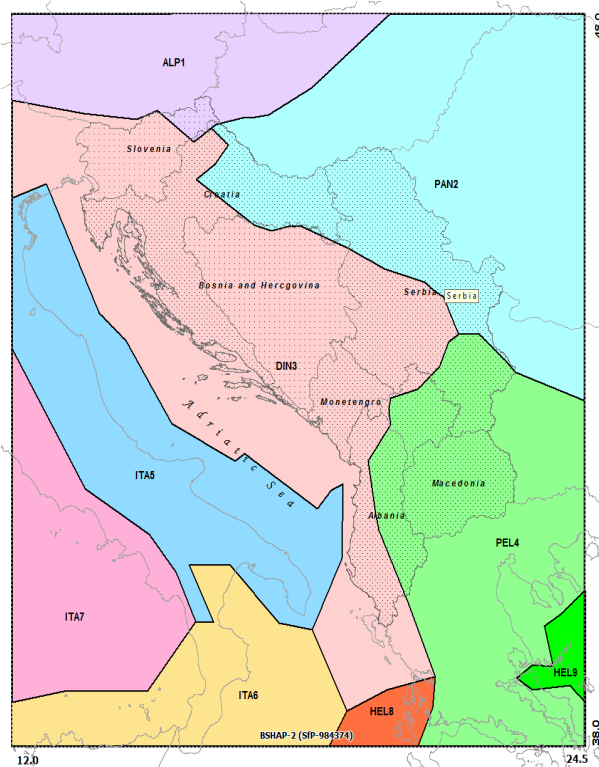
⁴ PSHA: Probabilistic Seismic Hazard Analysis (Веројатносни анализи на сеизмички hazard).

(Kalugerovic, 2015), како и базите на податоци на Сеизмолошкиот завод на Србија и Институтот за гео наука, енергија, вода и човекова средина на Албанија. Сите останати податоци за жаришни механизми беа прибавени од глобални бази на податоци.

Генералниот облик на жаришните механизми укажува на тоа дека повеќето од земјотресите кои се појавиле вдолж брегот на Хрватска, Црна Гора и Албанија се со реверзибилен механизам кој се поврзува со реверзните поместувања во најголемиот дел од надворешните Динариди и Албаниди. Јужните и источните делови на регионот се карактеризираат со тектонска компресија со СЗ-СИ правец и во Ј-С правец во северните и западните делови од брегот. Со оддалечување од брегот кон внатрешноста, активните раседи се јавуваат во форма на раседи со хоризонтално поместување до раседи со косо хоризонтално поместување па дури и како реверзибилни раседи. Ваквата дистрибуција ги одразува движењата на Јадранската плоча кои се во обратен правец од стрелките на часовникот и нејзината компресија во однос на Динаридите. Во Албанидите, границата меѓу нормалното раседнување на исток и реверзното раседнувањето кон запад минува низ централна Албанија. Екстензијата се воочува во источна Албанија и Македонија.

2.3 Карактеризација на сеизмички извори

Добро е познато дека резултатите на сеизмичкиот hazard зависат и од дефиницијата на сеизмичките извори (зони) во рамките на регионот за анализа како и во соседните зони кои имаат влијание на сеизмичноста на разгледуваниот регион. Оттаму, при сеизмотектонското моделирање беше разгледувана поширока површина во рамките на географските координати 12.00-24.50°E и 38.00-48.00°N. При дефинирањето на сеизмотектонските модели, користени се унифицираниот и ажуриран *BSHAP* каталог на земјотреси (Markusic et al., 2016) со истовремено користење на релевантните податоци за геолошката и сеизмотектонската структура на Западниот Балкан како и податоците за напрегања од *BSHAP* базата на податоци за жаришни механизми. Дополнително беа извршени и анализи на чувствителност во прилог на поддршка на финалните оценки на параметерите за дефинираните модели (Mihaljevic et al., 2017).



Сл. 3. Модел на супер зони (SZM) (Mihaljevic et al., 2017)

Моделот на супер зони (SZM) (Сл. 3) се состои од седум поголеми и две помали зони кои се дефинирани врз основа на расположивите сеизмотектонски карактеристики. Целта беше да се избегнат флукуации во параметрите на моделот на повторливост (b-вредност, просечна годишна стапка на појава на земјотреси, итн.) кои вообичаено се присутни кога се работи за помали површини – особено во зони со мала сеизмичност.

Бидејќи *BSHAP* каталогот на земјотреси – за зоните во земјите опфатени со проектот (Сл. 3) во голема мера зависи од глобалните каталози, нивоата на комплетност на каталогот укажуваат на голема временска и просторна варијабилност. Временските интервали на комплетност на каталогот на земјотреси во секоја супер зона се оценети за различна магнитуда на комплетност M_c (Табела 3). Земајќи предвид дека просторната варијабилност на M_c -најмалата вредност на магнитуда при која каталогот

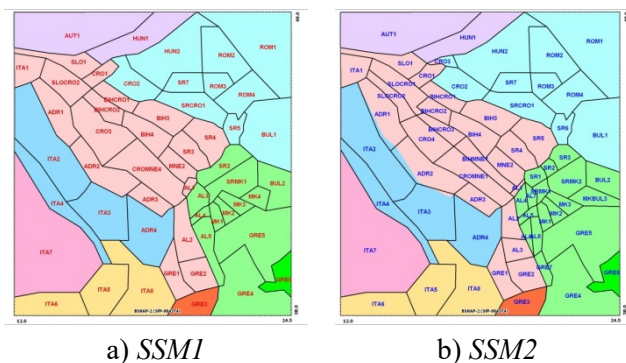
се смета дека ги опфаќа сите сеизмички настани - може да доведе до погрешни резултати во однос на параметрите на повторна појава на сеизмичноста, минималната магнитуда (m_0) за сите супер зони беше усвоена со вредност 4.0.

Комплетност (M_c) / Комп. од година	[4.0, 4.5)	[4.5, 5.0)	[5.0, 5.5)	[5.5, 6.0)	[6.0, 6.5)	6.5, 7.0)	[7.0, 7.5)	[7.5, 8.0)
ALPI	1958	1935	1920	1900	1640	1300	1300	1300
PAN2	1965	1915	1880	1835	1565	1300	1300	1300
DIN3	1965	1955	1905	1830	1600	1400	1250	1100
PEL4	1932	1908	1870	1820	1760	1400	1400	1400
ITA5	1960	1930	1850	1750	1650	1360	1360	1360
ITA6	1945	1910	1895	1840	1780	1650	1650	1650
ITA7	1930	1910	1850	1740	1640	1300	1300	1300
HEL8	1950	1902	1870	1825	1770	1625	1625	1625
HEL9	1975	1960	1940	1908	1590	1300	1300	1300

Табела 3: Комплетност на BSHAP под-каталозите во зависност од магнитудните класи (Mihaljević et al., 2017)

За секоја супер зона, b -вредноста беше пресметана со оценка на максималната веројатност (MLE) која ги зема предвид нееднаквите интервали на комплетност за различен опсег на магнитуди (Weichert, 1980) и MLE постапката развиена од страна на Kijko & Sellevoll (1992, KS-92). Параметрите на повторливост (b , m_{max}) оценети со постапката KS-92 се споредени со релевантните вредности од MLE методата дефинирана од страна на Weichert (1980) (Табела 4), како и со релевантните оценки добиени во рамките на проектот SHARE за модел на површински извори (AS модел, Basili et al. 2013).

За секоја дефинирана зона се земени две алтернативни оценки на b -вредноста: (1) просечната вредност од релевантните оценки изведени со користење на под-каталозите на супер зоните, земајќи ја предвид варијабилната комплетност на магнитудата MLE (Weichert, 1980) и оцените добиени со користење на природот на Kijko & Sellevoll (1992) со истите под-каталози; и (2) $b=1.0$ за сите дефинирани зони, споредливи со AS моделот од проектот SHARE (Giardini et al., 2013).



Сл. 4. Географска поделба на SSM1 и SSM2 зоните и нивна положба во однос на моделот со супер зони (Mihaljević et al., 2017)

	$MLE (M_w \geq 4.0)$				KS-92 ($M_w \geq 4.0$, $R=30km$)		
	# земјот.	b -вредн.	$m_{max,obs}$	m_{max}	# земјот.	b -вредн.	m_{max}
ALPI	11	0.79	6.54	6.75	38	—	—
PAN2	56	0.83	6.50	6.75	197	1.02	6.20
DIN3	1505	1.00	7.37	7.65	1935	1.09	7.98
PEL4	1659	1.16	7.51	7.75	1751	1.02	7.59
ITA5	195	0.68	6.95	7.15	143	1.03	6.84
ITA6	111	0.77	6.95	7.15	250	1.00	7.17
ITA7	35	0.68	6.54	6.75	515	0.98	7.23
HEL8	386	1.10	7.40	7.65	185	1.09	7.55
HEL9	186	1.34	7.16	7.45	391	1.10	7.64

Табела 4: Параметри на повторливост за супер-зоните (Mihaljević et al., 2017)

Додека моделот на супер зони беше развиен со цел одредување статистички стабилни b -вредности, другите параметри од SSC моделот (m_{max} , доминантен стил на раседување и раседни правци) беа оценети за помали површини, преку дефинирање на два алтернативни модели. Моделот на сеизмички извори 1- SSM1 и моделот на сеизмички извори 2 - SSM2 (Слика 4) ги претставуваат локалните тектонски карактеристики и обезбедуваат влезни податоци за процедурата на порамнување во две нивоа (кружна и елипсоидна).

За Западен Балкан, *SSM1* и *SSM2* моделите беа дефинирани врз основа на детални анализи на тектонското податоци, познатите активни раседи, стапките на активност, податоците за случените магнитуди и фокални длабочини. Зоните кои го покриваат соседниот регион (надвор од *BSHAP*) беа дефинирани согласно *SHARE* проектот (*Basili et al., 2013, Giardini et al., 2013*) како и според *Vamvakaris et al., 2013*. Границите на дефинираните зони се воглавно конзистентни со границите на супер-зоните бидејќи b -вредноста оценета за соодветната супер зона е директно имплементирана во зоните на *SSM1* и *SSM2* моделите. За секоја зона се дефинирани површина, максимална случена магнитуда, просечна длабочина на жариштето и сет на сеизмо-тектонски параметри: b -вредност, m_{max} , начин на раседување и агол на раседна рамнина. Со цел дефинирање на тежинските коефициенти поврзани со сеизмотектонските параметри податоците за раседните структури беа групирани согласно со нивниот механизам и медијаните на азимутите на раседните рамнини. Тежинските коефициенти беа пресметани врз основа на измерената должина на (групирани) раседи (*Poljak et al., 2000*). Во *SSM1* и *SSM2* моделите m_{max} за секоја зона беше дефинирана согласно најголемата случена магнитуда во зоната. Земајќи ги предвид непоузданостите поврзани со овој параметер – вклучени се две алтернативни оцени на m_{max} и тоа со додавање на инкременти од 0.25 и 0.5 на најголемата случена магнитуда во секоја зона. Усвоена е претпоставката дека минималната m_{max} вредност во било која зона не може да биде пониска од 6.0 дури и кога најголемата опсервирана магнитуда е многу помала од оваа вредност.

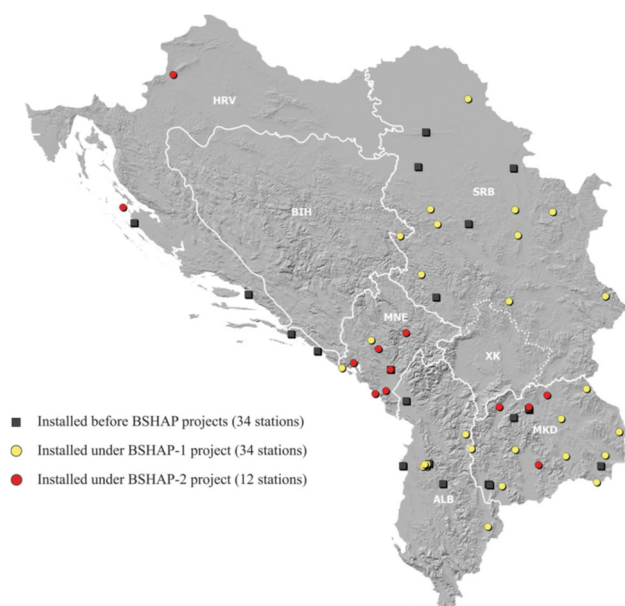
Поради недостаток од доволно поуздани податоци за дефинирање на модел заснован врз раседни структури за регионот опфатен со *BSHAP* проектот, се донесе одлука да во пресметките на сеизмичкиот hazard да се користат модели засновани врз рамнинска сеизмичност. Целиот метод за моделирање на сеизмичноста се темели врз приодот на просторно порамнување (*Frankel et al. 1995, Lapajne et al. 2003*), при што предвидувањето на стапката на идните земјотреси зависи од стапката на случените земјотреси и регионално конзистентните дистрибуции на магнитуда и фреквенција на случување. За порамнување на годишните стапки на појава на земјотрес (λ -мрежа) во секоја ќелија на мрежата се користеше двофазен метод на просторно израмнување. Како поддршка на финалните оцени на некои од параметрите на моделите со влијание на порамнетата стапка на сеизмичност, беа извршени и сетови анализи на чувствителност (*Mihaljević et al., 2017*).

За усвоените *BSHAP* модели за карактеризација на сеизмички извори, епистематските непоузданости поврзани со дефинирањето на моделите на сеизмички извори (непоузданости поврзани со b -вредностите, изборот на *SSM*, максималните магнитуди), типот на порамнување и други избрани параметри се прикажани во шемата на логичкото дрво на Слика 9.

2.4. База на податоци за силни земјотреси

Преку инструментите за регистрација на силни земјотреси кои се набавија во рамките на *BSHAP* проектот значително се зголеми капацитетот на регионалните мрежи. Имено (Слика 5), на териториите на земјите учеснички (Албанија, Хрватска, Македонија, Црна Гора и Србија) беа инсталирани вкупно 46 станици за мерење на силни земјотреси (*Salic et al., 2016*).

Една од главните цели на овој проект беше и обезбедувањето на веродостојна и униформно процесирани база на податоци за силни движења која ги содржи сите достапни регионални податоци. За оваа цел, беа интегрирани сите податоци за силни земјотреси содржани во архивите на албанските, хрватските, македонските, црногорските, српските и словенечките служби (Табела 5 и Табела 6). *BSHAP* базата на податоци за силни земјотреси содржи вкупно 672 трокомпонентални акцелерограми од 358 регистрирани земјотреси (Слика 7) од вкупно 121 станица (Слика 6). По компилирањето на базата на податоци за силни земјотреси, беше оценет квалитетот на записите и притоа некои од регистрациите беа елиминирани од сетот на податоци заради нестандартните грешки (*Douglas, 2003*). Сите регистрации во ново создадената база на податоци се поврзани со земјотресите од *BSHAP* каталогот на земјотреси (*Markusic et al., 2016*) одкаде беа директно усвоени вредностите за момент магнитудата (M_W).



Сл. 5. Географска дистрибуција на дигиталните станици за силни земјотреси инсталиран пред и за време на BSHAP проектот (Salic et al., 2016)

растојание: R_{epi} ; хипоцентралното растојание: R_{hyp} ; Joyner–Boore растојание: R_{JB} ; растојанието од раседот: R_{rup} со користење на постапка опишана во Reference Database for Seismic Ground-motion in Europe (RESOURCE; Akkar et al., 2014a).

Земја	Бр. на записи	M_w	Хипоцент. длабочина (km)	R_{epi} (km)	Период (Година од до)	Бр. на записи користени
Албанија	163	3.70–6.10	0.0–24.0	2.2–500.0	2003–2015	155
Хрватска	3	4.73–5.10	5.2–21.9	55.8–62.1	2003–2005	3
Македонија	37	3.00–5.20	0.0–21.0	11.4–301.3	2013–2014	0
Црна Гора	50	3.07–5.50	0.0–33.0	15.9–180.1	2009–2012	33
Србија	24	3.50–5.50	1.0–15.0	16.9–137.9	2006–2013	3
Словенија ^a	21	2.92–5.64	7.0–18.3	4.0–103.5	1998–2011	1
Вкупно	298	2.92–6.10	0.0–33.00	2.2–500.0	1998–2015	195

^a Словенија не беше учесник во NATO SJP-983054 (BSHAP-1) и NATO SJP-984374 (BSHAP-2) проектите. Податоците се доставени од ARSO (д-р. Малден Живчиќ).

Табела 5. Генерална статистика за дигиталниот дел од BSHAP базата на силни земјотреси (Salic et al., 2016)

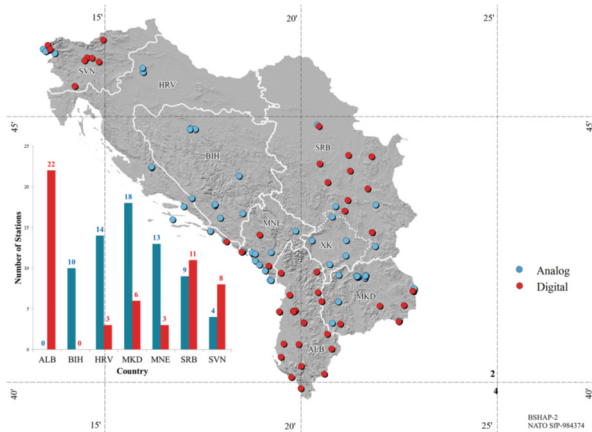
Сите дигитални регистрации во базата на податоци BSHAP беа обработени со униформна методологија за обработка на податоци за елиминирање на шумови со висока и ниска фреквенција. Дигиталните регистрации беа обработени со користење на USDP (Utility Software for Data Processing) (Boore et al. 2011). Аналогните бранови форми беа процесирани со користење на стандардната CALTECH постапка, модифицирана заради користењето на различен тип на опрема за обработка на податоци (Petrovski and Naumovski 1979; Petrovski et al. 1982). Деталите се прикажани во Salic et al. (2016).

Откако беа компилирани податоците за силни земјотреси, базата на податоци беше збогатена со параметри за раседните рамнини врз основа на параметрите за жаришни механизми (FPS) кои беа прибавени од релевантни глобални избори (на пример проектот Global Centroid Moment Tensor) или FPS анализи извршени од страна на службите на земјите учесници во проектот (Mihaljević et al, 2017) со користење на различни програми за обработка (развиени во рамките на институциите или комерцијални). За жал, за повеќето од податоците (64%), во BSHAP базата на податоци се уште не постојат параметри за жаришните механизми. Со користење на M_w вредностите и двојни решенија, стилот на раседување за секој настан беше дефиниран со одредување на P и T аголот како што е дадено кај Boore & Atkinson (2007) како и со мерење на растојанието од изворот до локација (епицентралното

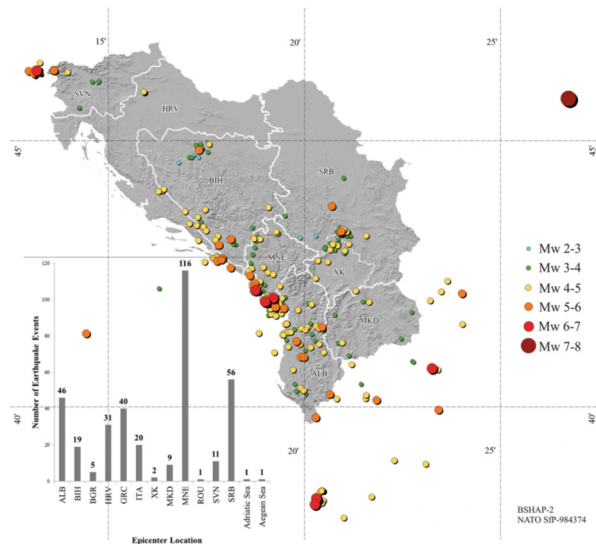
Земја	Бр. на записи	M_w	Хипоцент. длабочина (km)	R_{epi} (km)	Период (Година од до)	Бр. на записи користени
Албанија	1	5.91	5.0	14.8	1998	1
Хрватска	36	3.20–5.99	1.1–16.4	4.6–157.2	1986–1996	19
Македонија ^a	337	2.10–7.40	0.0–94.0	0.9–527.4	1975–1994	235
Вкупно	374	2.10–7.40	0.0–94.0	0.9–527.4	1975–1998	255

^a Доставените податоци од Македонија се однесуваат за териториите на сите поранешни држави на Југославија (По азбучен ред: Босна и Херцеговина, Македонија, Србија, Словенија, Хрватска и Црна Гора).

Табела 6. Генерална статистика за аналогниот дел од BSHAP базата на силни земјотреси (Salic et al., 2016)



Сл. 6. Географска дистрибуција на станиците за силни земјотреси инсталирани на тло поврзани со записите за силни земјотреси во *BSHAP* базата (Salic et al., 2016)



Сл. 7. Географска дистрибуција на земјотресните настани во *BSHAP* базата на силни земјотреси (Salic et al., 2016)

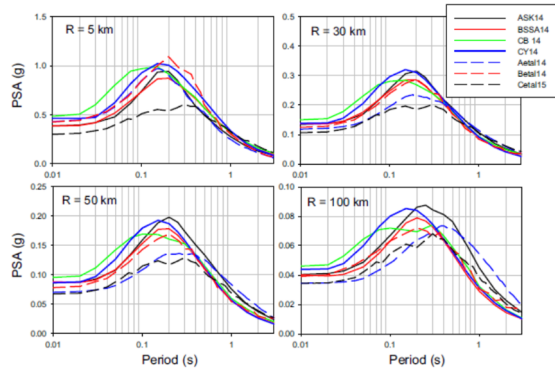
2.5. Селекција на модели на предвидување на движењето на тлото

Ново формираната *BSHAP* база на податоци за силни движења е користена како основа за селектирање на равенките за предвидување на движење на тлото (*GMPE*) кои се потоа употребени во оцената на веројатностниот сеизмички hazard. Селектирањето е извршено преку систематско споредување на параметрите од расположивите регистрации на силни движења со параметрите од глобалните и евро-медитеранските модели кандидати (Salic et al., 2016).

Во создавањето на листа на модели кандидати беа следени инструкциите дадени со најновите светски проекти (*SHARE–Seismic Harmonization in Europe* и *GEM-Global Earthquake Model*, како и добро познатите критериуми предложени од Cotton et al. (2006) и Bommer et al. (2010). Оттаму, сетот на моделите кандидати предложен од страна на работната група на *BSHAP* проектот е сличен на листата предложена од Delavaud et al. (2012) и Stewart et al. (2015) со таа разлика што во оваа студија беа вклучени ажурираните верзии на *NGA-W1* и европските модели (Abrahamson et al., 2014; Boore et al., 2014; Campbell and Bozorgnia, 2014; Chiou and Youngs, 2014; Akkar et al., 2014; Bindi et al., 2014 и Cauzzi et al., 2015).

Од друга страна, обезбедена е сеопфатна методологија за тестирање на применливоста на моделите кандидати за *PSHA* студиите во Западен Балкан кои се темелат врз основа на *BSHAP* базата на податоци за силни движења. Предложениот приод претставува комбинација од методите за анализа на резидуали, евалуација на средните вредности на прадвидувањата и функционалната формана *GMPE* кандидатите, како и ново публикуваните квантитативни компаративни модел-податоци споредбени модели (Scasserra et al., 2009 и Gülerce et al., 2016). Врз основа на дефинираниот приод, четири *GMPE* (2 глобални *NGA-West-2* модели и 2 најнови публикувани европски модели) се селектирани врз основа на однесувањето на сетот на податоци за силни движења *BSHAP*. Според тоа, селектирани се: [BSSA14] Boore et al. (2014), [CY14] Chiou and Youngs (2014), [Aetal14] Akkar et al. (2014a, c,) и [Betall4] Bindi et al. (2014).

Пресметаните комбинирани (*EDR*, *LLH*) тежински фактори се дадени во Табела 7 како и оние усвоени и применети во *PSHA* пресметките. Користената постапка овозможува пресметување на тежинските фактори врз основа на методот *EDR* (Kale & Akkar, 2013) или *LLH* методот (Scherbaum et al., 2009) во кои случаи $LLHi=1$ или $EDRi=1$, соодветно.



Сл. 8. Споредба на средните предвидувања на *GMPE* кандидатите за *EC* класа на тло *A* ($V_{S30} = 800$ m/s, Стил на раседување: *SS*, Магнитуда: $M_W = 7.5$ (*Salic et al., 2016*))

<i>GMPE</i>	Периода	<i>EDR</i> Резултат	<i>LLH</i> Резултат	Ранк (<i>EDR</i>)		Ранк (<i>LLH</i>)		<i>LTW</i> (<i>w</i>)	
				<i>SR</i>	<i>GR</i>	<i>SR</i>	<i>GR</i>	<i>C_d</i>	<i>У_{св.}</i>
<i>BSSA14</i>	<i>PGA</i>	1.485	2.647	2		1		0.28199	0.30
	<i>0.2s</i>	1.500	2.687	1	(1)	1	(1)		
	<i>1.0s</i>	1.275	2.249	1		2			
<i>CY14</i>	<i>PGA</i>	1.425	3.320	1		4		0.25022	0.30
	<i>0.2s</i>	1.439	3.038	1	(1)	4	(4)		
	<i>1.0s</i>	1.256	2.469	1		4			
<i>Aeta14</i>	<i>PGA</i>	1.644	3.227	4		4		0.23516	0.20
	<i>0.2s</i>	1.543	2.878	2	(4)	3	(3)		
	<i>1.0s</i>	1.415	2.289	4		2			
<i>Beta14</i>	<i>PGA</i>	1.641	3.120	4		3		0.23262	0.20
	<i>0.2s</i>	1.777	3.008	4	(4)	4	(3)		
	<i>1.0s</i>	1.261	2.111	1		1			

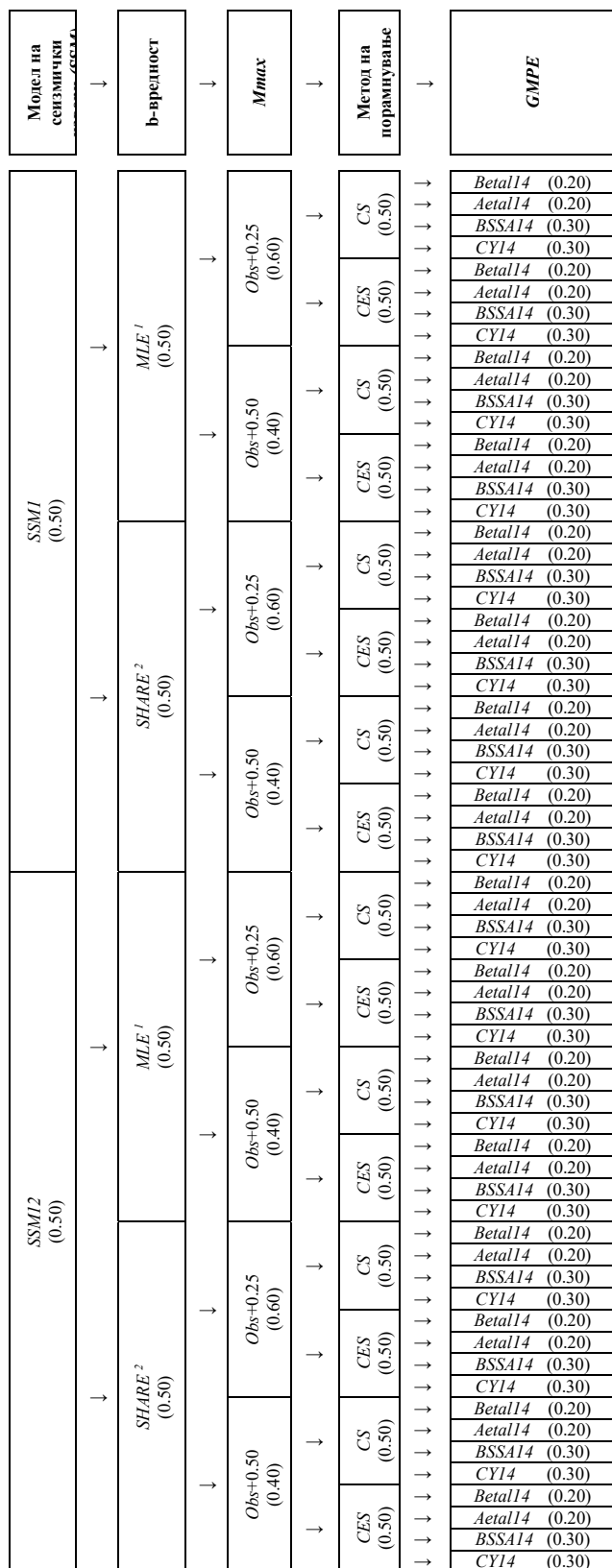
Табела 7. *EDR* и *LLH* резултати на селектираните *GMPE* и пресметаните/усвоени тежински коефициенти за логичкото дрво (*Salic et al., 2016*)

Пресметаните тежински коефициенти за логичкото дрво (Табела 7) одат многу повеќе во прилог на бодовната шема на *EDR* отколку на бодовната шема на *LLH* при што се добиваат поголеми тежински фактори од 0.25-0.28 за *CY14* и *BSSA14*, отколку за *Aeta14* и *Beta14* кои измесуваат ~0.23. Бидејќи *PSHA* анализите даваат можност за инкорпорирање на епистематската непоузданост со користење на пресметаните тежински фактори за логичкото дрво, со консензуално решение тимот на *BSHAP* ги усвои следните тежински фактори: за *CY14* и *BSSA14* тежински фактор од 0.3 во однос на *Aeta14* и *Beta14* на кои им е доделен тежински фактор од 0.2.

2.6. Оцена на сеизмичкиот hazard

Поради недостаток од постоење на доволен број на податоци за дефинирање на модел темелен врз податоци за раседни структури за регионот опфатен со *BSHAP* проектот, одлучено беше пресметките на сеизмичкиот hazard да се темелат на модели засновани врз површинска сеизмичност. Овој тип на моделирање на сеизмичноста се темели врз природот на просторно порамнување (*Frankel et al., 1995, Lapajne et al., 2003*) каде стапката на случување на минатите земјотреси и региононално конзистентните магнитудно фреквентни дистрибуции се користат за предвидување на стапката на случување на идните земјотреси. Методот ја зема предвид просторната варијабилност на стапката на сеизмичност и е посебно погоден за користење во региони каде не постојат доволни податоци за дефинирање и параметризација на раседните структури.

Дефинирана е мрежа од точки со димензии $10\text{ km} \times 10\text{ km}$ за пресметување на сеизмичкиот hazard за регионот дефиниран со $12.0\text{-}24.5E$ и $38.0\text{-}48.0N$. Преку применетата методологија, површинските сеизмички извори се моделирани како сет од мрежни точки вклучени во релевантните *SSM* полигонални зони. Земјотресите со $M_W \geq 4.0$ кои го поминале тестот за комплетност од *BSHAP* каталогот се сумираат во секоја мрежна ќелија. Потоа, се пресметува годишната стапка на појава на земјотреси со помош на методот на максимална веројатност (*Weichert, 1980*) - со користење на *b*-вредноста од соодветната супер зона и бројот на настани во ќелијата – прилагоден според нивоата на комплетност на магнитудата. Понатаму, се користи методот на просторно порамнување со цел да се израмнат годишните стапки на појава на земјотреси во секоја мрежна ќелија (λ -мрежа).



Сл. 9. Шема на логичко дрво користено во пресметките на сеизмичкиот hazard. Тежинските коефициенти се дадени во загради (*Kuka et al., 2017*)

¹⁾ Средна вредност од *Weichert* и *KS-92 MLE*, ²⁾ *AS* означува површински модел на *SHARE*.

Најпрвин се применува дводимензионалното изотропно гаусово порамнување (*Frankel, 1995*), во понатамошниот текст кружно порамнување (*CS*). Во втора фаза, се применува раседното ориентирано порамнување (*Lapajne et al., 2003*), во понатамошниот текст елиптично порамнување (*ES*) кое преку параметарска дефиниција на сеизмотектонските податоци за релевантните сеизмички зони *SSM1* и *SSM2* (предоминантни правци и типови на раседни структури, максималната магнитуда m_{max}) се врши второстепено порамнување на λ -мрежата.

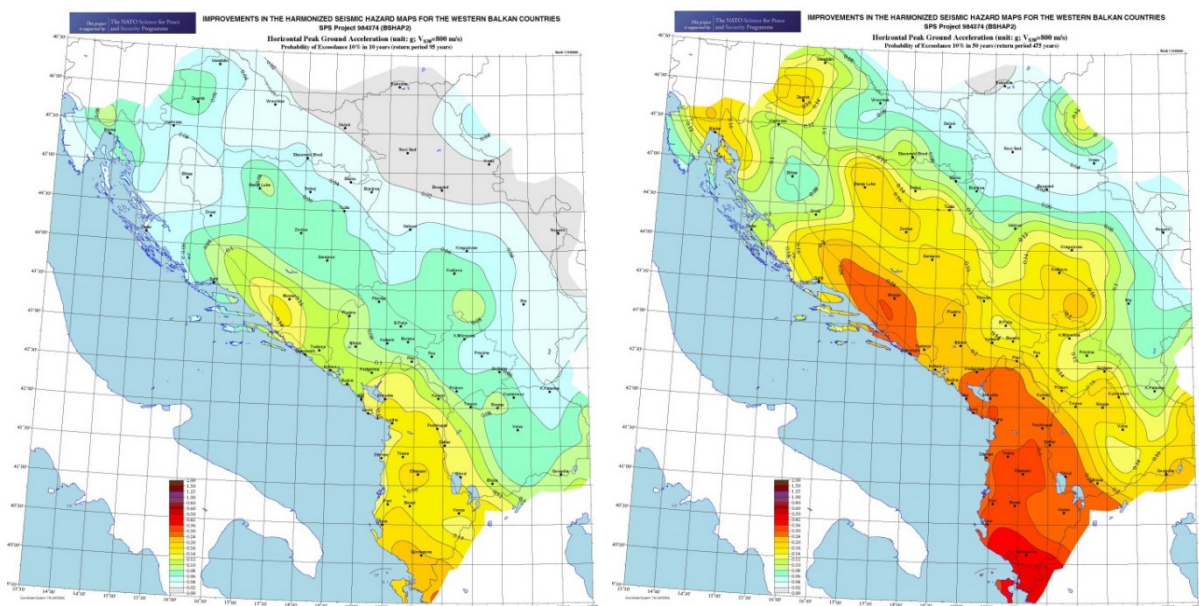
PSHA студиите укажуваат на тоа дека изборот на методите за порамнување на сеизмичноста има значително влијание врз оценката на сеизмички hazard. За оцена на ефектите од просторното порамнување, истражувани се алтернативни методи за порамнување на сеизмичноста. Врз основа на резултатите од анализите на чувствителност, беше одлучено да се користи кружно просторно порамнување (*CS*) со корелациско растојание од 30 km, како и комбинација на кружно и елиптично порамнување кое воедно ги зема во предвид и правците на раседните структури врз основа на расположивите сеизмотектонски податоци. Методите на просторно порамнување се земаат како гранка во структурата на логичкото дрво преку што се инкорпорираат епистематските непоузданости поврзани со моделот на сеизмичките извори. Во анализите е усвоен ист тежински фактор од 0.5 за двата метода на порамнување (*CS* и *CES*).

Јасно е дека предисториските и историските земјотреси во секоја сеизмичка зона ја дефинираат долната граница на m_{max} . Односно, m_{max} мора да биде најмалку голема колку и најголемиот опсервиран земјотрес. Сепак, не можеме со сигурност да знаеме дали најголемиот опсервиран земјотрес е и најголемиот можен земјотрес. Несигурноста во определувањето на m_{max} ја претставивме преку доделување на исти тежински коефициенти поврзани со две алтернативни оценки на m_{max} . За секоја сеизмичка зона, беа земени во предвид две алтернативни оценки со додавање на инкремент на m_{max} од 0.25 и 0.50 магнитудни единици.

За дефинитивната дистрибуција на вредностите на hazardните мапи за Западен Балкан беше проектирано логичко дрво со 64 ограноци (Слика 9) преку користење на моделот на површинска сеизмичност. Логичкото дрво вклучува два модели на сеизмички извори (*SSM1* и *SSM2*), две алтернативни оценки за *b*-вредноста, две алтернативни оценки на максимална магнитуда за секоја сеизмичка зона, два алтернативни алгоритми за порамнување на сеизмичките стапки на активност (*CS* со корелационо растојание од 30 km и *CS+CES*) и четири *GMPE* (*Aet114*, *Bet114*, *BSSA14* и *CY14*) за предвидување на параметрите на движење на тлото. Пресметувањето на hazardот за секоја гранка од логичкото е извршено со користење на компјутерскиот програм *OHAZ* (Zabukovec, Kuka et al., 2007), развиен заеднички од страна на *ARSO* (Словенија) и *IGEW* (Албанија), а во поново време ажуриран и подобрен од страна на *Kuka* (*OHAZ 2015*) за исполнување на барањата во рамките на *BSHAP* проектот.

Оцената на сеизмичкиот hazard е извршена за услови на цврста карпа, со брзина на ширење на брановите на смолкнување од 800 m/sec во горните 30 m од тлото. Врз основа на резултатите за hazardот добиени со горе наведената постапка, беа развиени веројатносни мапи на сеизмички hazard кои ја карактеризираат просторната варијабилност на максималното забрзување на тлото (*PGA*).

Во согласност со *EC8* стандардите, сеизмичкиот hazard беше пресметан за два карактеристични повратни периоди: 95 (Слика 10a) и 475 (Слика 10б) години, кои одговараат на веројатности за надминување од 10% во 10 години и 10% во 50 години, соодветно.



а) За повратен период од 95 години (10% веројатност од надминување во 10 години) б) За повратен период од 475 години (10% веројатност од надминување во 50 години)

Сл. 10. Мапи на сеизмички hazard за Западен Балкан изразени преку параметарот максимално забрзување на тлото (*PGA*) за *VS30* услови на тлото од 800 m/s (Kuka et al., 2017).

3. ЗАКЛУЧОК

Главен резултат на *BSHAP* проектот се новите веројатносни мапи на сеизмички hazard за Западен Балкан (Слика 10) добиени со примена на методот на порамнета сеизмичност. Тие се изработени врз основа на новиот *BSHAP* каталог на земјотреси, селектираните *GMPE* и развиениот сеизмотектонски модел. Во пресметките на сеизмичкиот hazard е користен апаратот на логичко дрво претставен со 64 гранки преку кои се инкорпорирани епистематските непоузданости поврзани со формулирањето на моделот на сеизмичките извори како и селектираните *GMPE* за предвидување на движењето на тлото. Резултатите се изразени преку максимално хоризонтално забрзување на тлото (*PGA*) за повратен период од 95 и 475 години. Оценката е извршена за услови

на стена со просечна брзина на ширење на трансверзалните бранови $V_s \geq 800$ m/sec за горните 30 метри на тлото (класифицирана како почва од типот А според дефинициите за почва во Еврокодот 8). Оттука, добиените резултати се во потполна согласност со барањата на европските стандарди за сеизмичко реонирање и асеизмичко проектирање. Мапите на сеизмичкиот hazard развиени преку овој проект претставуваат добра основа за карактеризирање на сеизмичкиот hazard на Западниот Балкан. Истите ќе им помогнат на националните власти, јавните и приватните институции, агенциите за вонредни состојби итн. во урбаното планирање, подготвеност за катастрофи како и ублажување на сеизмичкиот ризик.

4. БЛАГОДАРНОСТ

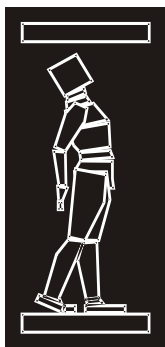
Овој проект беше финансиран преку *NATO* програмата „Наука за мир и безбедност“ под наслов „Хармонизирани мапи на сеизмички hazard за земјите во Западен Балкан“ (*NATO SpS* 983054 и 984374). Учесниците во овој проект ја изразуваат својата благодарност кон сите партнер институции за обезбедувањето на неопходните податоци и нивниот позитивен однос, несебична соработка и постојана поддршка. Исто така, тимот на BSHAP проектот се заблагодарува на *NATO SpS* одделот за распознавање на неопходноста од реализацијата на овој проект за кој сметаме дека во потполност ги исполни очекувањата и барањата од аспект на научни, технички и сеопфатни достигнувања.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Abrahamson NA, Silva WJ, Kamai R (2014) Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. *Earthq Spectra* 30(3):1025–1055.
- [2] Akkar S, Sandikkaya MA, Senyurt M, Sisi AA, Ay BO, Traversa P, Douglas J, Cotton F, Luzi L, Hernandez B, Godey S (2014a) Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE), B. *Earthq Eng* 12:311–339.
- [3] Basili, R., V. Kastelic, M.B. Demircioglu, D. Garcia Moreno, E.S. Nemser, P. Petricca, S.P. Sboras, G.M. Besana-Ostman, J. Cabral, T. Camelbeeck, R. Caputo, L. Danciu, H. Domac, J. Fonseca, J. García-Mayordomo, D. Giardini, B. Glavatovic, L. Gulen, Y. Ince, S. Pavlides, K. Sesetyan, G. Tarabusi, M. M. Tiberti, M. Utkucu, G. Valensise, K. Vanneste, S. Vilanova and J. Wössner (2013). The European Database of Seismogenic Faults (EDSF) compiled in the framework of the Project SHARE. <http://diss.rm.ingv.it/share-edsf/>, DOI: 10.6092/INGV.IT-SHARE-EDSF.
- [4] Bindi D, Massa M, Luzi L, Ameri G, Pacor F, Puglia R, Augliera P (2014) Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5 %-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. *Bull Earthq Eng* 12(1):391–430. doi:10.1007/s10518-013-9525-5.
- [5] Bommer JJ, Douglas J, Scherbaum F, Cotton F, Bungum H, Fah D (2010) On the selection of ground-motion prediction equations for seismic hazard analysis. *Seismol Res Lett* 81:783–793.
- [6] Boore DM, Kale O, Akkar S (2011) Utility software for data processing (USDP). <http://web.boun.edu.tr/sinan.akkar/usdp1.html>.
- [7] Boore DM, Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5 %-damped PSA for shallow crustal Earthquakes. *Earthq Spectra* 30(3):1057–1085. doi:10.1193/070113EQS184M.
- [8] Boore M, Atkinson GM (2007) Boore–Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters. In: PEER Report 2007/01. Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- [9] Campbell KW, Bozorgnia Y (2014) NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5 %-damped linear acceleration response spectra. *Earthq Spectra* 30(3):1087–1115. doi:10.1193/062913EQS175M.
- [10] Cauzzi C, Faccioli E, Vanini M, Bianchini A (2015) Updated predictive equations for broadband (0.01–10 s) horizontal response spectra and peak ground motions, based on a global dataset of

- digital acceleration records. *Bull Earthq Eng* 13(6):1587–1612. doi:10.1007/s10518-014-9685-y.
- [11] Chiou BS-J, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthq Spectra* 30(3):1117–1153. doi:10.1193/072813EQS219M.
- [12] Cotton F, Scherbaum F, Bommer JJ, Bungum H (2006) Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: application to Central Europe and rock sites. *J Seismol* 10:137–156.
- [13] Delavaud E, Cotton F, Akkar S, Scherbaum F, Danciu L, Beauval C, Drouet S, Douglas J, Basili R, Sandikkaya A, Segou M, Faccioli E, Theodoulidis N (2012) Toward a ground-motion logic tree for probabilistic seismic hazard assessment in Europe. *J Seismol* 16(3):451–473.
- [14] Douglas J (2003) Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth Sci Rev* 61:43–140.
- [15] Frankel, A. (1995). Mapping seismic hazard in the central and eastern United States, *Seismological Research Letters*, Vol. 66, No. 4, July–August 1995, 8–21.
- [16] Giardini, D., J. Woessner, L. Danciu, H. Crowley, F. Cotton, G. Grünthal, R. Pinho, G. Valensise, S. Akkar, R. Arvidsson, R. Basili, T. Cameelbeeck, A. Campos-Costa, J. Douglas, M.B. Demircioglu, M. Erdik, J. Fonseca, B. Glavatovic, C. Lindholm, K. Makropoulos, C. Meletti, R. Musson, K. Pitilakis, K. Sesetyan, D. Stromeyer, M. Stucchi and A. Rovida (2013). Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE): Online Data Resource, DOI: 10.12686/SED-00000001-SHARE.
- [17] Gulerce Z, Kargioglu B, Abrahamson NA (2016) Turkey-adjusted NGA-W1 horizontal ground motion prediction models. *Earthq Spectra* 32(1):75–100. doi:10.1193/022714EQS034M.
- [18] Herak M., D. Herak and S. Markušić (1995). Fault-plane solutions for earthquakes (1956-1995) in Croatia and neighbouring regions. *Geofizika*, 12, 43-56.
- [19] Herak, M., D. Herak, I. Dasović (2016). Fault-plane solutions and stress orientation in the greater region of Northern and Central Dinarides. 35th General Assembly of the European Seismological Commission. Trieste, Italy, 4-11 September 2016.
- [20] Kaluđerovic N., (2015): Focal mechanisms and tectonic stress in Montenegro. 4th NATO Project No 984374 Meeting. Podgorica, Montenegro, 26-27 March 2015.
- [21] Kale O, Akkar S (2013) A new perspective for selecting and ranking ground-motion prediction equations (GMPEs): the euclidian distance-based ranking method. *Bull Seismol Soc Am* 103(2A):1069–1084.
- [22] Kijko A. and M.A. Sellevoll (1992). Estimation of earthquake hazard parameters from incomplete data files. Part II: incorporation of magnitude heterogeneity. *Bull Seismol Soc Am*, 82(1):120–134.
- [23] Kuka, N., Gülerce Z., Milutinović Z., Mihaljević J., Šalić, R., Duni L, Markušić, S., Kovačević S., Probabilistic Seismic Hazard Assessment for Western Balkans, in preparation for *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- [24] Lapajne, J.K., B. Šket Motnikar and P. Zupančič (2003). Probabilistic Seismic Hazard Assessment Methodology for Distributed Seismicity. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93, No. 6, 2502-2515.
- [25] Lapajne, J. K., B. Sket Motnikar, B. Zabukovec & P. Zupancic (1997). Spatially-smoothed seismicity modelling of seismic hazard in Slovenia“, *Journal of Seismology*, Vol. 1, No. 1, 73-85.
- [26] Markusic S, Gulerce Z, Kuka N, Duni L, Ivancic I, Radovanovic S, Glavatovic B, Milutinovic Z, Akkar S, Kovacevic S, Mihaljevic J, Salic R (2016) An updated and unified earthquake catalogue for the Western Balkan Region. *Bull Earthq Eng* 14(2):321–343. doi:10.1007/s10518-015-9833-z.

- [27] Mihaljevic, J., P. Zupancic, N. Kuka, N. Kaludjerovic, R. Koci, S. Markusic, R. Salic, E. Dushi, E. Begu, Ll. Duni, M. Zivcic, S. Kovacevic, I. Ivancic, V. Kovacevic, Z. Milutinovic, M. Vakilinezhad, T. Fikret and Z. Gulerce (2017). BSHAP Seismic Source Characterization Models for the Western Balkan Region, *Bulletin of Earthquake Engineering*, *Bulletin of Earthquake Engineering* (Accepted for publication).
- [28] Petrovski D, Naumovski N (1979) Processing of strong motion accelerograms, Part I-Analytical methods. IZIIS Publication No. 66. Skopje, November 1979.
- [29] Petrovski D, Naumovski N, Stamatovska S (1982) Processing of strong motion accelerograms, Part II Computer programs. IZIIS Publication No. 69. Skopje, April 1982.
- [30] Poljak M., P. Zupančič, J.K. Lapajne and B. Šket Motnikar (2000). Seismotectonic Input for Spatially Smoothed Seismicity Approach. *Proceedings of Seismicity Modelling in seismic Hazard Mapping Workshop*, Poljče, Slovenia.
- [31] Salic, R., Sandikkaya, M.A., Milutinovic, Z., Gulerce, Z., Duni, Ll., Kovacevic, V., Markusic, S., Mihaljevic, J., Kuka, N., Kaludjerovic, N., Kotur, N., Krmpotic, S., Kuk, K., and Stanko, D. (2016). BSHAP Project Strong Ground Motion Database and Selection of Suitable Ground Motion Models for the Western Balkan Region, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-016-9950-3.
- [32] Salic, R., Sandikkaya, M.A., Milutinovic, Z., Gulerce, Z., Duni, Ll., Kovacevic, V., Markusic, S., Mihaljevic, J., Kuka, N., Kaludjerovic, N., Kotur, N., Krmpotic, S., Kuk, K., and Stanko, D. (2017). Reply to “Comment to BSHAP project strong ground motion database and selection of suitable ground motion models for the Western Balkan Region” by Carlo Cauzzi and Ezio Faccioli, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-017-0095-9.
- [33] Scassera G, Stewart J, Bazzurro P, Lanzo G, Mollaioli F (2009) A comparison of NGA ground-motion prediction equations to Italian data. *Bull Seismol Soc Am* 99(5):2961–2978.
- [34] Scherbaum F, Delavaud E, Riggelsen E (2009) Model selection in seismic hazard analysis: an information theoretic perspective. *Bull Seismol Soc Am* 99(6):3234–3247.
- [35] Stewart JP, Douglas J, Javanbarg M, Abrahamson NA, Bozorgnia Y, Boore DM, Campbell KW, Delavaud E, Erdik M, Stafford PJ (2015) Selection of ground motion prediction equations for the Global Earthquake Model. *Earthq Spectra* 31(1):19–45. doi:10.1193/013013EQS017M.
- [36] Vamvakaris, D. A., C.B. Papazachos, C Papaioannou, E.M. Scordilis and G.F. Karakaisis (2013). A detailed seismic zonation model for shallow earthquakes in the broader Aegean area. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 1, 6719–6784, DOI:10.5194/nhessd-1-6719-2013.
- [37] Weichert, D.H. (1980). Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes, *Bull. Seism. Soc. Am.* 70, 1337-1346.
- [38] Zabukovec, B., Kuka, N., Sostaric, M., Motnikar, B. S., Suler, T. (2007). OHAZ: Computer Program for Seismic Hazard Calculation, User Manual, Environmental Agency of Slovenia and Institute of Seismology of Albania, 65p.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Емил КОЧОВСКИ¹, Елена ПОПОВСКА², Љупче КОЛЕВ³, Денис ПОПОВСКИ⁴

ПОГОН ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДУЛАРНО ДОМУВАЊЕ

РЕЗИМЕ

Проектирањето на Погонот за производство на модуларни елементи за домување е направен во склоп на истражување за развој во правец на модуларно домување и производство на префабриката за градежништво. Како дел од предизвиците при проектирањето се јавуваат: контрола на материјал и димензионална контрола на постоечки решеткасти носачи, димензионална и контрола на носивост на греди од постоечки мостни кранови од 25т и 10т, димензионирање на крански греди за мостни кранови 25т и 10т, избор на оптимална диспозиција на постоечки елементи имајќи ги на ум сите претходно разработени потреби на производниот процес како и план за фазно проширување на конструкцијата. Конструирањето на конструкцијата поминува низ сите фази потребни за потврда за носивоста и употребливоста на постоечките и новопредвидените елементи од конструкцијата. Како продукт од конструирањето е добиена 4 бродна хала со распони 16м+20м+20м+16м која во подолжен правец е поделена на 3 дилатирани целини составени од 5 модули од 12м, вкупната должина на халата изнесува 180м.

Клучни зборови: мостни кранови, крански греди, фазно проширување, оптимална диспозиција

Emil KOCOVSKI¹, Elena POPOVSKA², Ljupce KOLEV³, Denis POPOVSKI⁴

MANUFACTURING PLANT FOR MODULAR HOUSING

SUMMARY

The design of the manufacturing plant for modular housing is a part of the future development research on the subject of modular housing and offsite production plants. Challenges during design stages include but are not limited to: material and dimensional control of pre-assembled truss girders, design control of 25t and 10t bridge cranes, design of runway girders for 25t and 10t bridge cranes, designing an optimal disposition of pre-premade elements while taking into account the needs of the production process, production planning for phase expansion etc. The design goes thru all the stages needed to confirm the load bearing capacity of the existing and newly designed elements. The final design is a 4 span frame with 16m+20m+20m+16m spans. In the longitudinal direction the hall is divided in 3 separate sections composed of five 12m spans, for a full length of 180m. Every span of the manufacturing plant is a production lane that is serviced by either a 10t or a 25t bridge crane.

Key words: bridge cranes, runway girder, phase planning, optimal disposition

¹ Head of design department, BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, emil.kocovski@zikol.com.mk

² BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, elena.popovska@zikol.com.mk

³ Project manager, BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, ljupce.kolev@zikol.com.mk

⁴ Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. ПРОЕКТНА ПРОГРАМА

Потребите на објектот произлегуваат од неговата намена. Конкретно разработуваниот објект е дел од поголемо развојно планирање и истражување на тема модулarno домување и производство на префабрикации за потребите на градежништвото. Во кратки црти концептот на производството е “производна лента” составена од станици за работа по фази. Планирани се 6 “производни ленти” во подолжен правец на објектот. Оптималниот потребен распон за исполнување на ова барање е 20m од каде и произлегува главниот распон на објектот (2x20m). За пред производство и дотур на производи и полу-производи се користат подолжните анекси од објектот и истите ги сервисираат главните “производни ленти” (2x16m). За ефикасност и поедноставување на подолжниот и попречниот транспорт во објектот се предвидени мостни кранови со различна носивост, 2x25t во секој од главните распони и 2x10t во секој од анексите. Распоните во подолжен правец се дефинирани делумно од потребите на производството (трансфер помеѓу распони, дотур на материјали и префабрикации), делумно според потребите за оптимално искористување на постоечки конструктивни елементи предвидени да се искористат при градењето на објектот. Почетна точка за дефинирање на висината на објектот како и висините на поставување на мостните кранови е извршување на целосна симулација на производниот процес, која во комбинација со капацитетот на носивост на веќе дефинираните елементи кои треба да се искористат резултира во усвоените минимални слободни висини од 8.0m и 12.0m во анексите и главните распони соодветно.

Како постоечки елементи кои треба да се искористат при проектирањето се јавуваат:

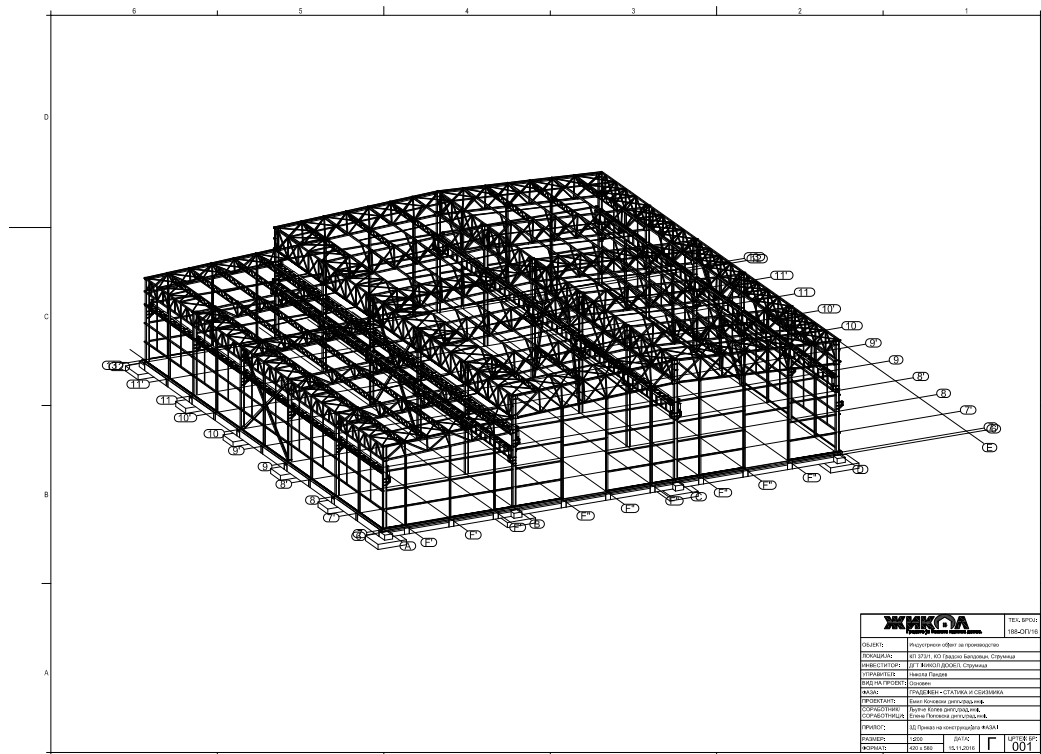
- Решетки со статичка висина 2750mm, паралелни појаси челични кутијести профили []120.120.5, исполна составена од вертикали и “X” дијагонали од челични кутијести профили []80.80.3. Распонот на решетките пред потребните модификации е 16m. Квалитетот на челикот е замена за С.0361/S 235. Квалитетот на материјалот е добиен од декларација на производителот, димензиите се добиени со димензионална контрола, дебелините на елементите се добиени со мерење со ултразвучен мерач на дебелини,
- Столбови HEA400 со просечна должина од 8m кои Инвеститорот ги има на залиха,
- Двогредни мостни кранови со распон од 19m и носивост од 25t (извршена целосна контрола на носивост, според димензии на елементи добиени од димензионална контрола на сите елементи од склоповите, поради нецелосни податоци при набавка),

Обемот на работата, разгледувајќи ги конструкцијата (објектот) и самиот процес на производство поставува барање за фазна изведба на работите, односно фазно проширување на производството. Оваа позиција е детално разработена со планирањето на развојот на процесот на производство.

2. ДИСПОЗИЦИОНО РЕШЕНИЕ ПО ФАЗИ

2.1 Прва фаза

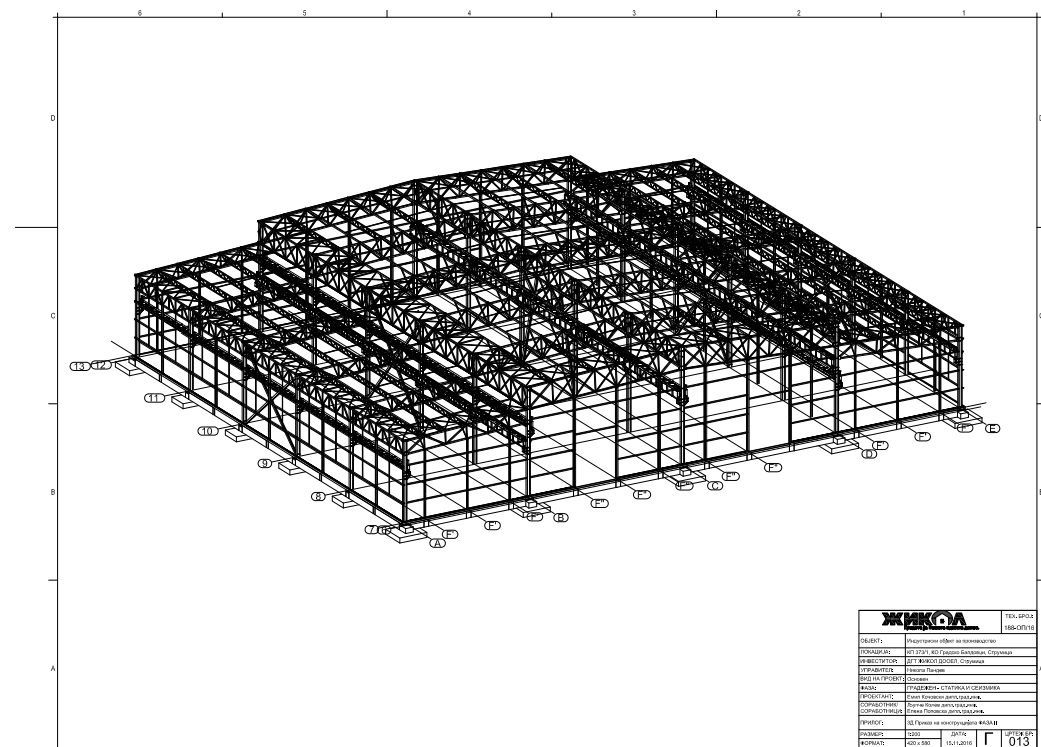
Во првата фаза на изведба конструкцијата е проектирана со еден анекс и два главни распони $16m+20m+20m=56m$ во попречен правец, подолжно е предвидено да се изведе една дилатациона целина $5x12m=60m$. Во оваа фаза е предвидено во подолжен правец да оперираат по еден кран во секој од распоните, вкупно еден мостен кран со капацитет од 10t во анексот и два мостни кранови со капацитет од 25t во главните распони. Фасадната конструкција на челните фасади, како и фасадната конструкција на една од подолжните фасади се третираат како привремени и истите во наредните фази, втора и трета, ќе бидат дислоцирани. Поставеноста на рожниците од кровната рамнина е диктирана од веќе постоечките решетки кои е предвидено да се настават од 16m за да го задволат проектираниот главен распон од 20m, истата изнесува 2750mm. Главните носачи се оптимално поставени според капацитетот на постоечките елементи. Кранските греди по кои се предвидува движењето на мостните кранови се анализирани како прости греди на распон од 12m, при што сите хоризонтални натоварувања кои се јавуваат како последица на користење на мостните кранови се анализирани да бидат примени од спрег против бочни удари каде еден појас е горниот појас на кранската греда а како втор појас се јавува дополнителен топовалан U профил, освен на централниот столб каде од двете страни на иста висина се движат 25t мостни кранови, на оваа позиција кранските греди се поврзани со решеткаста исполна.



Слика 1. 3D приказ на конструктивниот систем во прва фаза

2.2 Втора фаза

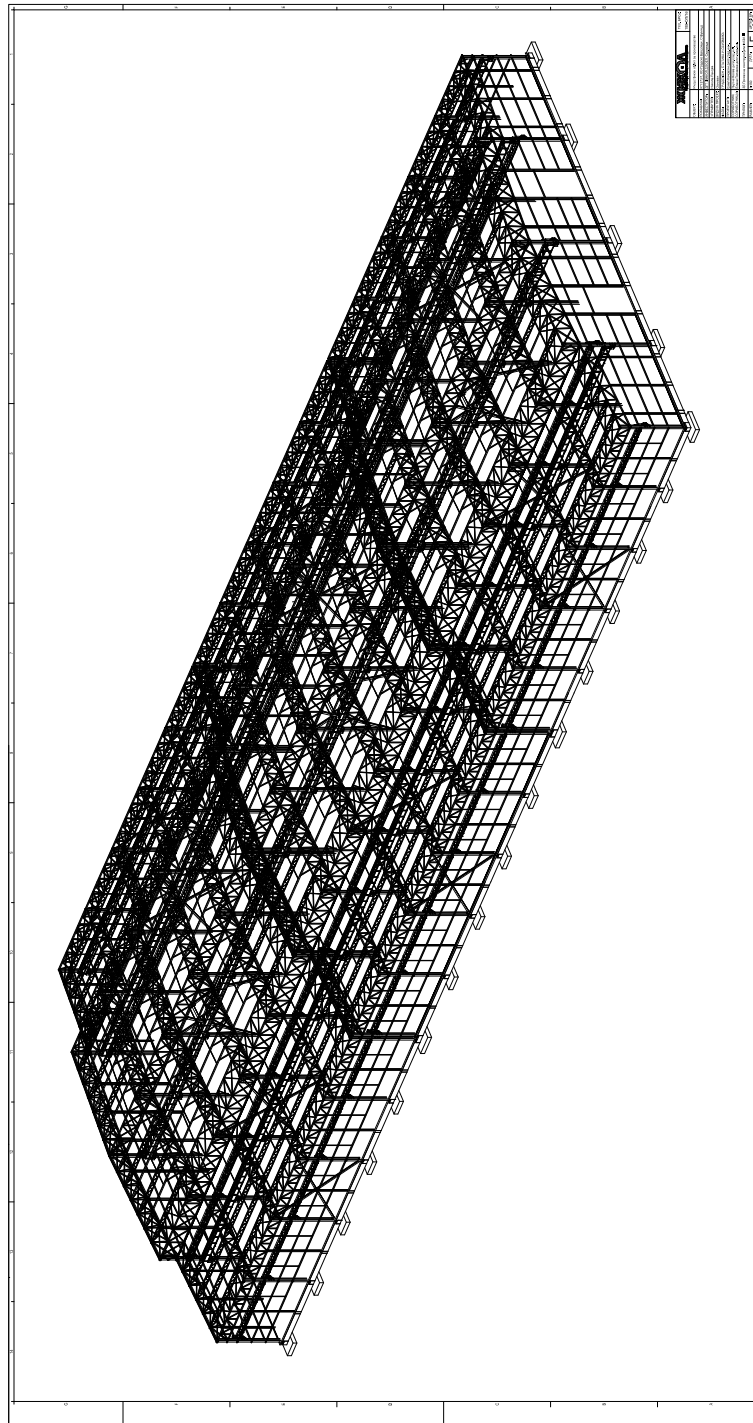
Во втората фаза на изведба конструкцијата е проектирана со додавање на последниот распон (анкес) 16m, со што целосно се комплетира попречната должина $16m+20m+20m+16m=72m$ и првиот дилатационен сегмент на објектот. Додавањето на последниот распон предвидува додавање на уште еден мостен кран со капацитет од 10t што ќе дејствува во истиот. Втората фаза е разработена во нов математички модел преку кој се потврдени веќе дефинираните елементи од првата фаза и се исконтролирани новите елементи со кои се дополнува објектот.



Слика 2. 3D приказ на конструктивниот систем во втора фаза

2.3 Трета фаза

Во третата фаза на изведба конструкцијата се додаваат останатите две дилатациони целини од објектот, со што се добива вкупната (осовинска) должина на конструкцијата од $3 \times 60\text{m} = 180\text{m}$. Во оваа фаза се додаваат дополнителните мостни кранови кои се потребни за сервисирање на целокупниот процес на производство, по целата должина на објектот. Односно, се додава мостен кран со капацитет од 25t (10t) во соодветните распони. Како напомена за оваа фаза од проектирањето е фактот дека технолошкиот процес на производство не предвидува заедничко работење на крановите, односно не постои ситуација во техноплошкиот процес кога мостните кранови во еден од од распоните ќе треба заеднички (тандем) да подигаат и поместуваат товари, истото важи и за крановите од соседните распони, односно не постои ситуација во технолошкиот процес во која два крана од соседни распони би работеле на иста позиција (тандем или засебно).

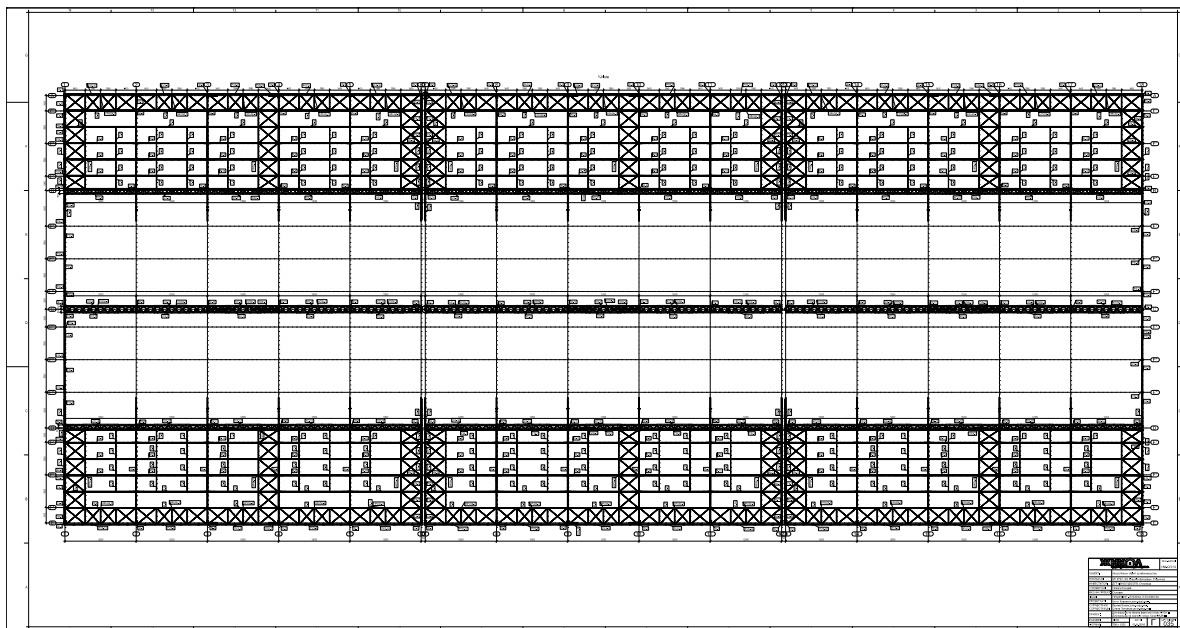


Слика 3. 3D приказ на конструктивниот систем во трета фаза

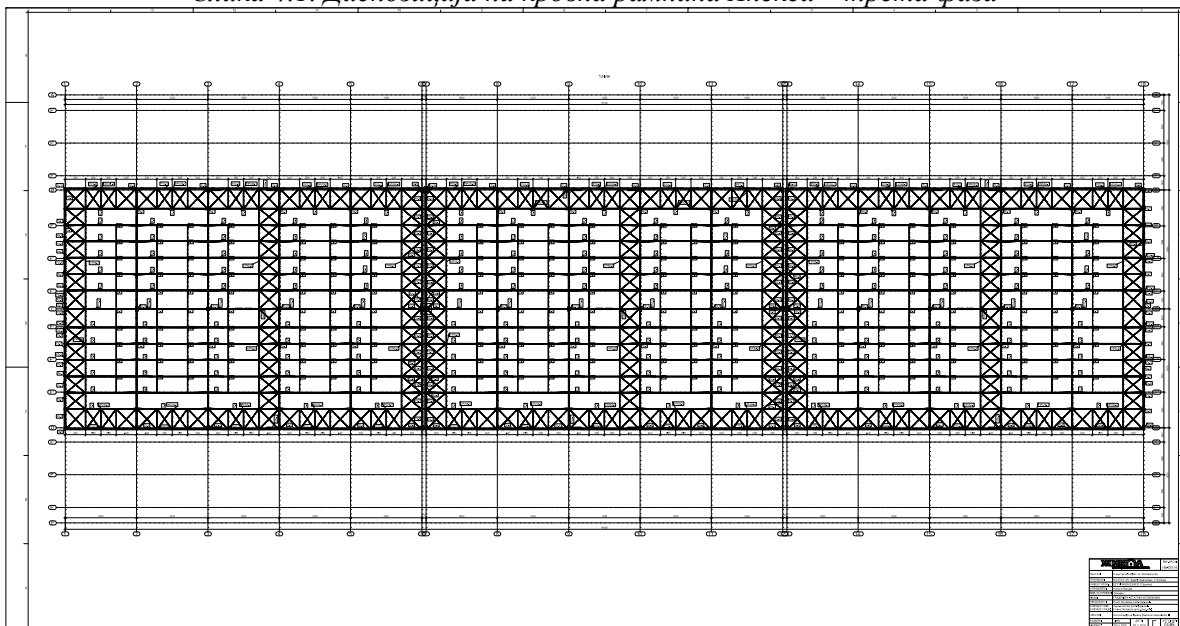
3. КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ

3.1. Рожници

Системот на рожници за прием на вертикалните товари од надворешните натоварувања е проектиран така да ги задоволи потебите за прием на вертикалните товари и истоверемено има учество во подолжната стабилност на конструкцијата со превземање на дел од подолжните сили за стабилност (подолжен вертикален спрег), како и придонес во глобалната стабилност на конструкцијата работејќи како составен дел на хоризонталните попречни и подложни прегови од кровната рамина. Во крајните модули помеѓу дилатационите целини се разликуваме два проектирани типови на рожници, рожници со еден косник за да не се оптеретуваат крајните решеткасти носачи со торзиони влијанија од косникот и рожници со два косници косника кои потпираат на фасадните столбови. Сите рожници се предвидени да бидат изработени од челични кутијести профили. Носивоста во слабата оска на рожниците е помогната со користење на затега од челичен кутијаст профил.



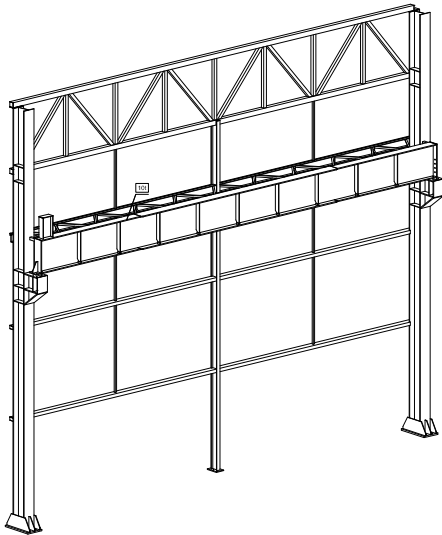
Слика 4.1. Диспозиција на кровна рамина Анекси – трета фаза



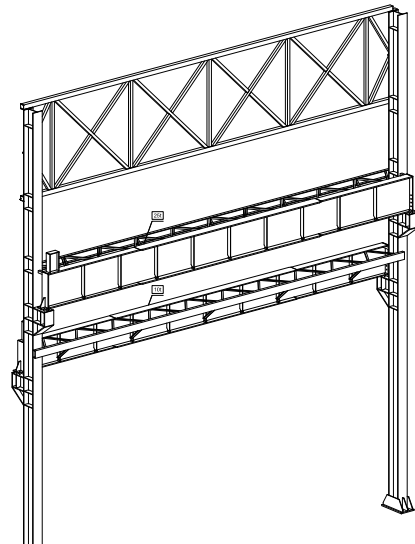
Слика 4.2. Диспозиција на кровна рамина Хала - трета фаза

3.2. Крански греди

Според претходно изнесеното во објектот е предвидено да се манипулираат со товар два типа на мостни кранови. Поточно мостни кранови со капацитет од 25t во распоните од 20m и мостни кранови со капацитет од 10t во распоните од 16m. Кранските греди за овие кранови се засебно анализирани според реалните натоварувања, истите се разгледувани како систем проста греда, подолжно врзани за прием на силе од кочење од крановите. Во склоп на анализите направени се и компаративни пресметки за избор на статичкиот систем на кранските греди, компаративните пресметки покажуваат дека заштедата во вградениот материјал при континуирање на кранските греди (континуиран носач на 2 или повеќе полиња) не е доволна за да ја поништи негативната страна на континуирањето (комплицираноста на изведбата и монтажа).

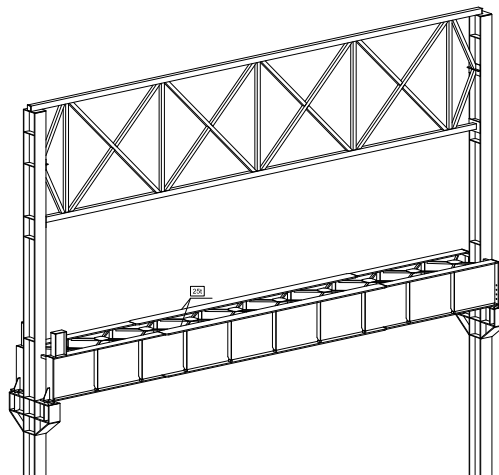


Слика 5.1. 3D приказ на кранска греда 10t



Слика 5.2. 3D приказ на крански греди 10t и 25t

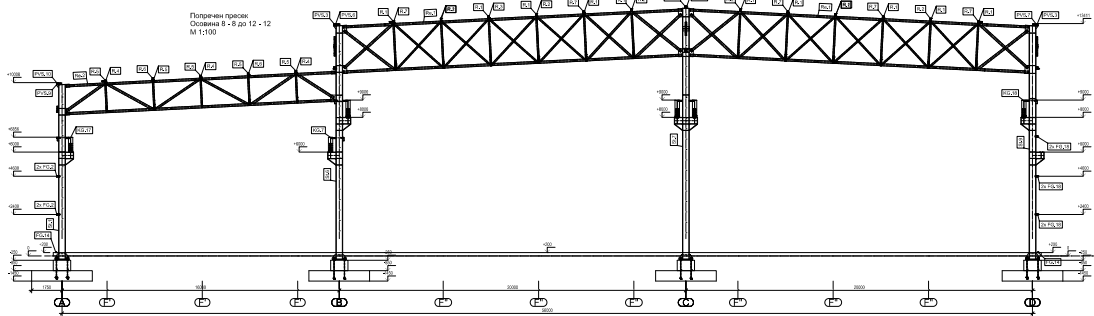
За прием на бочните натоварувања од работата на крановите се предвидени системи од спрегови составени од појасите на кранските греди и дополнителен топовалан U профил поврзани со решеткаста исполна, освен во централната осовина каде котата на кранската греда во левиот и десниот распон е иста, овде кранските греди формираат кутијаст пресек со поставување на исполна помеѓу двата горни односно двата долни појаси на гредниот носач. Носачите се предвидени како заварени носачи при што реброто е константно по целата должина на елементот, додека појасите претрпуваат промени во третини од распонот (според распределбата на моментите во пресекот). Сите завари на кранските греди се пресметани како II категорија на завари, без разлика дали станува збор за челни или аголни завари. Обработките на заварите се прикажани во 3D моделот за конструкцијата, како и во работилничката документација.



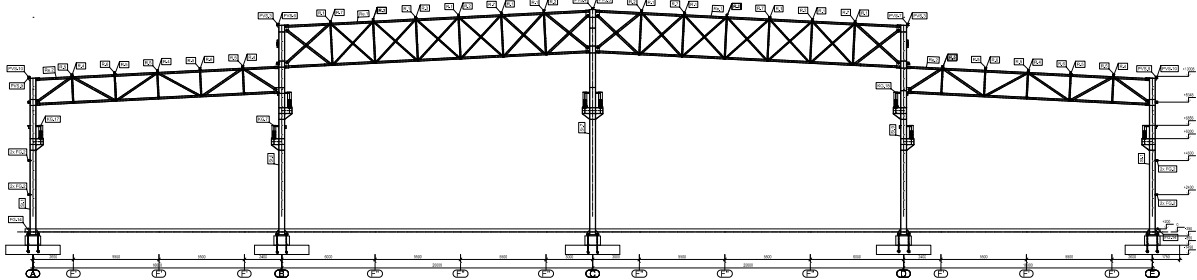
Слика 5.3. 3D приказ на крански греди 25t

3.3. Попречни рамки

Попречните рамки се проектирани во зависност од фазите на изведба, со промена на статичкиот систем во секоја од наредните фази. Попречната крутост е обезбедена со крутоста на столбовите преку повеќебродната рамка. Карактеристично во анализата на поперечните рамки е учеството и комбинирањето на вертикалните и хоризонталните дејства на крановите со стандардните натоварувања. Направени се сите пропишани анализи за да се обезбеди и докаже носивоста и употребливоста на елементите. Како меродавни фактори се исконтролирани и односите на деформациите на кранските греди по кои се движи еден ист кран, една во однос на друга, критериуми кои се пропишани со исклучително строги правила.



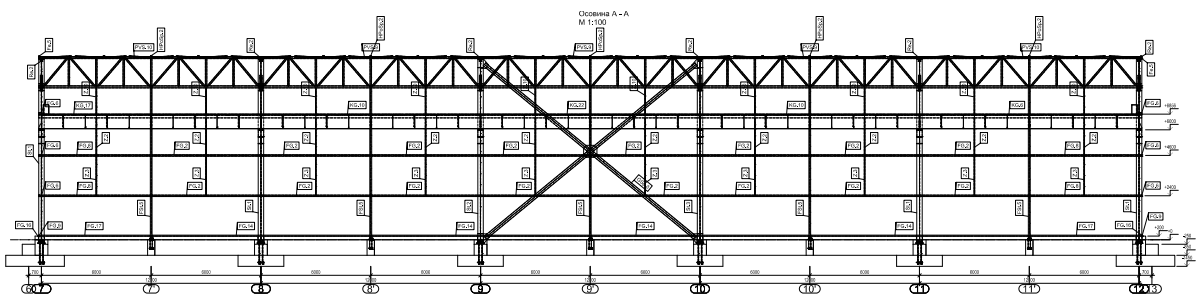
Слика 6.1. Приказ на поперчна рамка прва фаза



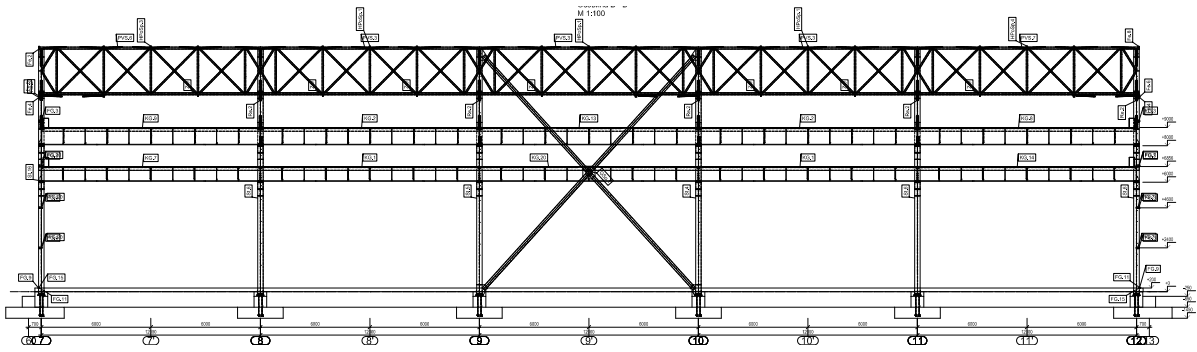
Слика 6.2. Приказ на поперчна рамка втора фаза

3.4. Подолжни рамки

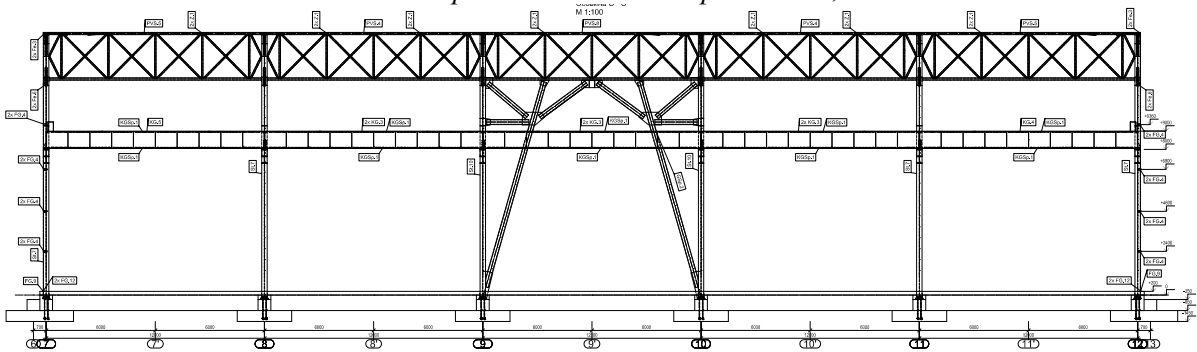
Подолжната крутост на конструкцијата е обезбедена преку подолжни вертикални спрегови и главни вертикални спрегови поставени на стратешки места за секоја дилатациона целина посебно. Прераспределбата на подолжните сили во колоната на столбовите/подолжната рамка се пренесува преку систем на поперчни хоризонтални спрегови во кровната рамнина како и преку самите крански греди (директен пренос на сили од кочење). Според геометриските карактеристики разликуваме 3 карактеристични подолжни рамки без разлика на фазата на градба. Осовини А-А и Е-Е со главен вертикален спрег изведен како “X” од топловалани U профили каде сили на кочење предава само еден мостен кран со капацитет од 10t; Осовини В-В и D-D со главен вертикален спрег изведен како “X” од топловалани U профили каде сили на кочење предаваат еден 10t и еден 25t мостен кран на ралична висинска кота; Освина С-С со главен вертикален спрег изведен како портален решеткаст спрег спставен од топловалани U профили каде сили на кочење предаваат два мостни кранови со капацитет од 25t.



Слика 7.1. Приказ на подолжни рамки А-А; Е-Е



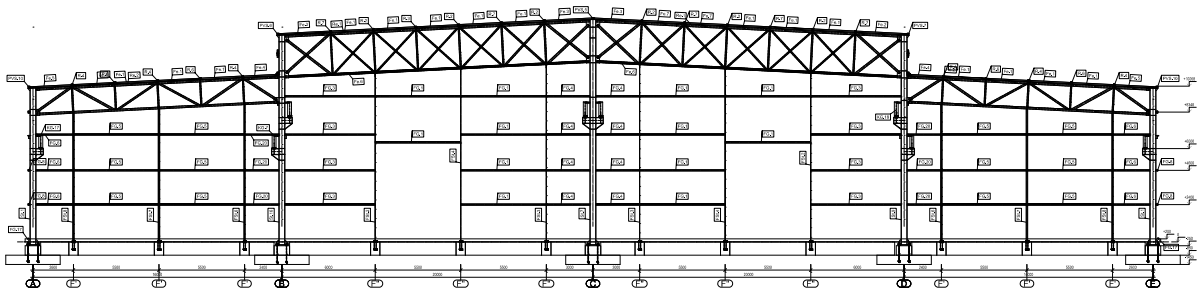
Слика. 7.2. Приказ на подолжни рамки B-B; D-D



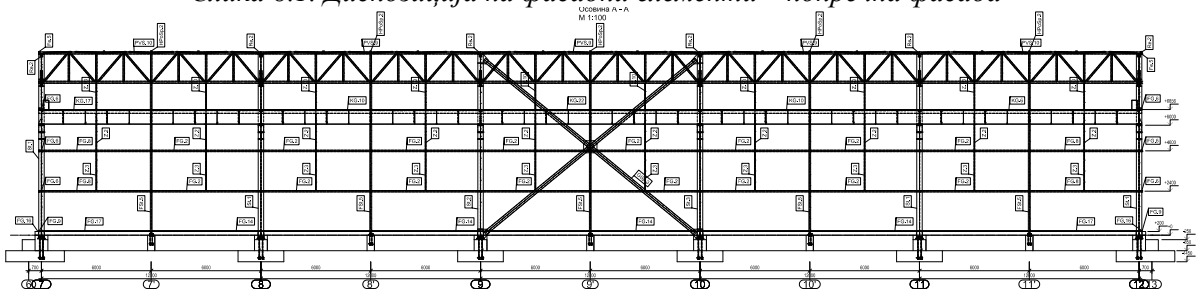
Слика. 7.3. Приказ на подолжна рамка C-C

3.5. Фасадна конструкција

Фасадната конструкција на челните и подолжните фасади е предвидена како систем од фасадни столбови и фасадни рожници со затеги во правецот на слабата оска на фасадниот рожник. Како дел од фасадниот систем се јавува и елементот од спрегот за прием на бочните удари од кранските греди.



Слика 8.1. Диспозиција на фасадни елементи – попречна фасада



Слика 8.2. Диспозиција на фасадни елементи – подолжна фасада

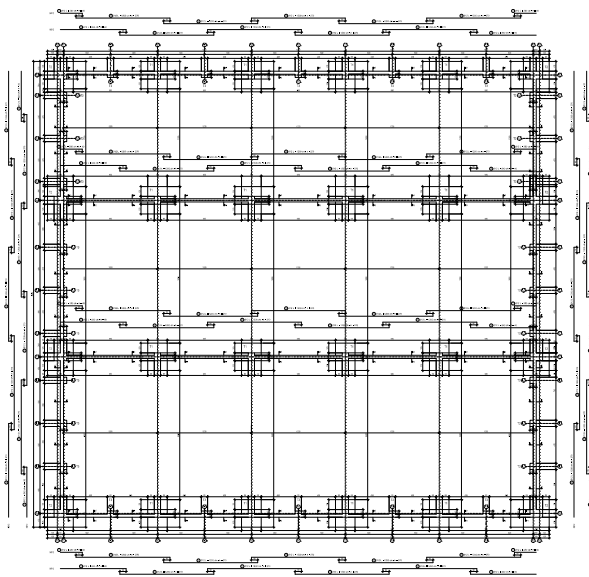
3.6. Анкерна конструкција

Конструкцијата е анкерувана за темелна конструкција преку стандардни анкерни кошери, составени од потребните анкери во зависност резултатите од пресметките (квалитет 8.8), вкрупнети со анкерни плочи и арматурно железо. Анкерниот кош е предвиден да може да дозволи фино нивелирање на столбовите од конструкцијата во потребните правци. По монтажата на

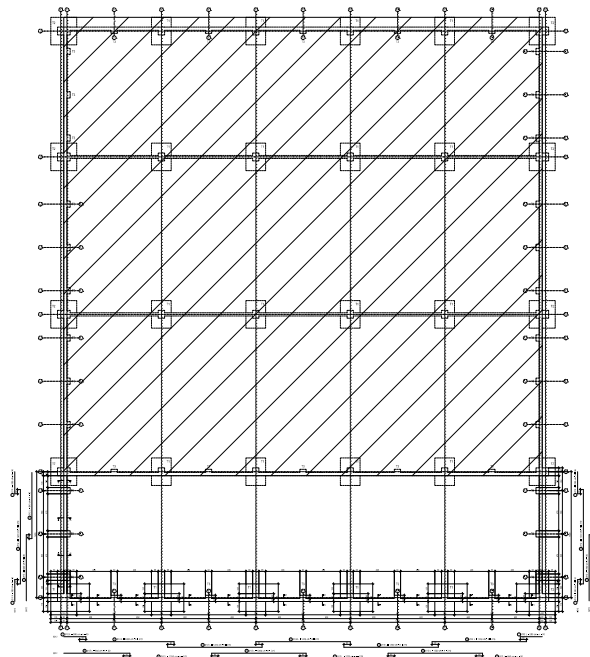
столбовите и нивното нивелирање предвиден е слој на самонивелирачки бетон со поголема МБ со што ќе се постигне целосен контакт помеѓу належната плоча на столбот и бетонот.

3.7. Темелна конструкција

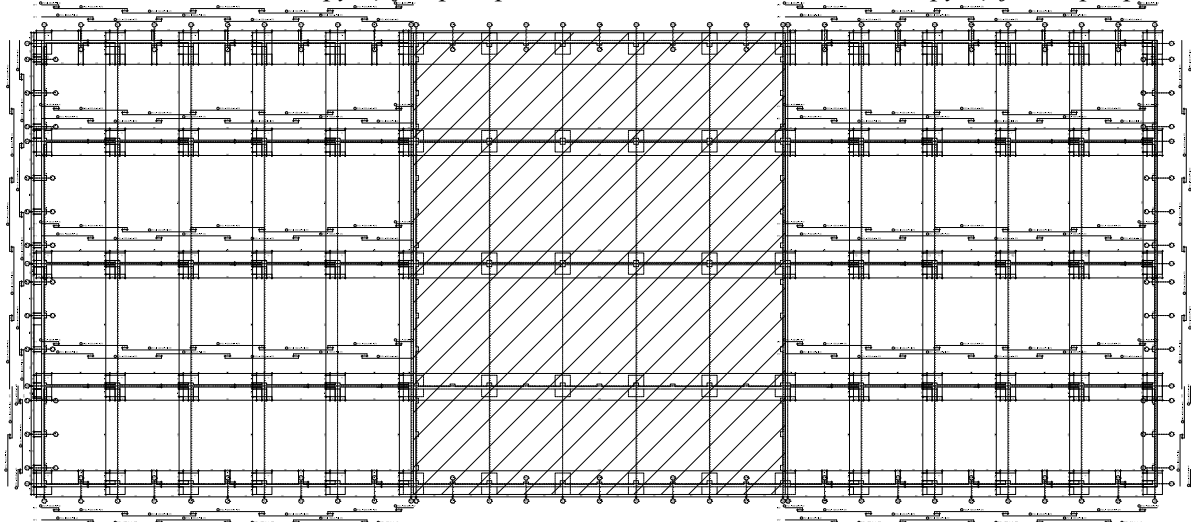
Темелната конструкција на објектот е составена од темели самци под секој носив столб, меѓусебно поврзани со затезна греда, која по обемот на објектот претставува и парапетна греда. Фасадните столбови се анкерувани во темели кои се јавуваат како проширувања во затезните греди по обемот на објектот. Во склоп на пресметките од фундарањето направени се и анализи на слегањата на темелите од парови столбови каде се потпираат кранските греди при комбинирани максимални вертикални товари. Овие зависимости се исто така строго контролирани и директно поврзани со дозволените отстапувања на шините од кранските греди. Фазното градење на конструкцијата е предвидено при конструирањето на темелниата конструкција, односно во заедничките темели на дилатационите целини е предвидено предвремено вградување и заштита на анкерните кошеви од следните фази.



Слика 9.1. Темелна конструкција прва фаза



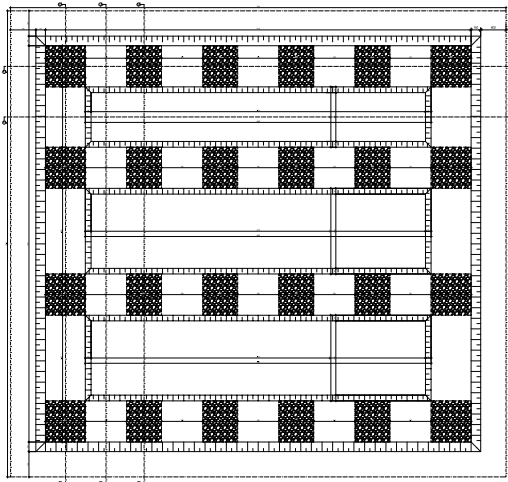
Слика 9.2. Темелна конструкција втора фаза



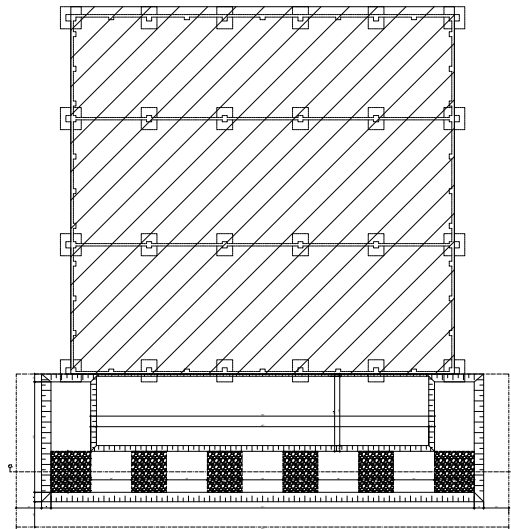
Слика 9.3. Темелна конструкција трета фаза

Регулацијата на слегањата е направена според добиени резултати од гео-механичките испитувања направени на терен, конкретно со подобрување на почвениот полупростор преку

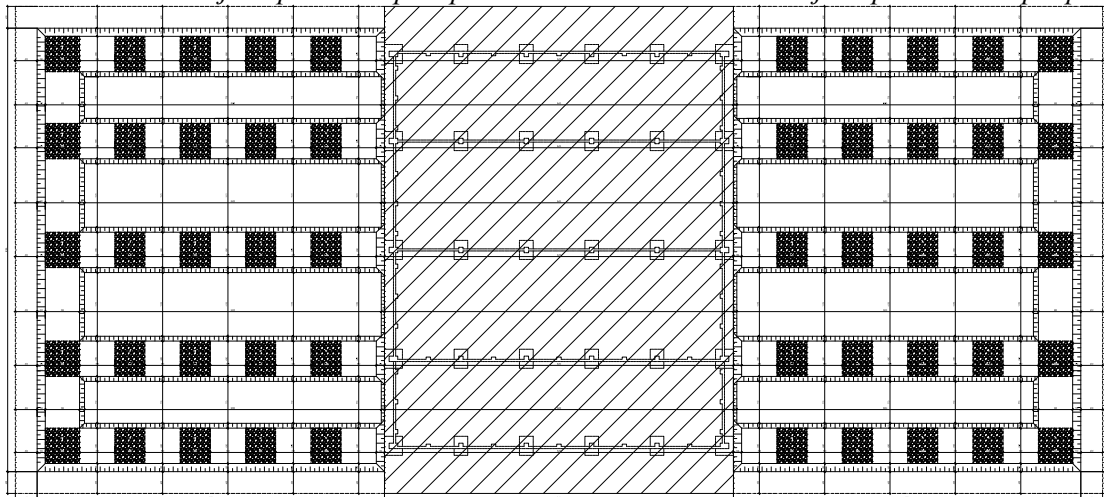
замена на материјал со употреба на донесен тампонски материјал, набиван во слоеви до потребен модул на стисливост и геотекстил.



Слика 10.1. Земјени работи прва фаза



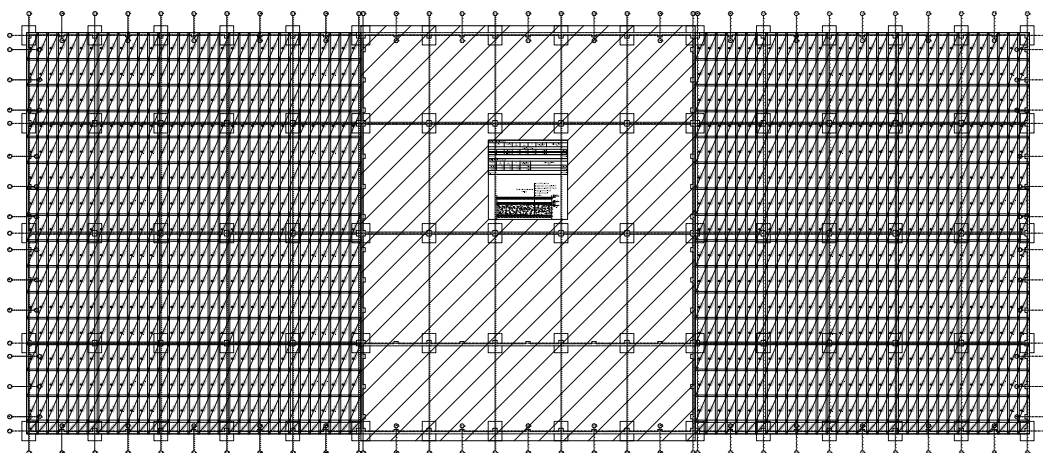
Слика 10.2. Земјени работи втора фаза



Слика 10.3. Земјени работи прва фаза

3.8. Подна конструкција

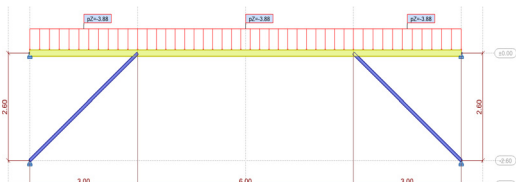
Подната плоча е проектирана за товарите кои се јавуваат во процесот на производство и истата е предвидено да се изработи во дилатациони целини од 20m², под подната плоча е предвидено да се изработи тампонски слој збиен до потребниот модул на стисливост.



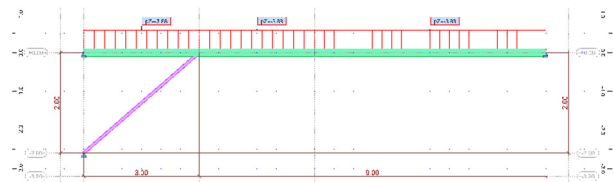
Слика 11.1. Арматура во подна плоча трета фаза

4. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА И ВРСКИТЕ

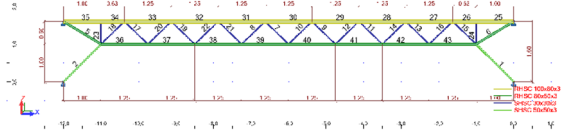
Правилноста и ортогоналноста на конструктивниот систем дозволува сите негови елементи да се анализираат во рамнински математички модели. За сите елементи од конструкцијата се направени засебни математички модели товарени според сопствена анализа на товари направена според важечките прописи. За конструкцијата е направена и споредба помеѓу прописите за натоварување од ветер ПТП/64 и МКС У.Ц7. 110-113 од 1991 год. и како меродавни товари се земено привремените технички прописи од 1964 год. Како карактеристично се издвојува комбинирањето на натоварувањата и веројатноста за појава на направените комбинации од натоварувања во реалноста при целосна активност во производниот процес.



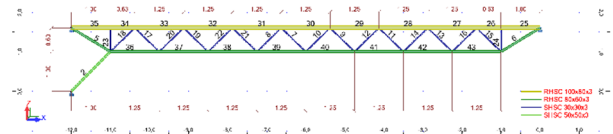
Слика 12.1. Математички модел рожник I



Слика 12.2. Математички модел рожник II

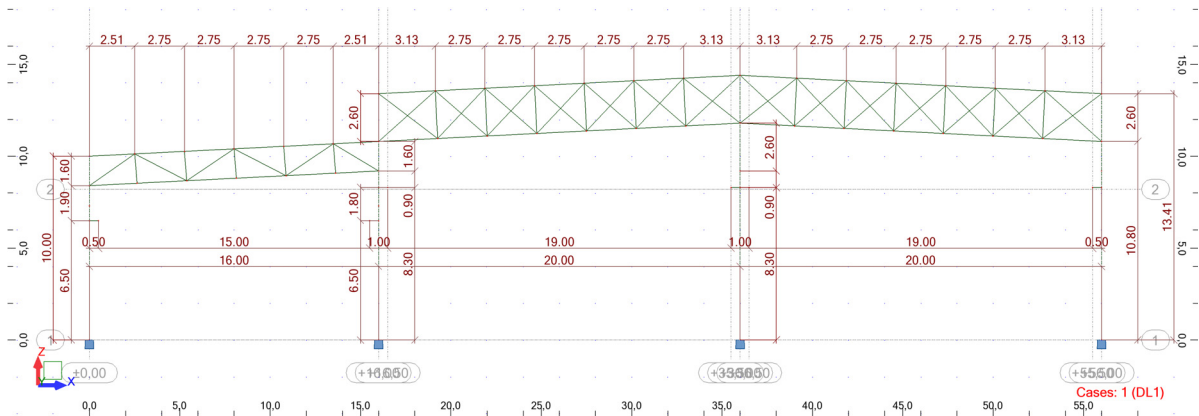


Слика 12.3. Математички модел рожник III

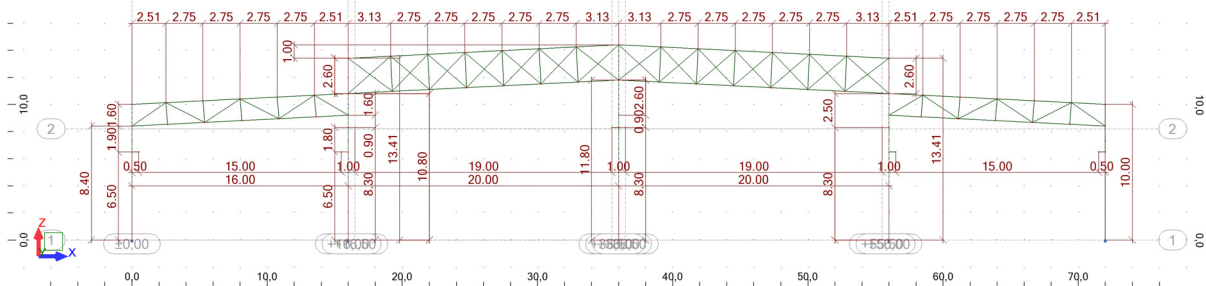


Слика 12.4. Математички модел рожник IV

За попречните рамки од првата и втората фаза направени се и пресметки за добивање на ефективната должина на извивање на столбовите според МКС У.Е7.111. При пресметките за добивање на коефициентите на ефективната должина на извивање за столбовите направена е претпоставка на страна на сигурност за позицијата на влијание на максималната аксијална сила во столбот, односно истата е земена како да делува по целата висина на столбовите на рамката. Добиените коефициенти на ефективната должина на извивање се споредени со граничните вредности на коефициентот на извивањето и пресметките понатаму се продолжени со меродавните вредности.

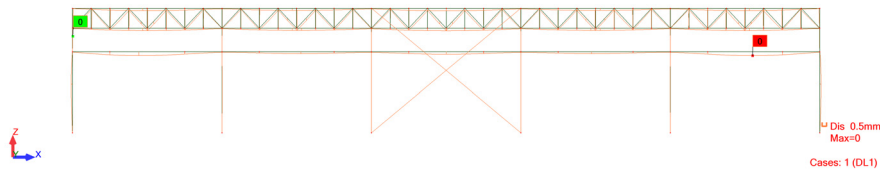


Слика 13.1. Математички модел попречна рамка прва фаза

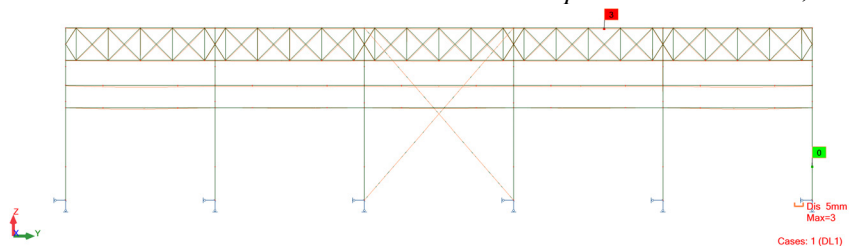


Слика 13.2. Математички модел попречна рамка втора фаза

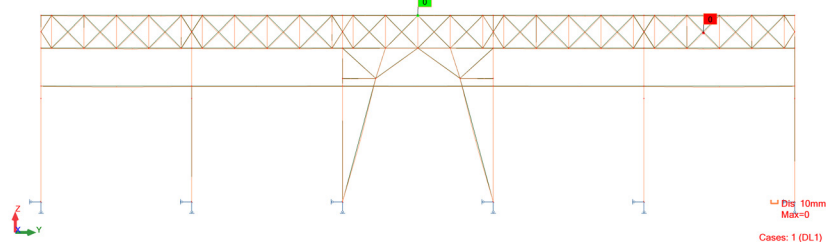
Подолжните рамки покрај дејствата од ветер на челна фасада и силте од кочење во крановите се анализирани и со дополнителни сили кои се последица од глобалната стабилност на конструкцијата (3% од вертикалните товари) и товари од температурни промени.



Слика 14.1. Математички модел подолжна рамка осивини А-А; Е-Е



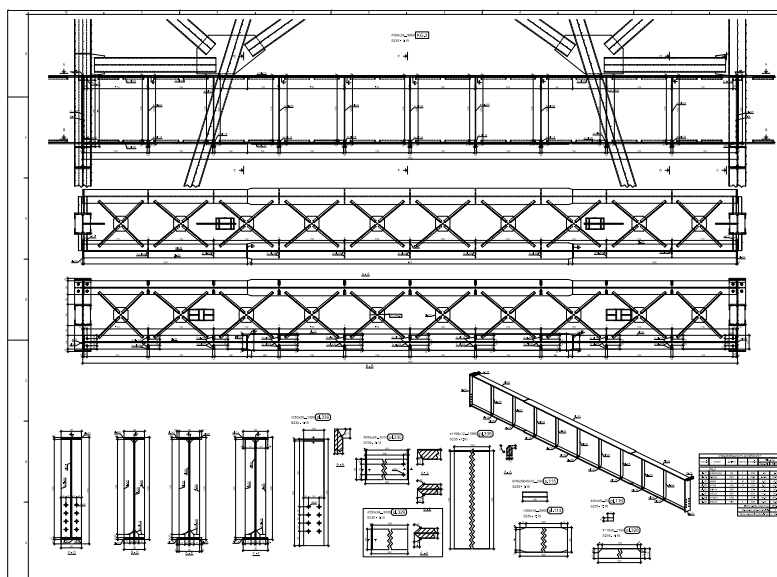
Слика 14.2. Математички модел подолжна рамка осивини В-В; Д-Д



Слика 14.3. Математички модел подолжна рамка осивини С-С

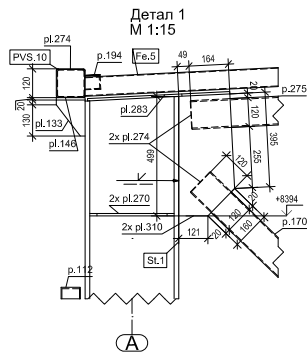
Статичките големини во кранските греди се добиени со директно товариње на силите од подвижното натоварување во комбинација со постојаните натоварувања. За кранските греди направни се сите пресметки и контроли на носивост и стабилност за овој тип на носачи:

- Контрола на носивост од вертикални и хоризонтални товари како и нивна комбинација
- Контрола на напрегање во заварите на појасите со реброто на носачот, со посебен акцент на локалните напрегања на гмечење во заварот на реброто со горниот појас
- Контрола на стабилност на реброто на носачот од избочување
- Контрола на стабилност од бочно торзионо извивање на носачот
- Контрола на вертикалните поместувања на носачот
- Контрола на ротација над потпората на носачот

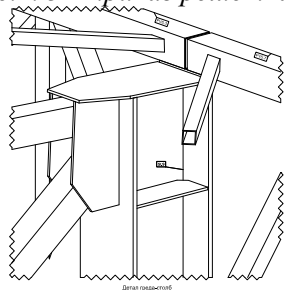


Слика 15. Работилнички цртеж кранска греда

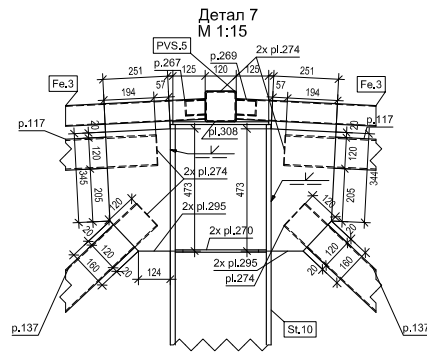
При конструирањето на 3D работилничкиот модел направени се анализи за врските од конструкцијата користејќи ги статичките големини од соодветните математички модели. Конструкцијата глобално гледано е предвидена како заварена конструкција, со исклучок на монтажните врски на кранските греди со столбовите на кои налегнуваат. При конструирањето на врските, освен контролата на носивост, е обрнато внимание на едноставноста на врска за производство и за монтажа.



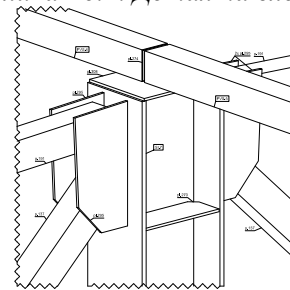
Слика 16.1. 3D приказ решетка - столб



Слика 16.3. 3D приказ решетка - столб



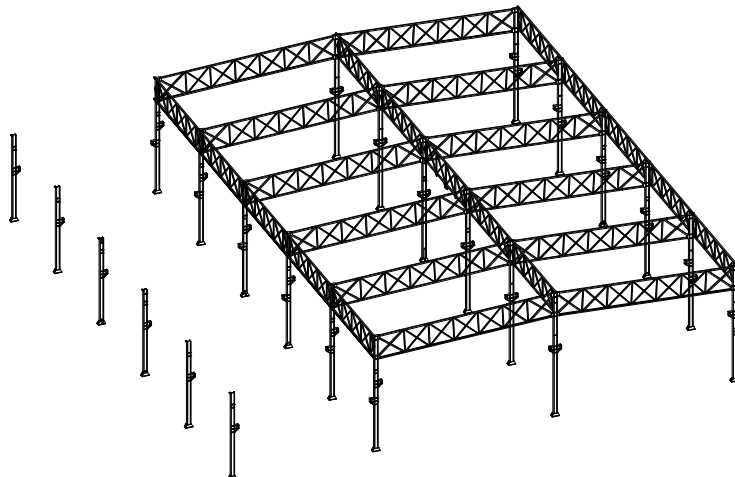
Слика 16.2. Детал на слеме



Слика 16.4. 3D приказ слеме

5. 3D ВИЗУЕЛИЗАЦИЈА

Како што беше напоменато за конструкцијата се направени 3D работилнички модели за секоја од фазите. Во моделите се внесени постоечките елементи кои треба да се искористат во конструкцијата, предвидени се сите измени, екстензии, скратувања кои треба да се направат со што истите ќе можат да бидат искористени во новопроектираната конструкција. Моделирани и припремите за заварите на конструкцијата и истите се подготвени за автоматизирани процеси на кроење, обработка на рабови и дупчење на челичните лимови и топовалани профили. Врз база на овие модели направени се и динамички планови за производство и монтажа на конструкцијата и се овозможува дигитално следење на процесот на производство и монтажа. Овие модели потребата за работилничка документација се сведува на избор на Изведувач кој ќе биде во можност целосно да ги искористи во своите процеси.



Слика 17. 3D приказ постоечки елементи кои треба да се искористат во прва фаза

6. ОБЕМ НА РАБОТА

Без разлика на специфичноста на објектот како последица на комплексниот и обемен процес на производство, како и поради ограничувачката проектна програма која бара максимално искористување на потенцијалот на одредени постоечки конструктивни елементи, добиено е решение кое е релативно едноставно за изведба, рационално од економски аспект и инженерски оправдано.

Едноставноста на изведбата произлегува од стандардноста на квалитетот на користените материјали (челик С0.361; прицврстувачки прибор 8.8; арматура RA-400/500-2; бетон МВ30), претпазливоста при конструирањето на врските помеѓу елементите (врски пристапни за изведба на терен, завари од II категорија без потреба за испитување на истите, стандардизирање на дел од врските со користени дебелини на вкргувања, стандардизирање на отвори во елементите од врските) и претходно планирање на монтажата на конструкцијата со предвидување на тежините и манипулативноста на монтажните склопови.

При проектирањето е посветено значајно време на економскиот аспект на производството и монтажата на конструкцијата. Проектирањето на конструкцијата се одвиваше паралелно со вршење на анализи за економска оправданост како доказници за секој од направените избори од конструктивен аспект, почнувајќи од анализа на геомеханичките карактеристики на повеќе локации, односно обемот на земјени работи, пред да биде избрана конкретната локација за изведба на објектот.

Обем на работа по фази (кумулятивно):

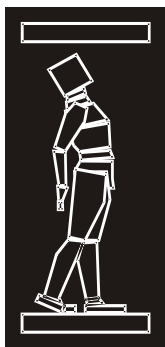
- Површина фаза I: 3,360 m²
- Челик фаза I: 221,743.0 kg – 66 kg/m²
- Арматура фаза I: 45,915.9 kg
- Бетон фаза I: 965.81 m³

- Површина фаза II: 4,320 m²
- Челик фаза II: 274,605.5 kg – 63.6 kg/m²
- Арматура фаза II: 58,789.8 kg
- Бетон фаза II: 1,230.7 m³

- Површина фаза III: 12,960 m²
- Челик фаза III: 791,829.7 kg – 61.1 kg/m²
- Арматура фаза III: 170,588.14 kg
- Бетон фаза III: 3,425.75 m³

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Печатени предавања по предметот "Челични конструкции во високоградба" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.
- [2] Атанас Филиповски: Основи на челични конструкции, Скопје 2004.
- [3] D. Budzevac, Metalne konstrukcija u zgradarstvu , Gradzevinska knjiga, 2009.
- [4] Eurocode 3: Design of steel structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization.
- [5] Eurocode 1: Actions on structures, Part 3, Actions induced by cranes and machinery, Central Committee for Standardization.
- [6] R. Mijajlovic, Z.Marinkovic, M.Jovanovic, Dizalice – osnove, Gradina, Nis, 1994
- [7] Емил Кочовски: Проект за индустриска хала и администрација, Дипломска работа, Градежен факултет – Скопје, 2014



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Томе ТРОМБЕВ¹, Љубиша ЧАУШЕВСКИ², Златко САМАРЦИОСКИ³, Тони
ЈОВАНОВСКИ⁴

ИЗРАБОТКА И МОНТАЖА СО ЛАНСИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНАТА КОНСТРУКЦИЈА НА ТРИ СПРЕГНАТИ МОСТОВИ ВО РАМКИТЕ НА ХИДРОТЕХНИЧКИОТ ПРОЕКТ DEVOL HYDRO POWER, РЕПУБЛИКА АЛБАНИЈА

РЕЗИМЕ

Една од најважните развојни компоненти, не само за Монтинг Инженеринг, туку и за македонската градежна индустрија, е дека технологијата за монтажа на челични мостови со лансирање (туркање) е целосно совладана и имплементирана, а независно се произведени и дополнителната опрема и уредите потребни за оваа постапка. Имплицитно, преку реализацијата на овој проект, се воведува и истакнува конкурентноста, особено во однос на претходнонапрегнатите мостови кои преовладуваат во локалната патна инфраструктура. Изработката на челичната конструкција за трите мостови со вкупна должина од 1010 m и тежина од 2200 t, транспортот и монтажата се завршени во период од единаесет месеци, вклучувајќи го и зимскиот период како период за монтажа.

Клучни зборови: спрегнати мостови, монтажа со лансирање, Бање-Грами делница

Tome TROMBEV¹, Chaushevski LJUBISHA², Zlatko SAMARDZIOSKI³, Toni
JOVANOVSКИ⁴

CONSTRUCTION AND INSTALLATION WITH THE LAUNCH OF A STEEL STRUCTURE ON THREE COMPOSITE BRIDGES WITHIN THE HYDRO TECHNICAL PROJECT DEVOL HYDRO POWER, REPUBLIC OF ALBANIA

SUMMARY

One of the most important developing components, not only for Monting Engineering, but for the Macedonian construction and metal production industry too, is that the technology for the assembling of steel bridges with launching (pushing) has been completely mastered and implemented, and the necessary additional equipment and devices for this procedure are independently manufactured. Implicitly, through the realization of this project, the competitiveness of the participants in relation to the beamed prestressed bridges that dominate the local road infrastructure is introduced and pointed. Production of the steel structure for three bridges with total length of 1010 m, weight of 2200 t, transport and assembling of the steel construction, has been done in period of eleven months, including the winter period like period for assembling.

Key words: composite bridges, installation with projection (pulling), Banje - Gramsh road

^{1,2,3,4} Monting Engineering, e-mail: contact@monting.mk

1. ВОВЕД

Едно од главните влијанија на изградбата на браната Бања, Република Албанија, беше губењето на пристапот до инфраструктурата, како до патиштата и мостовите. Замената на постоечката инфраструктура беше во функција пред оформувањето на резервоарот од вештачкото езеро. Во оваа смисла, согласно Договорот за концесија беа изградени, нови патишта, вклучувајќи и нови мостови.

Во конкретниот проект Монтинг Инжинеринг ја имаше улогата на подизведувач на главниот изведувач, а тоа беше фирмата АлбСтар ДОО. Подизведувачките работи на Монтинг Инжинеринг вклучуваа производи и монтажа на челична конструкција во една целина за мостови, што подразбираше набавка на материјали, производство и пробна монтажа, транспорт, монтажа, заварување, штрафење и поставување / туркање во согласност со проектната документација.

Проектот беше лоциран во местото Бања, во југоисточниот дел на Албанија, на 34 km од Елбасан, или околу 80 km од главниот град Тирана. Од Битола проектот беше оддалечен 205 km.

Во текот на 2015 и 2016, за десет месеци, на новопроектираниот регионален пат Бање - Грамш, Република Албанија, извршена е изработка и монтажа на челичната конструкција на три спрегнати моста, со вкупна должина од 1.010 m.



Сл. 1. Локација на трите мостови на Монтинг Инженеринг на патот Бање – Грамш, Хидросистем ДНР, Република Албанија

- **Челично-бетонски мост бр. 04, од км. 2 + 110,85 до км. 2 + 630,85, со 10 полиња, од кои распоните се 2 x 40 м + 8 x 55 м, и должина L = 520 м**



Сл. 2. Спрегнат мост бр. 04 - во фаза на градба



Сл. 3. Спрегнат мост бр. 04 - пред пуштање во употреба

- Челично-бетонски мост бр. 07, од км. 4 + 944,43 до 5 + 134,43, со 4 полиња, од кои распоните се $2 \times 40 \text{ м} + 2 \times 55 \text{ м}$, и должина $L = 190 \text{ м}$



Сл. 4. Спрегнат мост бр. 07 - во фаза на градба



Сл. 5. Спрегнат мост бр. 07 - пред пуштање во употреба

- Челично-бетонски мост бр. 12, од км. 8 + 835,47 до 9 + 135,47, со 6 полиња, од кои распоните се 2 x 40 м + 4 x 55 м, и должина L = 300 м



Сл. 6. Спрегнат мост бр. 12 - во фаза на градба



Сл. 7. Спрегнат мост бр. 12 - пред пуштање во употреба

Целата челична конструкција, 2.230 тони, за мостовите е изработена во производната хала на Монтинг Инженеринг во Битола, транспортирана на објект во Република Албанија, и монтирана од Монтинг Инженеринг, најголем дел, во зимски услови.

2. КАРАКТЕРИСТИЧЕН ПОПРЕЧЕН ПРЕСЕК НА МОСТОВИТЕ

Мостовите се изработени од спрегната конструкција на заварени челични И-носачи и бетонска плоча, долги 520, 300 и 190 m, со повеќе полиња, долги 40 m, секаде првото и последното поле и 55 m другите полиња.

Челичната конструкцијата е составена од два главни заварени И-носачи, поврзани со дијафрагми и хоризонтален спрег, изработени од споени Л профили.

Главните носачи имаат висина од 2500 mm, поставени осовински на 4500 mm. Вертикалните и надолжните укрутувања на реброто на главниот носач се предвидени за да се спречи локално свиткување на самото ребро. Во хоризонтален правец обезбедени се со горен спрег и дијафрагми, кои се направени од споени Л профили поврзани со завртки на горните појаси од главните носачи, што се користи особено во фаза на монтажа.



Сл. 8. Карактеристичен попречен пресек на мостовите

За полесна изработка на конструкцијата, како и нејзина испорака на градилиште, главните делови на гредите реализирани се со елементи со должина од 12500 mm. За монтажа на главните носачи се користат високовредни завртки ($\mu = 0,33$), како и за шрафените врски за диафрагми и за спрегови.

Бетонската плоча за бетонирање на лице место, поддржана е од претходно бетонирани ОМНИА плочи со дебелина од 60 mm, поддржани од главните носачи, армирана со надолжна и попречна арматура. Вкупната дебелина на бетонска плоча е 250 mm и е спрегната со челичната конструкција со чепови заварени на горната појас на носачот.

3. УПОТРЕБЕНИ МАТЕРИЈАЛИ

Основен материјал - Челик отпорен на атмосферски влијаниа (ref. UNI EN 10155/95), производство на Макстил, Скопје, и тоа тип S355J0W за дебелина < 40 mm, тип S355J2G2W за дебелина помеѓу 40 - 55 mm, и тип S355K2G2W за дебелина > 55 mm, со $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$.

Чепови - тип NELSON ST 37-3 K DIN 17100 со $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

Штрафови - За спој на носачи: високовредни штрафови 10.9 UNI 7070 (ASTM A490-89 тип 3), отпорни на атмосферски влијаниа и компатибилни со основниот материјал, со $f_y = 900 \text{ N/mm}^2$ $f_v = 1000 \text{ N/mm}^2$

За спој на спрегови и дијафрагми: високовредни штрафови 10.9 UNI 7070 (ASTM A490-89 тип 3), отпорни на атмосферски влијаниа и компатибилни со основниот материјал, со $f_y = 900 \text{ N/mm}^2$ $f_v = 1000 \text{ N/mm}^2$

4. МОНТАЖА НА МОСТОТ

На овие мостови како технологија за монтажа на челична конструкција, за совладување на големите распони, употребено е туркање на челична конструкција со хидраулични пумпи.

На едната страна од теренот за мостовите се изработи плато за монтажа и туркање на носачите со ширина од 10 m и должина од 80 m врз кое се постави помошна челична конструкција за монтажа на носачите од мостот.



Сл. 9. Плато за монтажа

На помошната конструкција со помош на автодигалки се монтираа според зададен редоследот и фази, носачите од мостот и се вршеше монтажа на попречните укрутувања помеѓу двата паралелни носачи од мостот. Поврзувањето на носачите помеѓу себе и со елементите од попречните укрутувања се вршеше со монтажа врска завртки и навртки. Со помош на механички и електронски момент клучеви се вршеше контрола на силата на притегање во завртките.



Сл. 10. Монтажа на челичната конструкција

Монтираната конструкција потоа се туркаше со хидраулични пумпи по помошната конструкција се до првиот столб на кој беа поставени привремени валчести системи.



Сл. 11. Монтажа на челичната контрукција - туркање

Потоа процесот се повторува се до крајот на монтажата на носачите.



Сл. 12. Уредот за туркање со хидраулични преси

На предните носачи од мостот се монтира помошна челична конструкција - нос за лансирањето. Работ на носот за лансирањето беше 110 см над планумот за туркање, за да се компензира еластичната деформација.



Сл. 13. Помошна челична конструкција - нос за лансирањето

Максималната реакција поради мртвите оптоварувања на лизгачкиот систем беше R_{max} 1200 kN (SLE). Максималната потребна сила при туркањето изнесувала 120 тони.

После завршувањето со монтажа на носачите од мостот се изврши демонтажа на помошната конструкција, замена на привремените валчести системи со вистинските лежишта и спуштање на мостот врз лежиштата.

Монтажата на мостовите се изврши само на челичната конструкција, без префабрикуваните плочи.

4.1. Најважни фази во монатажата (лансирањето)

- Фаза 0

Приготвување на теренот за лансирање

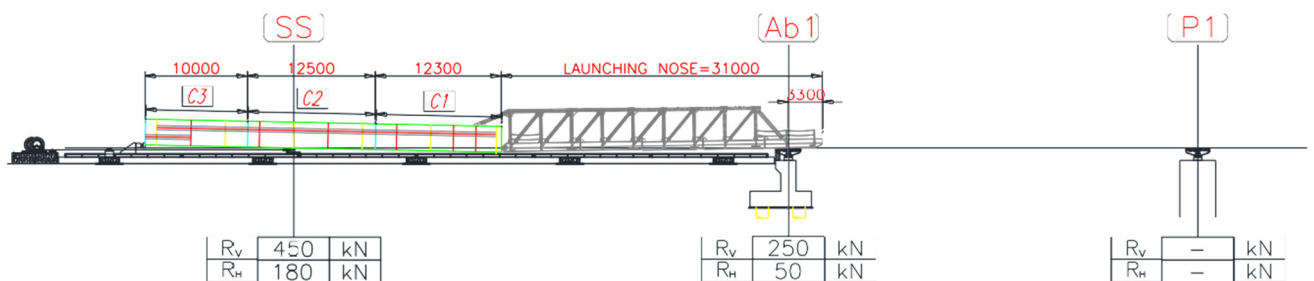
Приготвување на просторот за конструкцијата и просторот за предмонтажа.

Приготвување на потпорите за лансирање, на лизгачкиот систем, и приготвување на трансверзалните затеги.

Монтажа на системот за кочење.

Монтажа на лансирната опрема (пумпи и колички за движење, времени поптори и клацкалицы).

- Фаза 1



Монтажа на греда C1 до C3 на лансирната рампа.

Монтажа на лансирнио решетка (нос) на лансирна рампа и регулација на нагибот.

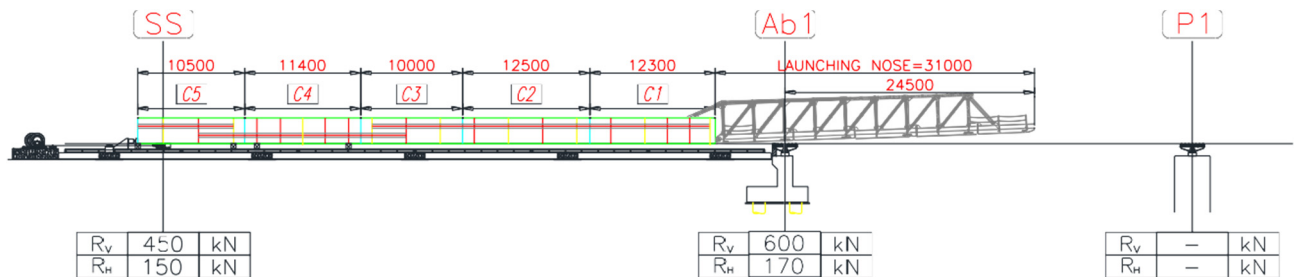
Монтажа на гредата за кочење во областа на лансирчката стаза.

Монтажа на системот за туркање и лизгање.

- Фаза 3

Туркање на конструкцијата за 21m, блокирање и осигурување на мостот, монтажа на гредите C4 и C5.

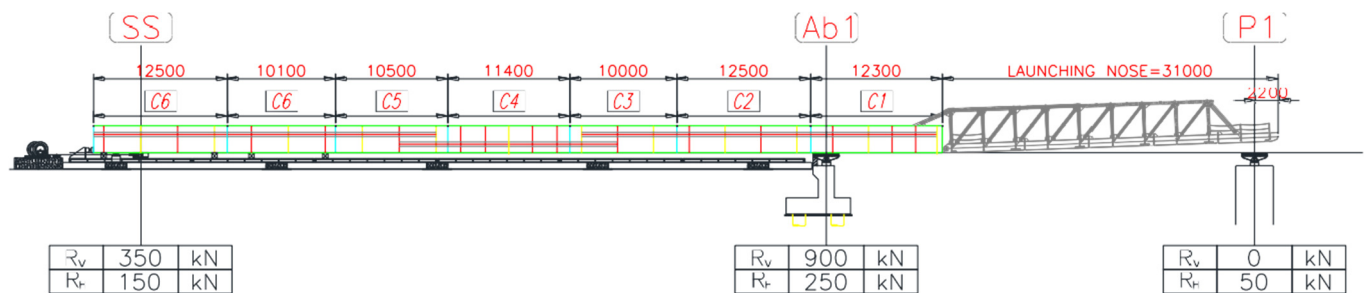
Преместување на системот за кочење, системот за лизгање и приготвување за следната фаза за туркање.



- Фаза 5

Туркање на конструкцијата за 18m, блокирање и осигурување на мостот, монтажа на две гредо C6.

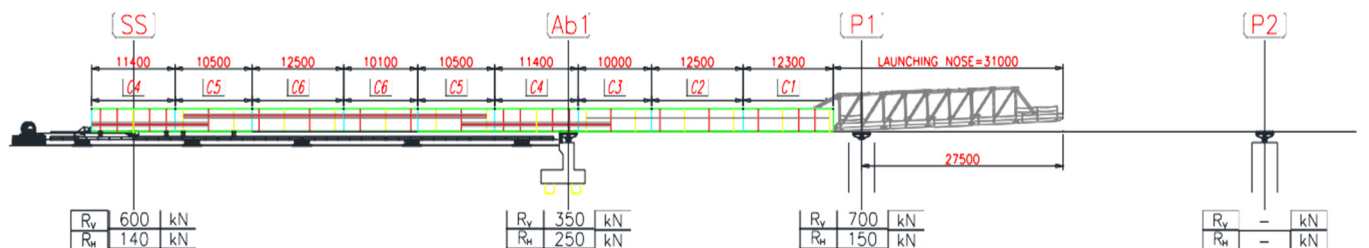
Преместување на системот за кочење, системот за туркање и припрема за следна фаза за туркање



- Фаза 8

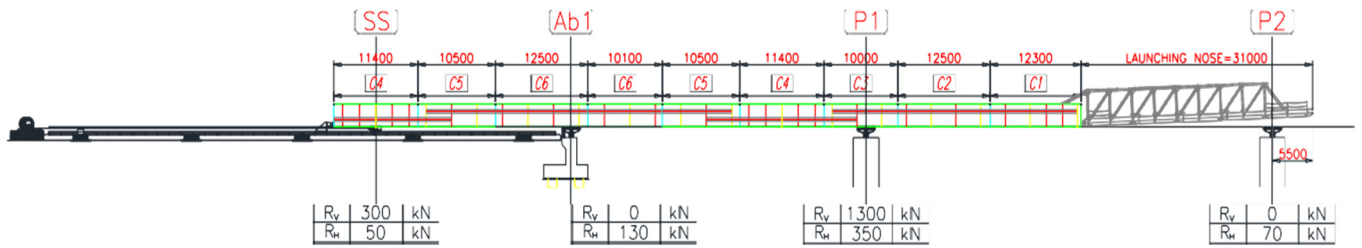
Туркање на конструкцијата за 18m, блокирање и осигурување на мостот, монтажа на гредите C5 и C4.

Преместување на системот за кочење, преместување на системот за лизгање и туркање и припрема за следна фаза на туркање.



- Фаза 9

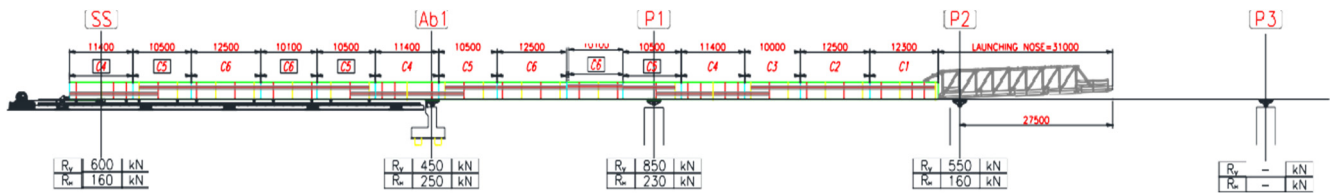
Туркање на конструкцијата за 33m за лансирната решетка да го постигне првиот столб на 55m растојание.



- Фаза 11

Туркање 22m (Вкупно 55m фаза 9 + фаза 11), блокирање и осигурување на мостот, монтажа на гредите C5, C6 x2, C5, C4.

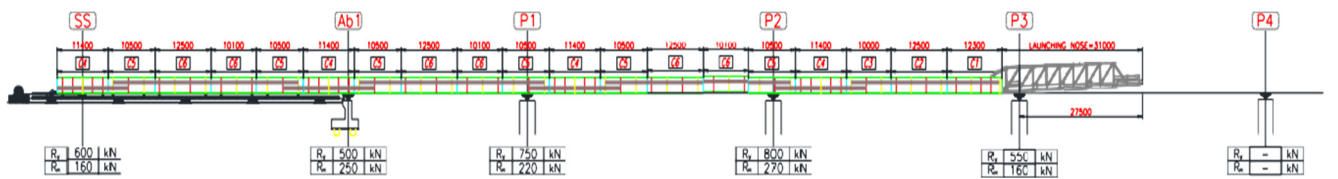
Преместување на системот за кочење, системот за лизгање и припрема за следна фаза на туркање.



- Фаза 14 (Карактеристична за секои 55m распон)

Туркање за 55m, блокирање и осигурување на мостот, монтажа на гредите C5, C6 x2, C5, C4.

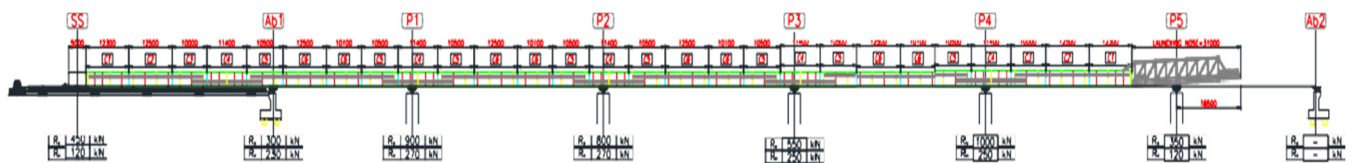
Преместување на системот за кочење, системот за лизгање и припрема за следна фаза на туркање.



- Фаза 20

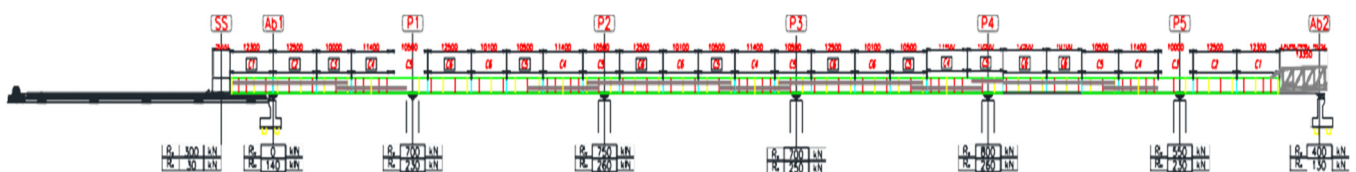
Монтажа на гредите C3, C2, C1.

Преместување на системот за кочење, системот за лизгање и припрема за следна фаза на туркање.



- Фаза 23

Туркање на конструкцијата за 33m, блокирање и осигурување на мостот, демонтажа на првите три парчина од лансирната нос.

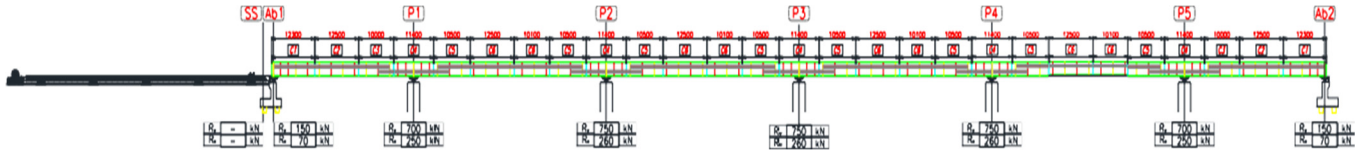


- Фаза 25

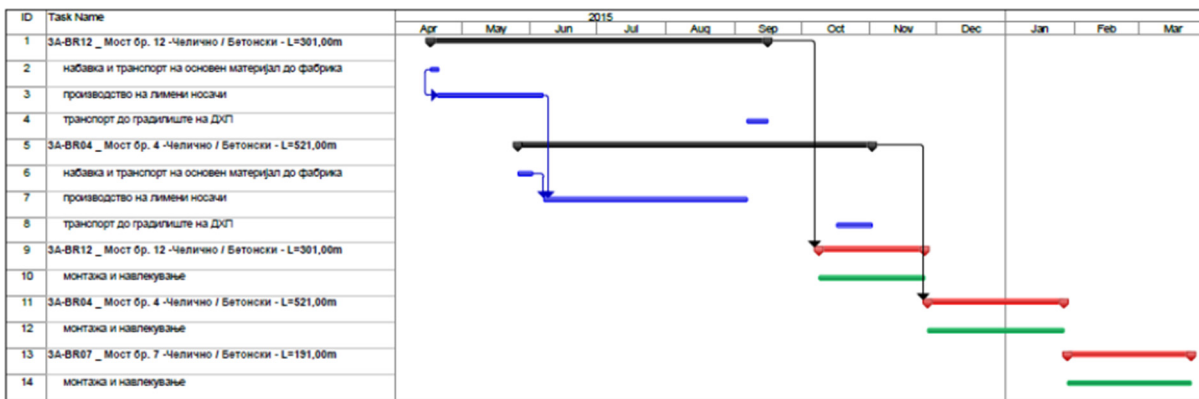
Туркање на конструкцијата се додека не се доведе мостот во позиција за спуштање.

Демонтажа на носот за лансирање и на системот за кочење.

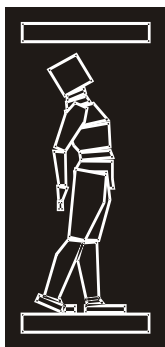
Спуштање на мостот на постојаните лежишта.



5. ДИНАМИКА НА ИЗВЕДУВАЊЕ НА РАБОТИТЕ



Сл. 14. Динамика на изведување на работите



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Клаудио БОРИ¹

АКТУЕЛНИ И ИДНИ ПРЕДИЗВИЦИ ВО ПРОЕКТИРАЊЕТО НА НАДВОДНИ ВЕТЕРНИ ТУРБИНИ

РЕЗИМЕ

Искористувањето на енергијата на ветрот на копно е на завидно ниво, затоа технологијата се насочува кон градење ветерни турбини во крајбрежните и водните региони. Условите во овие региони се груби, стохастични, нелинеарни и резултираат со комплексен динамички одговор. Бидејќи линеарниот пристап за анализа на товарите и одговорите е совладан, вниманието се префрла кон посложените пристапи за анализа, со цел постигнување поголема точност во предвидувањето на товарите што овозможува побезбедни и финансиски поефикасни проекти за идните надводни ветерни турбини. Овој труд ја разгледува моменталната позиција, како и следните чекори кон етаблирање на целосно нелинеарни, не-Гаусови, комплексни постапки за проектирање на надводни ветерни турбини.

Клучни зборови: динамика ветер-бран и интеракција со пловни конструкции, надводни ветерни турбини

Claudio BORRI¹

CURRENT & FUTURE CHALLENGES IN STRUCTURAL DESIGN OF OFFSHORE WIND ENERGY STRUCTURES

SUMMARY

Wind energy is well established onshore, therefore now the technology is moving to the vast offshore sites. The conditions offshore are very harsh, stochastic, nonlinear; resulting in equally complex dynamic responses. Now that the main linear part of the loading and responses is generally well captured, the attention shifts to more complex occurrences in order to achieve greater accuracy in load predictions, and consequently provide safer and more cost-efficient designs of future generation offshore wind turbines. This paper discusses our current position and next steps on the path towards inclusion of fully nonlinear, non-Gaussian, complex processes and interactions in the structural design of offshore wind energy structures.

Key words: wind-wave dynamics & interaction with floating structures, wind engineering, offshore wind energy structures

¹ Prof. Dr. Ing., Department of Civil and Environmental Engineering, University of Florence, Firenze, Italy, cborri@dicea.unifi.it

1. INTRODUCTION

Wind energy is a viable and well-proven solution to support the constantly growing energy demand without contributing to the threatening climate change. Onshore wind energy has successfully settled in the competitive market– the wind turbine prices kept decreasing and the annual installed capacity kept increasing almost steadily since 2008, with the peak installation in 2015, as illustrated in Fig. 1. Offshore wind still constitutes only 3% of the global cumulative installed wind capacity by the end of 2016 (GWEC 2017a; GWEC 2017b), but even so the technology is progressing much faster than it was predicted.

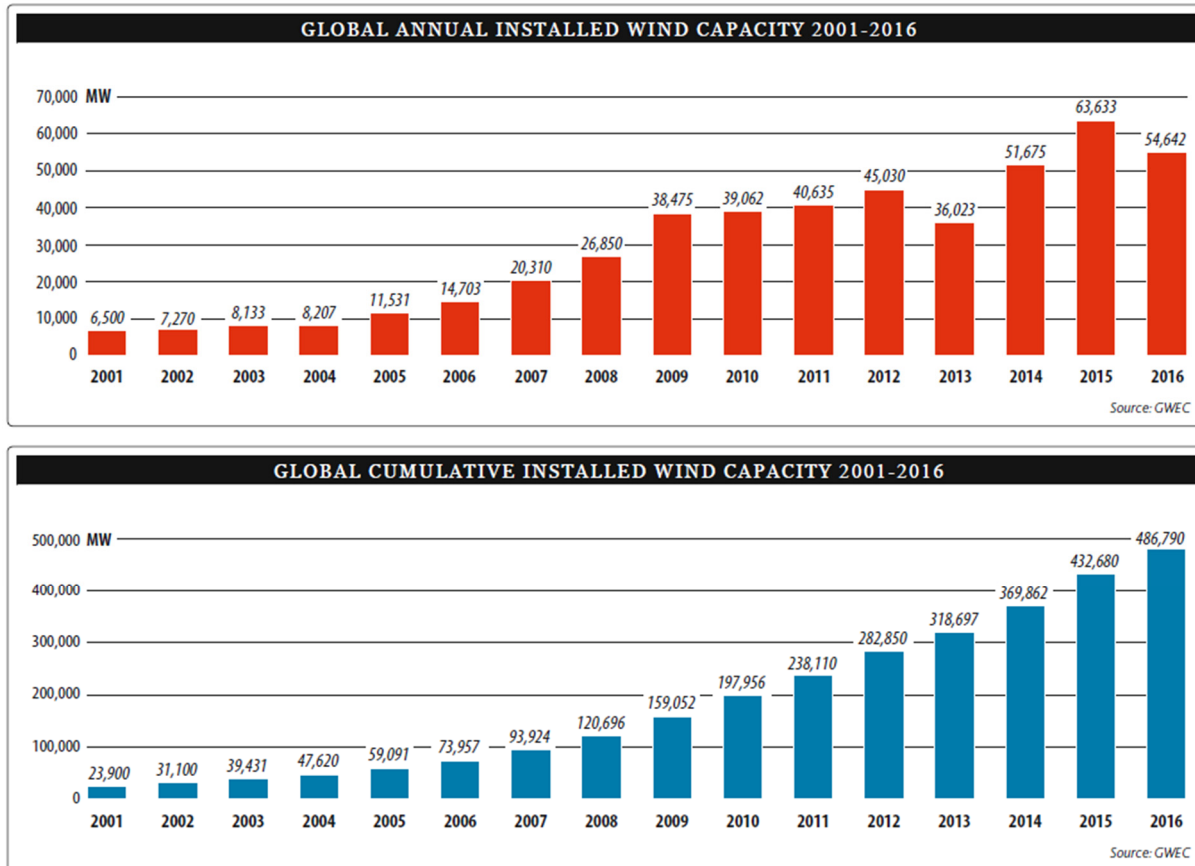


Fig. 1. Global annual and cumulative installed wind capacity 2001-2016. Courtesy of GWEC (2017a).

The main advantages of offshore conditions are easily explained in terms of the power equation, reminded in Eq. 1, where P is the power, ρ – air density, l – blade length as the radius of the swept area, V – wind velocity. First of all, due to the low roughness of the water surface, offshore conditions smoother and stronger average winds, and since the power equation depends on wind velocity cubed, they are generating largely more energy even if their size was the same. Low roughness of surrounding environment, in contrast to the onshore conditions, also provides another advantage - the rotor does not need to be lifted much higher to avoid the lower speeds by the ground due to the atmospheric boundary layer, and the tower just has to be as tall as the length of the blade. Moreover, offshore conditions provide distance from residential areas, thus reduced noise and visual impact issues, allowing much larger wind turbines, such as the gigantic VESTAS V164-8MW with 80m long blades. Since the power equation depends on the swept area, thus the radius squared, it leads to much more capacity.

$$P = \frac{1}{2} \rho \pi l^2 V^3 \quad (1)$$

Understandably, there are major disadvantages too. They include and are not limited to: the harsh environmental conditions, which are dangerous especially to the extremely slender dynamic structures

that offshore wind turbines have become due to their size; the same distance from the residential areas, which gave the room for larger sizes, means that long-distance transmission is needed and the associated transmission losses will be incurred; and the difficulty and large costs of installation and maintenance of the structures off the coast. However, better structural design is helping to overcome these drawbacks. For example, with the constant improvement in design and technology and increased investment the price of offshore energy has already plummeted well below 100 euros per MWh – much more than was predicted – and are expected to continue this trend (GWEC 2017a).

There are two main types of offshore wind turbines depending on their support structures: fixed-bottom and floating, with many subtypes which are chosen depending on the depth and soil condition at the site of interest, some of which are illustrated in Fig. 2. Monopiles and gravity base supported wind turbines are normally installed at the shallowest depth due to their simplicity and lowest cost. The main difference between the two is that monopile is driven in the soil while gravity base is placed on top of the seabed; therefore even though monopile is the most popular support structure, some soil conditions do not permit it and gravity base is installed instead. Jacket structures are commonly installed at intermediate depths where monopile is not economic anymore. However, in the deep waters, which are a common occurrence, e.g. in the Mediterranean Sea, only floating support structures are economically viable. Floating substructures include semi-submersible, tension leg platform, which is a very common support structure in the offshore oil and gas field, and the simplest spar buoy with catenary mooring lines, which was the first one to be installed full-scale: first as a demo, and currently as the pilot park of five turbines, with the aim to proceed to large floating Aeolian parks in near future (Statoil 2017). The first Hywind spar buoy prototype was installed by Statoil off the coast of Norway in 2009 and is still operational. It has a 2.3 MW turbine installed on it with blade pitch control for motion damping, has experienced storms with wind speed over 44 m/s and maximum wave height of 19 m, and has exceeded all the expectations in production. Having demonstrated and verified the Hywind concept in the Norway demo, currently the first world-wide floating offshore wind park is being installed in the waters of Scotland, consisting of five 6 MW offshore wind turbines on spar-buoy platforms, with planned start of production within this year - 2017 (Statoil 2016).



Fig. 2. Offshore wind turbine support structures. Monopile, jacket, twisted jacket, semisubmersible, tension-leg platform, and spar buoy. Courtesy of Smith et al. (2015).

Since full-scale testing is cumbersome, and model tests are too expensive and time-consuming to be carried out on every innovative concept, the cheapest and fastest method to check the viability and design new turbines is numerical simulation, validated on experimental data to ensure its reliability. Numerical simulation of offshore wind turbines has gone a long way due to extensive research carried out and increased computational capabilities; however, there are still many challenges that are currently being faced. Therefore this paper will review the main challenges and trends in the structural design of the offshore wind turbines.

2. ROUGH ENVIRONMENTAL CONDITIONS

The conditions in which offshore wind turbines are placed are harsh, such as storms, strongly turbulent winds and highly nonlinear – even breaking and rogue (freak) – waves, strong currents and much more. The following subchapters discuss some of the most harmful responses that the structures experience when objected by breaking and near-breaking waves, highly nonlinear hydrodynamic loading, turbulent winds, and wind-wave misalignment, along with the numerical advances in modelling these dynamic responses.

2.1. The effect of wave nonlinearities

Wave nonlinearities are a common occurrence in the seas, appearing in the cases of steep and breaking waves, and also gathering in the shallower and shoaling waters. There can be multiple ways to separate nonlinearities, but it can mainly be weak or strong (Rainey 2007). A guideline for the separation can be symmetry of the wave profiles, as illustrated in the sketches in Fig. 3: linear waves (sinusoidal) maintain symmetry around both vertical and horizontal axes, while weakly nonlinear (Stokes, cnoidal) waves have sharper crests and shallower troughs losing the symmetry around the horizontal axis, but containing it around the vertical. Strongly nonlinear waves are completely asymmetrical with the crest steepening and the peak of the crest moving forward due to high water particle accelerations, until the front of the wave becomes vertical and then overturns as a plunging breaker. The nonlinearities in waves are important in the design of offshore structures due to two main reasons: higher loads experienced by the structures must be accounted in the load calculations, and the nonlinearities may trigger resonant vibrations.

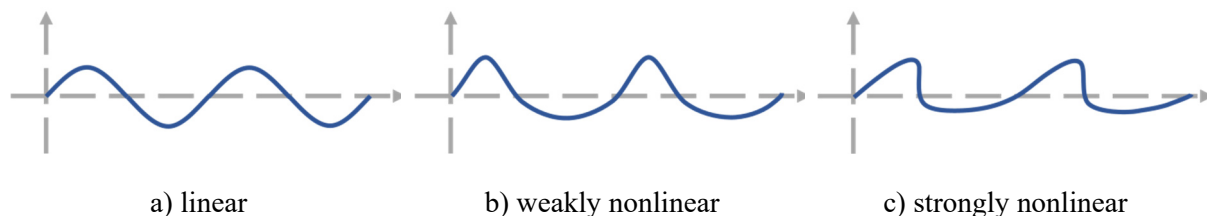


Fig. 3. Illustration of linear (a), weakly nonlinear (b) and strongly nonlinear (c) regular wave elevation profiles.

For efficient wind turbine design it is important to predict the loads as accurately as possible. Wave loads, crucial for offshore wind turbines, highly depend on wave kinematics – typically loads, both ultimate and fatigue, predicted using nonlinear waves are greater than when using linear. Inadequacies in the loading with kinematics from linear and 2nd order wave theories can be seen from as small wave steepness as $ka > 0.01$ (Marino et al. 2014b).

The importance of wave nonlinearities has been determined to be crucial in the ultimate state load analysis for monopile offshore wind turbines (Schlører et al. 2016). It can lead to as much as 15% increase in the extreme values of the response if fully nonlinear kinematics are used instead of linear (Marino et al. 2017). This difference may arise due to the fact that only strongly nonlinear wave kinematics can produce steep breaking and near-breaking (practically vertical crest, as illustrated in Fig. 3c) wave profiles which lead to the dangerous impulsive loading. The induced slamming wave impact is discussed in Subsection 2.2.

Fatigue loads are also strongly affected by the nonlinearities in waves, especially if the turbine is in parked configuration. For a monopile-supported offshore wind turbine the equivalent fatigue loads over the duration of one-hour-long study with fully nonlinear wave input were found to be 9% higher than with linear wave input (Marino et al. 2014a). The fatigue damage equivalent load, so crucial in the design process, was found to be greatly underestimated if linear wave kinematics are used: using fully nonlinear wave kinematics led to as much as 17% higher damage equivalent loads for low (prevailing) and 10% higher for high wind speeds on a parked monopile-supported offshore wind turbine (Marino et al. 2017). Such differences are often associated with resonant vibrations, which are observed on, for example, monopile-supported offshore wind turbines, especially in parked configuration, but are completely omitted if linear wave kinematics are used (Marino et al. 2013a; Marino et al. 2013b; Marino et al. 2014a; Marino et al. 2014b; Marino et al. 2015; Schløer et al. 2016). Further discussion of the resonant effects will follow in Subsection 2.3.

2.2. Impact loading

Large breaking and near-breaking waves are a common occurrence during storm events. They are extremely dangerous to the structure because the impulsive forcing they exhibit causes high impact loading. The response is hammer-like, reaching the maximum amplitude immediately and then slowly dissipating over time, as defined in, e.g. (Bredmose et al. 2013). Four instances of impact loading are shown in Fig. 4 (Marino et al. 2011b) at time instances around $t \approx [75, 115, 485, 550]$ s, where the base bending moment from steep nonlinear irregular waves is compared between the one simulated with the impact model (red graph) against the one without impact model (blue graph). Best illustration of the hammer-like excitation with slow dissipation is the instance at $t \approx 115$ s, where the peak amplitude with the impact model is double of the amplitude predicted by the model without impact, and difference in the amplification can still be visually observed until roughly $t \approx 250$ s. Even though this could imply some difference for the fatigue load, the highest difference between the two models is seen at the time instance $t \approx 485$ s, where the peak amplitude is three times higher due to the impact. This shows the serious underestimation of the loading for ultimate state design if impact loading from steep waves is neglected. Moreover, Marino et al. (2013b) observed that the slamming impact was independent from the working conditions and affected equally when the turbine was operational or parked, making the impact relevant to the whole lifetime of the turbine.

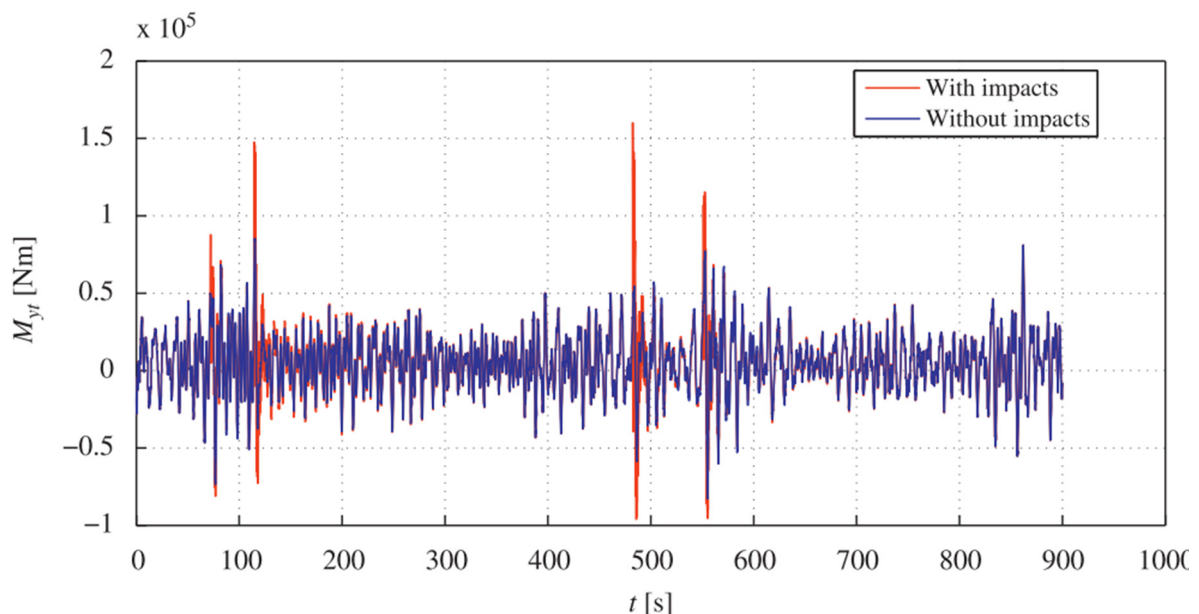


Fig. 4. Illustration of the impulsive excitation response on the base bending moment of a monopile-supported offshore wind turbine in irregular waves with (red) and without (blue) impact model.

Courtesy of Marino et al.(2011b).

In the structural design of offshore wind turbines the first problem is that the breaking or near breaking waves are not simulated in the simplified solvers which are commonly used and implement only the first or second order wave theories. Second problem is that conducting long term simulations to take such loading into account may be extremely computationally expensive. To tackle both of these problems, impulsive loading model on a monopile was developed by Marino et al. (Marino 2010; Marino et al. 2011b; Marino et al. 2011a). By the use of domain decomposition and a filter for breaking waves to invoke the fully nonlinear wave loading solver only at the events of high nonlinearity where breaking waves are expected, they managed to embed the model for impact loading into a stochastic framework with no considerable increase in computational cost.

2.3. Ringing and springing

First observed in the offshore oil and gas field, ringing and springing are nonlinear resonant phenomena acting at high frequencies and seen to affect gravity based and tension leg platform offshore structures (Norwegian Petroleum Directorate 1992). Both of the so-called ‘twin effects’, in contrast to the impulsive loading, are resonant, which means that they are the response amplifications when higher order wave loading components trigger the natural frequency of the structure. They are illustrated in Fig.5. Springing is more continuous and persistent, while ringing is sporadic, non-Gaussian, reaching maximum amplitude in a few oscillations and slowly dissipating (Norwegian Petroleum Directorate 1992; Bredmose et al. 2013; Schløer et al. 2016). Springing is associated with second-order wave forcing and was already then successfully modelled with second-order wave theories (Norwegian Petroleum Directorate 1992). On the other hand, ringing became central scientific interest, was associated with secondary loading cycle and third or higher order harmonic forcing, and even after more than 20 years of experimental, numerical and analytical research cannot be fully explained or modelled well (Schløer et al. 2016), staying one of the challenges in the design of offshore wind turbines.

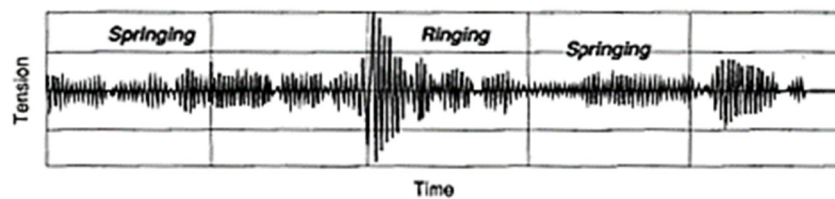


Fig. 5. Illustration of the springing and ringing responses. Adapted from Norwegian Petroleum Directorate (1992).

Offshore wind turbines have a major difference from the static offshore oil and gas structures – they are dynamic, therefore not only structural, hydrodynamic, and soil damping affects them, but also a major role of aerodynamic damping is seen. Multiple studies have found that the effect of wave nonlinearities is critical when the turbine is parked, while negligible if the turbine is operating due to aerodynamic damping (Jonkman & Musial 2010; Marino et al. 2013b; Marino et al. 2014a; Marino et al. 2014b; Marino et al. 2015; Schløer et al. 2016; Marino et al. 2017). It was estimated by a simplified one degree-of-freedom spring-mass system that operating configuration provides ten times higher aeroelastic damping (Marino et al. 2013b), making the resonant vibrations negligible in the operational mode. However, most of the studies only consider co-aligned wind and waves as this causes the highest loading, while a study on fatigue loads on a monopile-supported offshore wind turbine in the case of wind-wave misalignment has found largest fatigue accumulations in the case of misalignment (Van Der Meulen et al. 2012). Fig. 6 illustrates that such resonant vibrations are also present for the operating wind turbine, but only in the least aerodynamically damped planes in the case of large wind-wave misalignment (Mockutė et al. 2016). In Fig. 6 tower base bending moment in the direction of wave propagation is shown, when minimal aerodynamic damping is expected due to 90° misalignment from wind. The fully nonlinear (FNL – red graph) and linear (L – blue graph) wave kinematics as input to Morison equation are compared. The fact that these vibrations are resonant is clear from the observation of the shifts in phase to match the natural frequency of the structure ($f_n \approx 0.28$ Hz, which leads to $T_n \approx 3.5$ s, observed in Fig. 6). In the operating condition with 90° wind-wave misalignment they led to 1.5% higher fatigue damage equivalent loads with fully nonlinear wave kinematics instead of linear, compared

with only 0.2% for the co-aligned wind and waves case (still in operating condition). For reference, in the most critical case of co-aligned wind and waves in parked configuration, such percentage difference is as high as 13-15% (Mockutė et al. 2016; Mockutė et al. 2017).

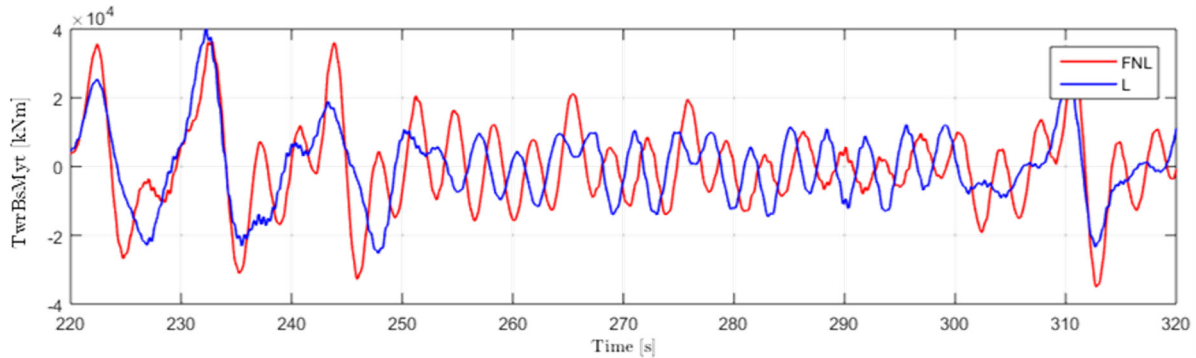


Fig. 6. Illustration of the shift in frequency of a monopile-supported offshore wind turbine tower base bending moment in the direction of the wave progression with 90° wind-wave misalignment, comparing the linear (L – blue) and fully nonlinear (FNL – red) wave kinematic inputs.

Courtesy of Mockutė et al. (2016).

3. NONLINEAR INTERACTIONS AND FULL COUPLING

The two largest complications in the modelling of offshore structures are the many nonlinear factors acting on them, and the interactions between those factors. The offshore wind turbines are composed of and affected by many interacting parts: soil and substructure, the substructure and tower, tower and nacelle, nacelle and blades, the aerodynamic effects on the structure, the responses of the total structure on the coupled action of wind, waves and current. Full coupling between them would come at an extremely high computational cost, therefore often parts are de-coupled, treated as quasi-static instead of dynamic or otherwise simplified at the cost of omission of certain complex events. The situation complicates even more since most of these effects are nonlinear, and accounting for nonlinearities increases the complexity and cost of such simulations.

3.1. Aero-hydro-servo-elastic solvers

To account for all of the complex factors affecting the offshore wind turbine design, aero-hydro-servo-elastic solvers were developed. Breaking down the name by parts: *aero* stands for the wind loads and allows to enter wind and turbulence settings; *hydro* is for the water part – waves and current; *servo* allows the control of the turbine, such as operating or parked states, blade pitching, yaw angles and much more; and finally *elastic* part is where turbine geometry and materials come in and the response is modelled. Taking one of the most commonly used aero-hydro-servo-elastic solvers FAST by NREL as an example, we see that many simplifications are used. For instance: wave kinematics are available only up to the second order, stretching schemes are used for kinematics between mean and instantaneous water levels, default hydrodynamic loading model is the simplest Morison equation, mooring lines are modelled quasi-statically (Jonkman & Buhl Jr. 2005; Jonkman et al. 2014). The advantage of FAST is that it is open-source and allows user input, therefore full nonlinearities can be considered. However, external input usually means that certain interaction is omitted; for example, if external wave kinematics are used as input, they are modelled without the motion of substructure taken into account, and lead to approximation and potential omission of radiation effects. Similarly, in the international projects OC3 (Offshore Code Comparison Collaboration), OC4 (Offshore Code Comparison Collaboration, Continuation) and OC5 (Offshore Code Comparison Collaboration with Correlation), where multinational participants used a large variety of codes simulating several different offshore substructures, it was also seen that even though most of the current methods capture the linear loads and responses well, the large majority of them still struggled with highly nonlinear phenomena, such as breaking waves and ringing (Jonkman & Musial 2010; Jonkman et al. 2012; Robertson et al. 2016).

3.2. Fluid-structure interaction: hydrodynamic loading models

Wave loads acting on the structure are one of the main considerations in the design of offshore structures, therefore appropriate hydrodynamic loading models are crucial for efficient designs. Since the importance of wave nonlinearities is already discussed in Subsection 2.1, this subsection will discuss the interaction between fully nonlinear waves and monopile support structure as representative of slender offshore structures.

The simplest hydrodynamic loading model is Morison equation, proposed by (Morison et al. 1950). It is applicable for slender structures, neglects diffraction effects and uses semi-empirical mass and inertia coefficients determined from experiments or available practice guidelines. It works sufficiently well for the prediction of the main loading component and is therefore implemented in the majority of standard hydro-aero-servo-elastic solvers (Jonkman et al. 2014; Robertson et al. 2016). However, its suitability has been doubted in more complex environments, such as steeper waves (Chaplin et al. 1997), or determining higher harmonic loads associated with resonant phenomena (refer to Subsection 2.3), especially in intermediate to shallow waters (Paulsen et al. 2014), which incidentally are the depths where monopile or jacket – slender – substructures are installed. Therefore, with arising interest in the ringing phenomena, corrections to Morison equation have been proposed and perturbation theories have been derived.

Corrections to Morison's equation were proposed as slender-body theory by (Rainey 1989; Rainey 1995). They are aimed to improve the accuracy of Morison inertia term in modelling potential flow loads, therefore the drag term is neglected while inertia term is augmented by: i) axial divergence force integrated along the length of the monopile, and two point loads: ii) surface intersection force and iii) surface distortion force. Chaplin et al. (1997) found the best agreement with experimental results for unsteady steep waves when Morison inertia term was improved by axial divergence and surface intersection forces.

Alternatively, analytical solution was proposed by perturbation theories. Derived during the peak of interest in ringing phenomenon, the two most well-known perturbation theories by Malenica and Molin (Malenica & Molin 1995) and Faltinsen, Newman, Vinje (Faltinsen et al. 1995) immediately take third order loads into account. Malenica and Molin was derived for finite depth in diffraction regime, while FNV – in long-wave regime infinite depth for regular waves (Faltinsen et al. 1995). The latter was quickly extended to irregular waves (Newman 1996), generalized for non-circular cross-sections (Faltinsen 1999), and very recently also generalized to finite depth (Kristiansen & Faltinsen 2017).

Even though it highly depends on the wave kinematics used and fully nonlinear wave kinematics always match experimental observations better, the choice of hydrodynamic loading model also plays an equally important role in determining the loading on the structure. Until now major developments have been made, but the analytical methods are limited to weakly nonlinear and are not sufficiently well modelling the higher order loading components, needed for more complex phenomena such as ringing, for waves of high steepness in finite depths, which are crucial for bottom-fixed offshore wind turbines. The trend for future is assumed to continue towards more complex loading models, which would be capable of numerically recreating the events observed experimentally.

3.3. Floating platforms and mooring lines

One of the most addressed issues in the modelling of floating offshore wind turbines is the interaction between the platform and the mooring lines. Firstly, the movement of the floating platforms cannot be considered under the hypotheses of small displacement. Moreover, the action of the mooring lines and the soil-structure interaction are important stabilizing factors that ideally would be modelled together with the floating platform. However, mooring lines are very slender and very long, therefore a challenge arises: how to model the mooring lines and how to couple them with the rest of the model with sufficient accuracy, full dynamic coupling and reasonable simulation time. The usual method is to model the mooring lines in pieces with a certain degree of coupling back into the complete model. Mooring lines systems are currently modelled in three main ways: quasi-statically, as an integrated nonlinear multibody elements model, or with a full dynamic analysis in time-domain, each with their own drawbacks (Cordle & Jonkman 2011; Jonkman et al. 2010).

Quasi-static method models the mooring lines in a separate module and imports the loads to the coupled solver at every time step, e.g. HydroDyn, TimeFloat, SIMPACK (Cordle & Jonkman 2011; Jonkman et al. 2010). The main limitation of the quasi-static and force-displacement methods is not accounting for line inertia, drag through the fluid, and vortex shedding. Neglecting dynamic effects is especially inappropriate in waters prone to high nonlinearities, such as breaking waves and survival conditions, and deep seas where the mass and motion of the mooring lines become large (Matha et al. 2011; Robertson et al. 2014).

Examples of the integrated nonlinear multibody elements model can be found in GH Bladed or SIMPACK (Cordle & Jonkman 2011; Jonkman et al. 2010). If the mooring line modelling is integrated in the main code as multibody system, which considers line-seabed friction, stiffness and damping, hydrodynamic drag and inertia but neglects vortex induced vibrations and the structure of lines' fibres, it requires the main code to be MBS-based too for full integration and numerical stability (Matha et al. 2011).

A full dynamic analysis in time-domain in nonlinear FEM (finite element method) program is used by, e.g. Charm3D, RIFLEX, 3Dfloat, DeepC (Cordle & Jonkman 2011; Jonkman et al. 2010). It is commonly the case with FEM-based modules that the rest of the turbine is modelled in different programs, therefore interfacing them tends to lead to either quasi-static results or numerical instabilities, or omits potentially important aerodynamic influences due to not being a single integrated dynamic structure (Matha et al. 2011).

To conclude, three commonly implemented methods to numerically model the mooring lines have been developed in the recent years of interest in offshore floating platforms, and the issues related with coupling the mooring lines with the platforms are currently being tackled, leaving full dynamic coupling as the next aim.

3.4. Soil-structure interaction

Soil is an important factor for the offshore structures, especially fixed-bottom, as it provides the restoring forces from the rough combined action of wind, waves and current, as well as damping for the induced motions of the structure. The interaction between the soil and foundation of offshore wind turbines therefore should be carefully modelled. The three most commonly implemented models– apparent fixity, coupled springs, and distributed springs– are illustrated in Fig. 7.

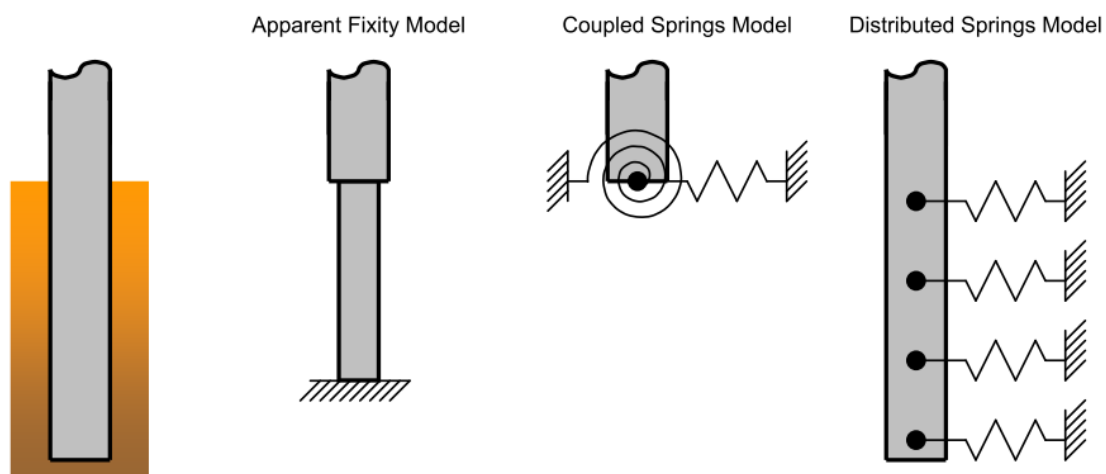


Fig. 7. Illustration of different soil-structure interaction models.
Courtesy of Jonkman & Musial (2010).

To introduce the three models in the order of increasing complexity and fidelity, apparent fixity model considers the monopile and its flexible foundation as a single cantilever with different properties above and below the mudline: above the mudline properties are left real, while below the mudline properties are assigned artificially to achieve expected behaviour. In the coupled springs model the monopile above

the ground is also kept with its real properties, but the whole subsoil part of the monopile is simplified into a set of translational and rotational degrees of freedom with coupled springs, which are assigned appropriate stiffness matrices. Finally, the distributed springs model keeps the whole length of the monopile without any changes or fixed ends, and the soil interaction is approximated as lateral springs distributed along the length of the monopile below the mudline. The distribution of the lateral springs allows to assign depth-dependent stiffness constants.

Same as for the wave kinematics, the soil properties have to be modelled nonlinear in order to avoid discrepancies. It was found that model with linear soil properties would lead to underestimation of the response of the structure (Chatziioannou et al. 2017). The peak displacements were found to be extremely sensitive – up to 50% higher in the simulations with nonlinear soil properties, regardless of which order wave theories were used.

One of the largest issues is that to this day there are no sufficient long-term measurements of actual soil properties around a full-scale offshore wind turbine, especially throughout its lifetime for fatigue studies (Schafhirt et al. 2016), therefore the numerical models cannot be calibrated and validated as well as they could. For example, for a monopile-supported offshore wind turbine in loose sand the fatigue lifetime was found to be either reduced by 9% or increased by 4% depending on whether soil softening or stiffening is anticipated (Schafhirt et al. 2016).

All in all, best possible estimations of soil-structure interaction are being modelled with available tools and new models keep arising, moving towards more nonlinear and better validated models.

4. SUMMARY AND CONCLUDING REMARKS

Wind technology is already well established onshore, therefore is now moving to the offshore sites, where the conditions are very harsh, non-Gaussian, stochastic, nonlinear; and therefore are resulting in equally complex dynamic responses. This paper discussed recent and current challenges in the structural design of offshore wind energy structures, numerical developments which are helping to overcome them, and looked at certain trends for near future in this field.

Much progress has been achieved in the numerical simulation of offshore wind turbines, both fixed-bottom and floating. Wave nonlinearities have been seen to have tremendous impact on both extreme and fatigue loads of offshore wind turbines, and one of the greatest achievements is the development of numerical models for fully nonlinear wave kinematics. Using domain decomposition is preventing unreasonably long simulation times, while breaking and near-breaking wave impact loading can now be taken into account, allowing much greater reliability of the design loads. The complex ringing phenomena has been continuously investigated since 1990s; however, the mechanisms behind it still have to be fully understood and then successfully numerically recreated in order to be accounted for in the design of offshore wind turbines, therefore work continues to be undertaken in this direction.

Numerous aero-hydro-servo-elastic solvers were developed for the coupled simulation involving all the complex influences that offshore structures are exposed to; and they are constantly being improved. More sophisticated hydrodynamic loading models have been derived to account for higher-order loading, the interaction between floating platforms and mooring lines is improving towards fully dynamic as soon as their numerical coupling issues are overcome, and soil-structure interaction is being accounted for with increasingly advanced models, which will hopefully soon be calibrated and validated with real-life data from the already operating turbines.

All in all, with the help of improving computational capabilities and continuous research we are well on the way from linear, Gaussian and simplified, towards nonlinear, non-Gaussian, and much more complex processes, more accurately representing the harsh reality that the offshore structures face and allowing to design safer and more efficient offshore wind energy structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

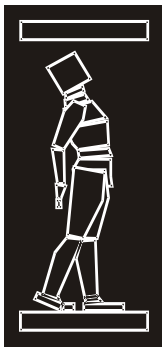
This work was funded by the European Commission's Framework Program "Horizon 2020", through the Marie Skłodowska-Curie Innovative Training Network (ITN) "AEOLUS4FUTURE - Efficient harvesting of the wind energy" (H2020-MSCA-ITN-2014: Grant agreement no. 643167). Furthermore, the COST TU1304 action WINERCOST is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Bredmose, H., Schlütter, F., Paulsen, B. T., & Schløer, S. (2013). Ringing and impulsive excitation of offshore wind turbines. Results from the Wave Loads project. In Poster session at EWEA Offshore 2013.
- [2] Chaplin, J. R., Rainey, R. C. T., & Yemm, R. W. (1997). Ringing of a vertical cylinder in waves. *Journal of Fluid Mechanics*, 350, 119–147. <http://doi.org/10.1017/S002211209700699X>
- [3] Chatziioannou, K., Katsardi, V., Koukouselis, A., & Mistakidis, E. (2017). The effect of nonlinear wave-structure and soil-structure interactions in the design of an offshore structure. *Marine Structures*, 52, 126–152. <http://doi.org/10.1016/j.marstruc.2016.11.003>
- [4] Cordle, A., & Jonkman, J. M. (2011). State of the Art in Floating Wind Turbine Design Tools. In 21st International Offshore and Polar Engineering Conference (pp. 1–9).
- [5] Faltinsen, O. M. (1999). Ringing loads on a slender vertical cylinder of general cross-section. *Journal of Engineering Mathematics*, 35, 199–217. <http://doi.org/10.1023/A:1004362827262>
- [6] Faltinsen, O. M., Newman, J. N., & Vinje, T. (1995). Nonlinear wave loads on a slender vertical cylinder. *Journal of Fluid Mechanics*, 289, 179–198.
- [7] GWEC. (2017a). Global Wind Report 2016. Wind energy technology.
- [8] GWEC. (2017b). Wind in Numbers. Retrieved from <http://www.gwec.net/global-figures/wind-in-numbers/>
- [9] Jonkman, J. M., & Buhl Jr., M. L. (2005). FAST User's Guide.
- [10] Jonkman, J. M., Larsen, T., Hansen, A., Nygaard, T. A., Maus, K., Karimirad, M., ... Park, H. (2010). Offshore code comparison collaboration within IEA Wind Task 23: Phase IV results regarding floating wind turbine modeling. *European Offshore Wind Conference*, 23.
- [11] Jonkman, J. M., & Musial, W. (2010). Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment, (December).
- [12] Jonkman, J. M., Robertson, A. N., & Hayman, G. J. (2014). HydroDyn User's Guide and Theory Manual HydroDyn User's Guide and Theory Manual.
- [13] Jonkman, J. M., Robertson, A. N., Popko, W., Vorpahl, F., Zuga, A., Kohlmeier, M., ... von Waaden, H. (2012). Offshore Code Comparison Collaboration Continuation (OC4), Phase I – Results of Coupled Simulations of an Offshore Wind Turbine with Jacket Support Structure, (March).
- [14] Kristiansen, T., & Faltinsen, O. M. (2017). Higher harmonic wave loads on a vertical cylinder in finite water depth. *Journal of Fluid Mechanics*, In Press.
- [15] Malenica, Š., & Molin, B. (1995). Third-harmonic wave diffraction by a vertical cylinder. *Journal of Fluid Mechanics*, 302, 203–229.
- [16] Marino, E. (2010). An integrated nonlinear wind-waves model for offshore wind turbines. Firenze, Italy: Firenze University Press.
- [17] Marino, E., Borri, C., & Lugni, C. (2011a). Influence of wind-waves energy transfer on the impulsive hydrodynamic loads acting on offshore wind turbines. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 99, 767–775. <http://doi.org/10.1016/j.jweia.2011.03.008>

- [18] Marino, E., Borri, C., & Peil, U. (2011b). A fully nonlinear wave model to account for breaking wave impact loads on offshore wind turbines. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 99, 483–490. <http://doi.org/10.1016/j.jweia.2010.12.015>
- [19] Marino, E., Giusti, A., & Manuel, L. (2017). Offshore wind turbine fatigue loads: The influence of alternative wave modeling for different turbulent and mean winds. *Renewable Energy*, 102, 157–169.
- [20] Marino, E., Lugni, C., & Borri, C. (2013a). A novel numerical strategy for the simulation of irregular nonlinear waves and their effects on the dynamic response of offshore wind turbines. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 255, 275–288. <http://doi.org/10.1016/j.cma.2012.12.005>
- [21] Marino, E., Lugni, C., & Borri, C. (2013b). The role of the nonlinear wave kinematics on the global responses of an OWT in parked and operating conditions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 123, 363–376. <http://doi.org/10.1016/j.jweia.2013.09.003>
- [22] Marino, E., Lugni, C., Manuel, L., Nguyen, H., & Borri, C. (2014a). Simulation of Nonlinear Waves on Offshore Wind Turbines. In *Proceedings of the ASME 2014 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering* (pp. 1–9).
- [23] Marino, E., Lugni, C., Stabile, G., & Borri, C. (2014b). Coupled dynamic simulations of offshore wind turbines using linear, weakly and fully nonlinear wave models: the limitations of the second-order wave theory. In *9th International Conference on Structural Dynamics EURODYN* (pp. 3603–3610).
- [24] Marino, E., Nguyen, H., Lugni, C., Manuel, L., & Borri, C. (2015). Irregular Nonlinear Wave Simulation and Associated Loads on Offshore Wind Turbines. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 137(2), 21901. <http://doi.org/10.1115/1.4029212>
- [25] Matha, D., Schlipf, M., Cordle, A., Pereira, R., & Jonkman, J. M. (2011). Challenges in Simulation of Aerodynamics, Hydrodynamics, and Mooring-Line Dynamics of Floating Offshore Wind Turbines. In *21st Offshore and Polar Engineering Conference* (pp. 1–8).
- [26] Mockutė, A., Marino, E., & Borri, C. (2017). Effects of wind-wave misalignment on the dynamic response of an offshore wind turbine in highly nonlinear waves. In *7th European and African Conference on Wind Engineering*.
- [27] Mockutė, A., Marino, E., Giusti, A., & Borri, C. (2016). Effects of wind-wave misalignment in the case of nonlinear hydrodynamic loading of offshore wind turbines. In *Proceedings of IN-VENTO 2016 - XIV Conference of the Italian Association for Wind Engineering* (p. In Press).
- [28] Morison, J. R., O'Brien, M. P., Johnson, J. W., & Schaaf, S. A. (1950). The Force Exerted by Surface Waves on Piles. *Petroleum Transactions, AIME*, 189, 149–154.
- [29] Newman, J. N. (1996). Nonlinear Scattering of Long Waves by a Vertical Cylinder. In J. Grue, B. Gjevik, & J. E. Weber (Eds.), *Waves and Nonlinear Processes in Hydrodynamics* (pp. 91–102). Dordrecht: Springer Netherlands. http://doi.org/10.1007/978-94-009-0253-4_8
- [30] Norwegian Petroleum Directorate. (1992). *NPD Annual Report 1992*.
- [31] Paulsen, B. T., Bredmose, H., Bingham, H. B., & Jacobsen, N. G. (2014). Forcing of a bottom-mounted circular cylinder by steep regular water waves at finite depth. *Journal of Fluid Mechanics*, 755, 1–34. <http://doi.org/10.1017/jfm.2014.386>
- [32] Rainey, R. C. T. (1989). A new equation for calculating wave loads on offshore structures. *Journal of Fluid Mechanics*, 204, 295–324. <http://doi.org/10.1017/S002211208900176X>
- [33] Rainey, R. C. T. (1995). Slender-body expressions for the wave load on offshore structures. *Proceedings: Mathematical and Physical Sciences*, 450(1939), 391–416.
- [34] Rainey, R. C. T. (2007). Weak or strong nonlinearity: the vital issue. *Journal of Engineering Mathematics*, Newman Hon, 1–27.

- [35] Robertson, A. N., Jonkman, J. M., Vorpahl, F., Qvist, J., Frøyd, L., Chen, X., ... Guérinel, M. (2014). Offshore Code Comparison Collaboration Continuation Within IEA Wind Task 30 : Phase II Results Regarding a Floating Semisubmersible Wind System Preprint. In 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (p. 15).
- [36] Robertson, A. N., Wendt, F., Jonkman, J. M., Popko, W., Bredmose, H., Schlütter, F., ... Guérinel, M. (2016). OC5 Project Phase Ib : Validation of Hydrodynamic Loading on a Fixed , Flexible Cylinder for Offshore Wind Applications. *Energy Procedia*, 94(January), 82–101. <http://doi.org/10.1016/j.egypro.2016.09.201>
- [37] Schafhirt, S., Page, A., Eiksund, G. R., & Muskulus, M. (2016). Influence of Soil Parameters on the Fatigue Lifetime of Offshore Wind Turbines with Monopile Support Structure. *Energy Procedia*, 94(January), 347–356. <http://doi.org/10.1016/j.egypro.2016.09.194>
- [38] Schløer, S., Bredmose, H., & Bingham, H. B. (2016). The influence of fully nonlinear wave forces on aero-hydro-elastic calculations of monopile wind turbines. *Marine Structures*, 50, 162–188. <http://doi.org/10.1016/j.marstruc.2016.06.004>
- [39] Smith, A., Stehly, T., & Musial, W. (2015). 2014-2015 Offshore wind technologies market report.
- [40] Statoil. (2016). The development of Hywind Scotland Pilot Park.
- [41] Statoil. (2017). Hywind. Floating Offshore Wind 2017 - Oslo.
- [42] Van Der Meulen, M. B., Ashuri, T., Bussel, G. J. W. Van, & Molenaar, D. P. (2012). Influence of Nonlinear Irregular Waves on the Fatigue Loads of an Offshore Wind Turbine. In *The Science of Making Torque From Wind* (p. 10).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://www.mase.org.mk>

Елена ДУМОВА-ЈОВАНСКА¹

УПРАВУВАЊЕ СО СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК – МАКЕДОНСКО ИСКУСТВО

РЕЗИМЕ

Во овој труд изнесени се дефинициите на основните поими како и концепти од областа на управувањето со сеизмички ризик. Презентирани се елементите на процесот на дефинирање на сеизмичкиот ризик, но и чекорите, мерките и алатките во овој процес. Имајќи на ум дека станува збор за дисциплина значително „помлада“ од традиционалните инженерски дисциплини, нивото на општествената свест и трендови при дефинирање на политиките за ублажување на констатирано сеизмички ризик, се наметнува потребата од поголема транспарентност во работењето на институциите кои се занимаваат со оваа проблематика.

Вториот дел од трудот е посветен на моделот за управувањето со сеизмички ризик кој е дефиниран во Република Македонија, како и досегашните искуствата од тоа решение.

Клучни зборови: сеизмички ризик, управување со сеизмички ризик.

Elena DUMOVA-JOVANOSKA¹,

SEISMIC RISK MANAGEMENT – MACEDONIAN EXPERIENCE

SUMMARY

This paper presents definitions of basic terms as well as concepts in the field of seismic risk management. The elements of the process of definition of seismic risk, but also the steps, measures and tools in this process are presented. Having in mind that this is a field much “younger” than traditional engineering disciplines, the extent of social understanding and trends in defining politics for mitigation of detected seismic risk, need for higher transparency in the work of the institutions responsible for this issue arises.

Second part of the paper is dedicated to the model for seismic risk management defined for Republic of Macedonia, as well as the contemporary experience with it.

Keywords: seismic risk, seismic risk management.

¹ проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Последните земјотреси кои се случија во Македонија, во Скопје и околината 2016 година и Охрид и околните места оваа година, ја вознемирија македонската јавност и покрај тоа што беа со умерен, а повеќето и со слаб интензитет. Ништо поинаку веројатно не е и со големиот број земјотреси кои секојдневно потресуваат различни локации од сеизмички активни зони на земјината топка. Имајќи го катастрофалниот скопски земјотрес од 1963 година како репер за разурната моќ на оваа природна опасност изненади неоправдано големата паника кај населението при потреси далеку од очекуваните максимуми за споменатите региони. Ова упатува на фактот дека иако стручната јавност од градежниот сектор релативно доследно ги следи најновите сознанија кои се однесуваат на проектирање сеизмички отпорни конструкции и ги применува во секојдневната практика, тоа не допира до пошироката јавност.

Стравот и несигурноста, како да се постапи во споменатите случаи на земјотрес, откриваат слабости во подготвеноста но и информираноста за потенцијалниот ризик кај населението. А тоа е обврска и цел на системите во една држава кои имаат задача да управуваат со различните ризици, вклучувајќи го и сеизмичкиот. Од тука темата на управување со сеизмичкиот ризик несомнено го заслужува вниманието на пошироката јавност, но стручната инженерска би требала на тоа да посвети особен интерес.

Во продолжение прво се дадени основните дефиниции, концептот и елементите на управувањето на сеизмичкиот ризик, а потоа изнесени се спецификите на македонското решение.

2. УПРАВУВАЊЕ СО СЕИЗМИЧКИ РИЗИК – ПОИМ

Управување со сеизмичкиот ризик претставува дефинирање на политики, процедури и стратегии за намалување на обемот на катастрофи предизвикани од земјотрес.

Управување со ризик е процес од вреднување на алтернативи (опции) и избор на најсоодветни дејства со интегрирање на резултатите од процената на ризик со инженерски податоци, како и социјално/економски/политички фактори со цел да се постигнат профатливи одлуки. Генерално, процената на ризик/процесот на анализа вклучува објективност, додека управувањето со ризик вклучува приоритети и ставови кои имаат и објективни и субјективни елементи.

Две можности можат да се комбинираат во генерална стратегија за управување со ризик:

- намалување на очекуваните загуби (штети) со примена на мерки за превенција и ублажување и
- осигурување и споделување на загубите (штетите) во случај на земјотрес

Изборот, дали ќе се избере одредена технологија за ретрофит или ќе се размислува за осигурување, ќе зависи од финансиската моќ и нивото на прифатлив ризик.

2.1. Стратегија за управување со сеизмички ризик

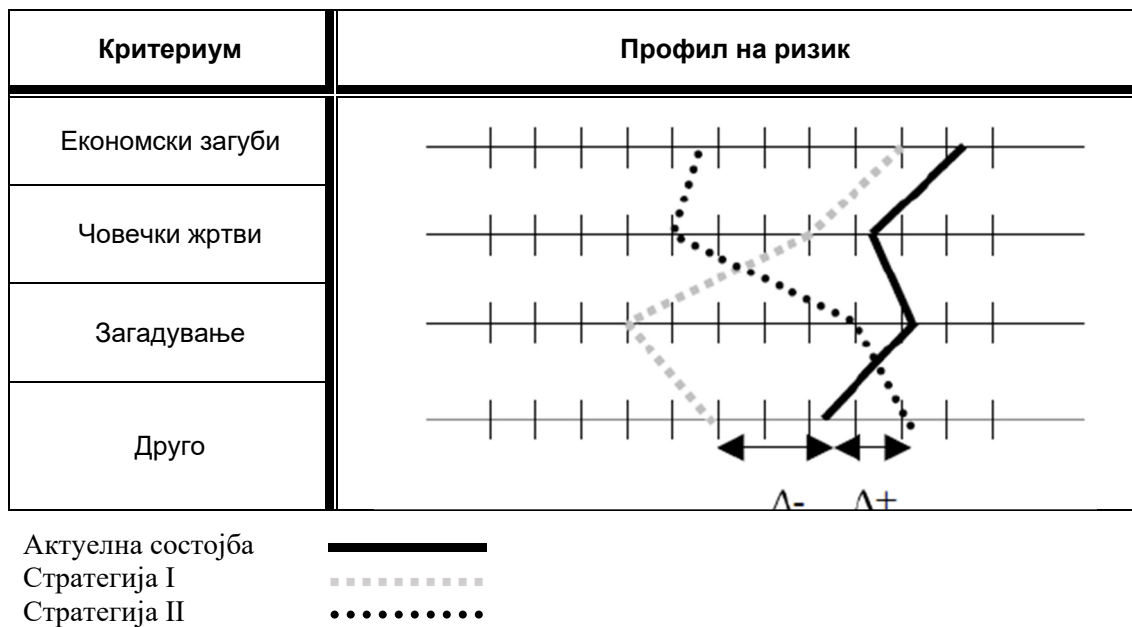
Стратегија е комплет од мерки кои влијаат на ризикот. Едно е сигурно поинакви стратегии ќе се дефинираат за управување со сеизмички ризик на индустриски комплекс, од стратегија за транспортна мрежа, а сосема поинаква за објект од историското наследство. Задача на лицето одговорно за управување со ризик да развие стратегии кои се соодветни во дадена ситуација.

2.2. Мерки за управување со ризик

Постои широк спектар на мерки кои стојат на располагање во дадена ситуација. На пример ризикот може да се намали со повеќе технички решенија наменети за намалување на повредливоста на конструкциите: ретрофит на сеизмички несоодветни столбови на мостовски конструкции од транспортната инфраструктура, или зајакнување на повеќекатни конструкции, вообичаени во регионот. Други алатки вклучуваат пренесување (ширење) на ризикот преку осигурување. На пример, може да се понуди портфолио на фондови на осигурувањето на објектите со цел да компензираат економските загуби. Друга класична мерка е подготовка за катастрофи, тренирање на спасувачи и персонал за прва помош или имплементација сигурносни

планови за ресурси (гас, вода...). Други алатки за управување со ризици вклучуваат такви мерки како што се воведување/усовршување на прописи за нови објекти.

Напорите за ублажување на природните катастрофи се повеќе се оценуваат во контекст на интегрирано управување со ризици. Често е корисно на прашањата од сеизмичкото инженерство да им се пристапи од позицијата на управување со ризици. На пример, во град со објекти со висока повредливи, управувањето со последиците од земјотрес изискува селекција на стратегии за управување со ризикот (т.е. листа на мерки). Повеќе стратегии се можни, почнувајќи од да не правиш ништо (т.е. да го профатиш ризикот), до имплементација на обемна програма за зајакнување на објектите. Додека друга стратегија може да биде осигурување за да се гарантира финансиската надокнада на штетите и да се обезбеди економско возобновување. Креаторите на политики мораат да земат предвид различни, а често спротивставени, интереси при изборот на стратегија. Од тука тешкото прашање, на кој начин да се одбере соодветна стратегија?



Сл. 1. Избор на различни стратегии

3. ЕЛЕМЕНТИ НА УПРАВУВАЊЕТО СО СЕИЗМИЧКИ РИЗИК

На Слика 2 даден е графички приказ на сложениот систем на управување со сеизмичкиот ризик.

Процената на сеизмичкиот ризик претставува интегрален дел од управувањето со сеизмичкиот ризик и вклучува проценка на ризикот од штети како резултат на потенцијалниот hazard и повредливоста на дадена област или регион. Во сеизмички активни области, комплетна анализа на сеизмичкиот ризик, претставува предвидување на економски и општествени штети од потенцијален земјотрес. Процената на овие штети изискува придонес од повеќе научни дисциплини и ги вклучува следните чекори и активности:

Анализа на сеизмичкиот hazard:

- Определување на извори на земјотре
- Моделирање на настанување на земјотреси од овие извори
- Проценка на намалување на сеизмичкото дејство помеѓу овие извори и разгледуваната област
- Проценка на ефекти од амплификација на осцилации како резултат на почвени услови, ефекти од ликвифакција, свлечишта или површински раседи

Информации за градежниот фонд и инфраструктурата:

- Идентификација на згради и инфраструктурни градежни објекти кои се изложени на штети

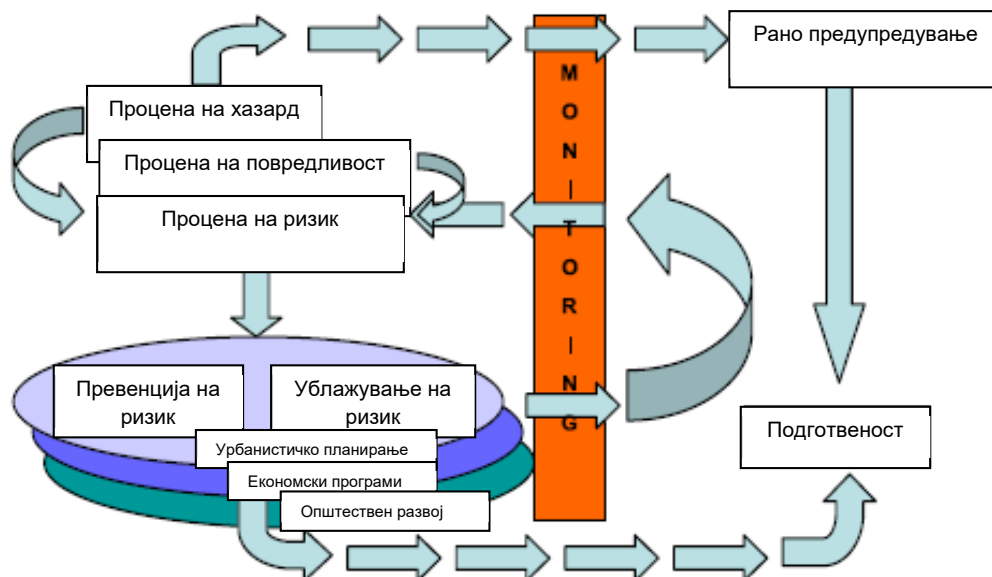
- Класификација на згради и инфраструктурни градежни објекти според нивната повредливост
- Класификација на објектите според бројот на нивни корисници

Моделирање на штети:

- Моделирање на однесувањето на различните класи на објекти под дејство на земјотрес и придружните ефекти
- Определување на функциите на штети (зависност на дефинираните нивоа на штети и интензитет на земјотрес).
- Процена на штети на објектите од земјотрес на локацијата на објектите.
- Процена на штети предизвикани од пожари (после земјотресот).

Процена на загуби (штети):

- Процена на директни штети кои се должат на трошоци за поправка.
- Процена на индиректни штети како резултат на нефункционирање на објектите.
- Процена на жртви предизвикани од штетите на објектите.



Сл. 2. Елементи на управувањето со сеизмички ризик

3.1. Градежна практика и урбанистичко планирање

Најефикасен начин да се намали сеизмичкиот ризик е преку соодветна градежна пракса и урбано планирање. Во двата случаја во повеќето земји, правилниците, било за градење било за урбано планирање, ги дефинираат минималните барања или препораки за „добро однесување“ во текот на можен земјотрес кој може да се случи во текот на животниот век на разгледуваната конструкција.

3.1.1. Нови конструкции и постоен градежен фонд

Новите конструкции треба да ги одразуваат знаењето и добрите практики на современиот развој. Тоа значи дека општеството не треба да гради без потребните ресурси за да обезбедат сигурна конструкција. Сеизмологијата, геологијата и инженерството ги имаат сите средства да го направат тоа за разумно ниска цена споредено со цената без тие да се применат. Контролата на квалитет мора да се практикува на многу строг начин со цел се што е изградено од сегашните сопственици да се пренесе како безбедно наследство на идните генерации. За да се исполнат овие барања обемна кампања за политички промени треба да се промовира особено во земји со

пониско знаење и капацитет. Едноставно, треба да се имплементираат едноставни и ефикасни техники.

3.1.2. Правилници за градење (проектирање)

Правилниците за проектирање и „добрите градежни практики“ со децении биле единствениот ефективен начин да се ублажат штетите од земјотрес. Историски тие се развиени врз основа на градителско знаење насобрано од генерации кои страдале од дејство на земјотрес. Развојот на науката и технологијата во текот на дваесетиот век, особено во последните дваесет години, доведоа до комплетно нова формулација на правилниците за проектирање, адаптирани со докажани градежни стандарди. Актуелните кодови се инструменти од голема корист во сите земји и треба да се составен дел од најзначајните форми на контрола на квалитет на сеизмички отпорни конструкции.

Филозофијата на правилниците се промени во последните години креирајќи построг концепт од заштита на животи и воведувајќи го концептот на минимизирање на одредени типови на штети, преку концептот на однесување. Последниот критериум многу зависи од типот и важноста на објектот. Оваа филозофија се применува на вообичаени конструкции (училишта, места со голема концентрација на луѓе) и на многу значајни конструкции (болници, центри за носење одлуки и сл.). Друга категорија на објекти треба да има многу специфичен пристап како резултат на последици во случај на парцијален лом (критични конструкции, енергетски постројки и сл.).

Филозофијата на правилниците значително се промени во последните 50 години. Првата генерација на правилници во 1950-тите имаа главна цел само заштита на животи, за земјотреси со мала веројатност на појавување. Но последната генерација на прописи во голема мера ги следи „критериумите на однесување“ какви што се прикажани на Слика 3, барајќи верификација на „однесувањето“ за различни нивоа на земјотрес. Понатаму ова е разгледано како концепт за прифатлива веројатност на јавување на таков ризик, т.е. кој ризик е прифатлив или неприфатлив за општеството и до каде може да одиме со правилниците.

	Целосно оперативно	Оперативно	Сигурност на животи	Скоро колапс
Честа	◆			
Случајна	▲	◆		
Ретка	●	▲	◆	
Многу ретка		●	▲	◆

- ◆ Основни конструкции
- ▲ Важни конструкции и конструкции со висок ризик
- Критични конструкции

Неприфатливо однесување

Сл. 3. Однесување на конструкциите во зависност од веројатноста на земјотрес

Што се однесува до законската страна на правилниците постојат различни статуси во различни земји и региони. Во многу европски земји овие правилници се задолжителни (Шпанија, Франција, Италија и др.), додека во САД постојат големи разлики од држава до држава, во многу случаи правилниците се само препораки.

3.1.3. Урбанистичко планирање

Урбанистичкото планирање е важна компонента на намалување на сеизмичкиот ризик. Може да се каже дека во краен случај, инженерското и научното/техничко знаење може да ги совлада сите тешки природни средини. Но тоа може да повлече значителни средства за проектирање и изведба

и да биде помалку урамнотежено решение. Урбанистичкото планирање треба да дефинира подобро користење на територијата во поглед на сите можни закани, поставувајќи ограничувања на типови на конструкции, облик, димензии или дефинирајќи подетално сеизмичко дејство за тоа опкружување, предвидувајќи можност за исклучување на зони со високо ниво на сеизмички hazard. Урбаното планирање може да воспостави степен на интервенции во постоечки блок од згради, потреба од зајакнување и сл.

Но голем број од апликации доаѓаат од интегрирање во урбанистичкото планирање на земјиштето на различни ограничувања кои се поврзани со други ефекти освен директното сеизмичко дејство, како што се, влијание на познати активни раседи, индуцираните појави на ликвидација и свлечишта, но исто така поплави од цунами, полави од лом на брана и сл. Пример на значајно достигнување во правилата поврзани општинското урбанистичко планирање било спроведено во Франција со Планови за превенција од ризици. Значителен број на општини изработиле свој локален план за време на последните неколку години.

3.1.4. Осигурување

Осигурување (јавно и приватно), диференцирајќи ја надокнадата може да допринесе за контрола на квалитетот на проектирањето и изведбата. Повеќе методи за примена на осигурувањето стојат на располагање и се применуваат во светот. Во главно, може да постојат централни тела, како во Шпанија Consorcio de Compensación de Seguros, или умерено централизирано како што е Фондот за солидарност на Европската Унија после големите поплави во Централна Европа летото 2002. Но најчесто практикуван начин е постоење на национални или меѓународни компании преку меѓународно осигурување. Сите овие модели можат да помогнат да се зголеми јавната свест од сеизмички ризик креирајќи култура на превенција на ризик. Треба да се спомене дека за големи инсталации веќе е воспоставена практика да се обезбеди експертско мислење за овие прашања. Сега е потребно оваа практика да се прошири на повообичаени објекти. Содејството на приватното и јавното е прашање на политичкото уредување, но потребно е да остане надвор од основното прашање на контрола на квалитет.

3.2. Планирање и управување со кризи

3.2.1. Планирање

Планирањето изискува претходно дефинирање на сеизмичкото сценарио или збирка на сеизмички сценарија. За секое, ефектите од симулираното дејство се третираат и се трансформираат во променливи кои се користат во планирањето на сите операции. Планирањето треба да ги опфаќа сите зони изложени на различни инциденти и подготовка на логистика и теренски вежби за симулирање на ситуации кои можат да се случат во ситуација на вистински земјотрес.

3.2.2. Управување со обновата после катастрофи

Управување со сеизмичка катастрофа има две суштински компоненти: една непосредно веднаш после земјотресот (првите неколку часа) и друга во продолжение (неколку дена или недели). Првата се однесува на сите оперативни мерки кои треба да се преземат во однос на воспоставеното планирање, што вклучува брза процена на штети. Втората компонента се однесува на активности кои треба да се превземат за нормализирање на животот. Детални теренски увиди за детално оценување на дистрибуцијата на штети се наоѓа меѓу активностите кои треба да се преземат за одлучување дали објектите можаат да се населат или потреба од итна интервенција.

Брза процена на штети после земјотрес е суштински дел од кризниот процес. Навистина, информациите за областите зафатени од земјотрес треба да се консолидираат на најкраток можен рок. Ова подразбира брза и точна процена на тоа што се случило, каде и какви типови на проблеми потребно е да се третираат. На пример, страдањата на населението можат делумно да се намалат доколку информацијата е дадена со прецизност, ранетото население е третирано во најкраток можен рок, бездомните се транспортирани до привремени објекти за сместување. Алатка за брза процена на штети треба да помогне кои области се повеќе погодени, блокови на

големи пречки на рутите за итна помош, згради со поголема концентрација на жртви, конструкции за кои постои опасност од рушење при евентуални афтершокови и потреба од инстантно поставување на потпори и сл.

На други нивоа, осигурителните компании можат да стартуваат со развивање на дел од нивните портфолија кои биле погодени, агентите на различни снабдителни мрежи можат да почнат да го проверуваат степенот на прекин на снабдување на мрежите (телефони, гас, електрична енергија и сл.), агентите во индустријата можат да почнат со попис на влијанијата во нивните активности и сл. Сите тие се во подобри услови за дефинирање на политиките за интервенциите.

Современите технолошки достигнувања можат им обезбедуваат на Цивилната заштита и други управни и безбедносни тела нови форми на заштита такви како што е системот за сеизмичко рано предупредување. Има два типа на такви системи. Најмногу прифатениот систем за рано предупредување ја користи предноста на современата сеизмологија и оперира со времето кое може да го добие од првиот момент кога се јавуваат примарните бранови и разликата до појавувањето на секундарните сеизмички бранови кои стасуваат подоцна. Доколку растојанието до кое патуваат сеизмичките бранови е доволно далеку, може да се добијат десетина секунди за да се испрати информацијата пред пристигнувањето на големите амплитуди на секундарните бранови. Во зависност од обезбеденото време, овие техники овозможуваат активирање на значајни дејства, како што е исклучување на индустриски капацитети, исклучување на мрежи, запирање на опасни активности или подготовка на активната контрола на конструкциите. Овие нови идеи веќе се применети во неколку локации како тест примери, најпознат е системот за запирање на „Синкасан“ возот во Јапонија. Примената на овие технологии подразбира добра координација помеѓу инструментална сеизмологија, комуникациски науки и технологии и инженерско знаење како да се искористи информацијата.

Втор тип на системите за рано предупредување се користи за предупредување на цунами. Во овој случај времето да се испрати предупредувањето може да е значително подолго, зависно од растојанието кое го поминуваат океанските бранови. Предупредување од овој тип постои повеќе години на Пацификот, за бранови кои патуваат неколку маса пред да стигнат до целта, но понекогаш времето е покосо од половина час. За да се биде ефикасен во овие случаи добар систем за предупредување треба да се имплементира со најсовремена технологија.

3.2.3. Зајакнување и реконструкција на постоечки градежен фонд

Зајакнување на најповредливите конструкции и подобрување на критичните (значајните) објекти е најдобар начин општеството да се подготви за идни земјотреси. Доколку се случи земјотрес, реконструкција треба да се спроведува следејќи ги повеќето најдобри принципи и техники. Зајакнувањето е голема одговорност која треба да ја преземат различни генерации но „кост-бенефит“ анализата може да покаже дека, на долги патеки, тоа е најдобрата политика да се следи. Конструкција која може да прифати сеизмички товар до соодветно ниво ќе го преживее земјотресот, најверојатно задржувајќи го оперативниот интегритет. Во некои случаи ќе се јават штети но жртвите сериозно ќе се намалат. Дури и во најлошите случаи станбените објекти можат веднаш да се користат, избегнувајќи огромен број на бездомници.

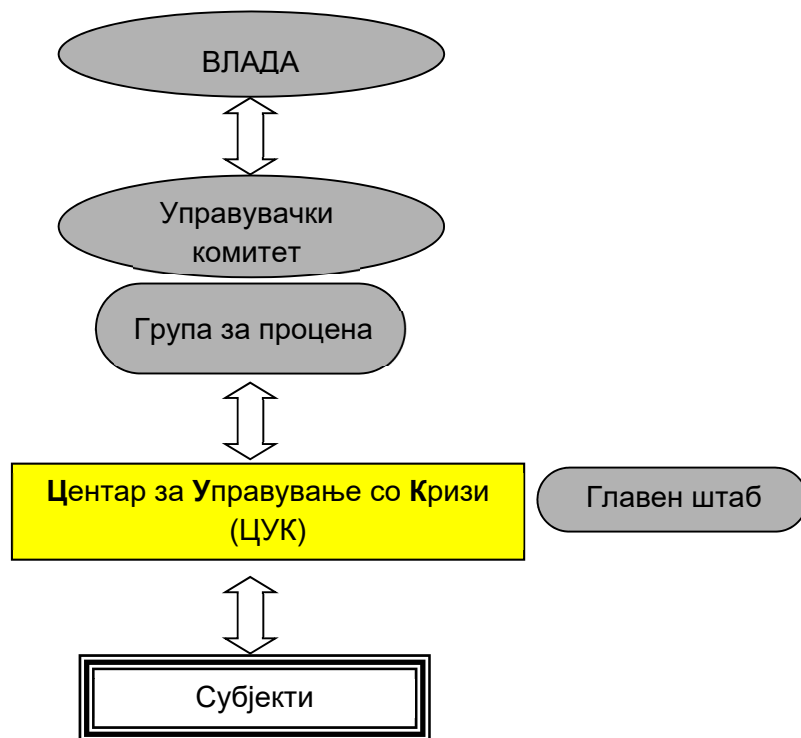
Програма за зајакнување потребно е внимателно да се планира со цел да се оптимизираат ресурсите и да се дефинираат приоритети во тек на време. На пример, училишта и болници се во првата линија на приоритети, следени од одредени мрежи (водоводна, електрична, гасовод). Станбените, конструкциите од културно наследство и слично се приоритети од друг тип. Првиот тип треба да се справуваат со приватна/јавна сопственост, вторите со доделената културна вредност. Но, во сите случаи прецизна процена на

- (i) сеизмичката повредливост,
- (ii) веројатноста од надминување на одредени нивоа на штети,
- (iii) чинењето на интервенцијата и
- (iv) треба да се процени достигнатото подобрување. Политиките на изнајмување, мотивација, пазарни очекувања, архитектонска/историска вредност, осигурување, регулатива за користење на земјиште и т.н., играа значајна улога процесот на одлучување за ова прашање.

4. МАКЕДОНСКО ИСКУСТВО

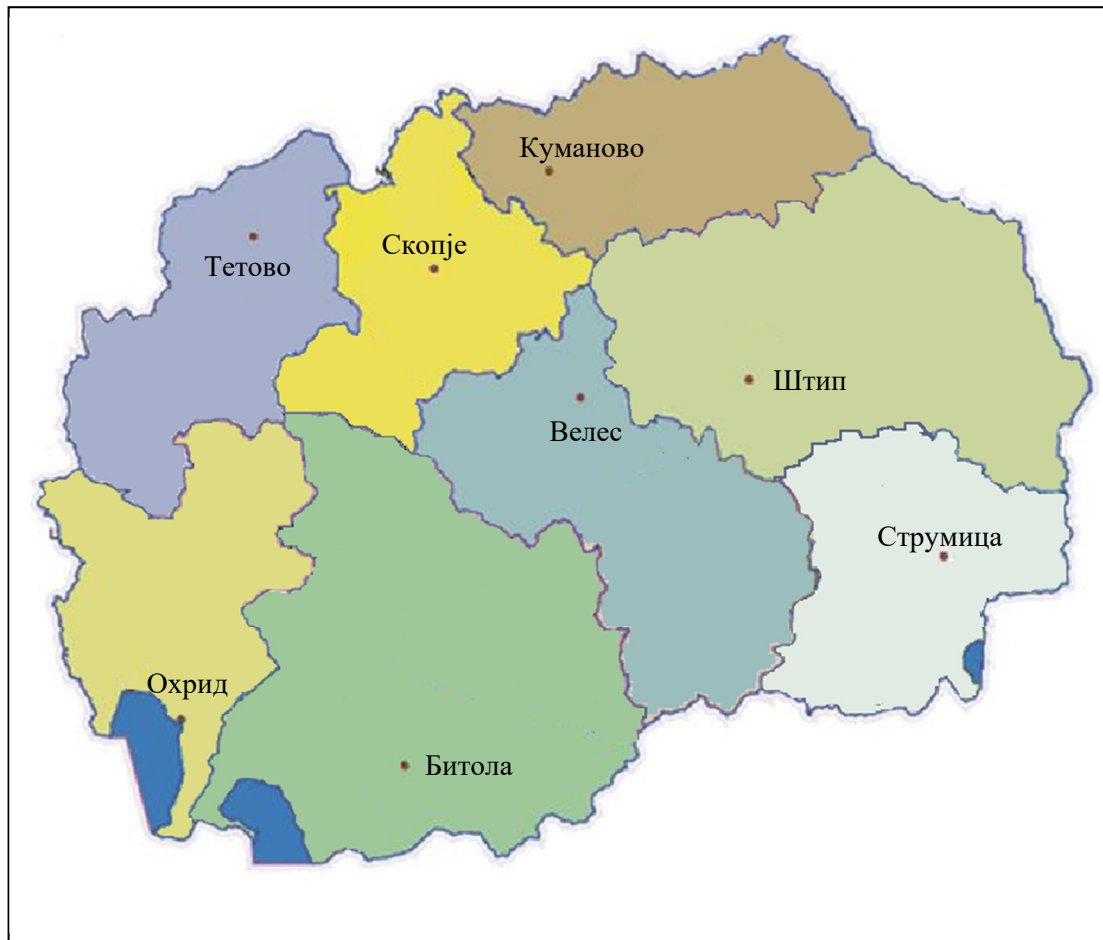
Во Македонија управувањето со сеизмичкиот ризик како дел од генералниот пристап е уредено со **Законот за Управување со кризи** кој беше усвоен од Парламентот на Република Македонија на 22 април 2005, а стапи на сила на 1 јуни 2005 година. Законот пред се ги дефинира ризиците на кои се однесува и тоа: безбедносни, природни, техничко технолошки и здравствени.

На Слика 4. графички е претставен дефинираниот систем за управување со различни видови на ризици. Од приказот станува очигледно дека станува збор за комплексен систем кој е координиран од навјисоко извршно ниво во државата, Владата на Република Македонија. Сепак основните активности, особено во делот на процените на очекуваните ризици како и изработка на стратегии за намалување на тие ризици, ги извршува **Центарот за Управување со Кризи (ЦУК)**. Седиштето на ЦУК е во Скопје, а има и 35 регионални центри распоредени во 8 територијални единици, Слика 5.



Сл. 4. Систем за управување со кризи во Република Македонија

Со оглед на нашиот интерес за природните hazards (опасности) подолу се дадени природните појави кои ги третира погоре посочениот закон: земјотрес; пожар; поплава; лизгање на терен, интензивни снежни врнежи, наноси, лавини; густы магли, екстремно ниски или високи температура, удар на гром; силни ветрови; суши; деградација од поголем обем и уништување на животна средина; слана; град; замрзнување на речните текови и езера; обилни дождови.



Сл. 5. Распоред на територијалните единици и регионални центри на ЦУК

Со оглед на фактот дека клучен елемент во процесот на управување со кризи е процената на очекуваниот ризик, Владата на Република Македонија на 25.01.2011 година донела **Уредба за Методологија за изработка на процената на загроеноста на безбедноста на Република Македонија од сите ризици и опасности, нејзината содржина и структура, начинот на чување и ажурирање, како и определувањето на субјектите во системот за управување со кризи на кои им се доставува целосна или извод од процената.**

Станува збор за документ кој во многу генерална и концизна форма ги дефинира чекорите за проценка на опасноста (хазард) и ризикот независно од нивната природа. Документот започнува со воведување на одреден клучни термини во областа на управувањето со кризи. Заслужуваат да се издвојат:

- „Ризик“ е комбинација од повеќе меѓусебно зависни фактори кои влијаат на веројатноста, одредена опасност да прерасне во несреќа или катастрофа и да се реализираат нејзините негативни последици.
- „Опасност“ е природен феномен, човечка активност, техничко-технолошка хаварија или друг вид на појава која може да предизвика: загуба на живот, повреди или други влијанија врз здравјето, имотна штета, загуба на средствата за егзистенција и услуги, општествено и економско пореметување, како и штета врз животната средина.
- „Ранливост“ е присуството на посебни карактеристики, специфики и околности на поединецот, заедницата, системите или објектите кои ги прават подложни на негативните влијанија и оштетувачките ефекти на дадената опасност.
- „Изложеност“ е присуството на луѓе, материјални добра, природни богатства, системи, објекти или други елементи во зоните на опасност и кои со тоа присуство и сопствената ранливост се подложни на потенцијални загуби, оштетувања и други негативни влијанија.

- „Процена на ризик“ е утврдена методологија/постапка со која се одредува природата и обемот на ризикот со анализа на потенцијалните опасности и со оценување на постоечките услови на ранливост кои заедно би можеле потенцијално да им наштетат на изложените луѓе, имот, услуги, средства за егзистенција и животната средина од која зависат.
- „Анализа на ризик“ е дел од процесот на процената на ризикот (и со тоа поврзаното мапирање на ризик) која вклучува преглед на техничките карактеристики на опасностите, како што се нивната локација, интензитет, зачестеност и веројатност; анализа на изложеноста и на ранливоста вклучително и физичките, социјалните, здравствените, економските и еколошките димензи (последници); и оценка на способноста на преовладувачките и алтернативните капацитети за справување во однос на веројатните сценарија на ризикот.
- „Превенција“ е збир на планирани, организирани и институционално раководени активности насочени кон намалување или целосно избегнување на неповолните влијанија од опасностите и со нив поврзаните несреќи и катастрофи.
- „Отпорност“ е способност на системот за управување со кризи, локалната заедница или општеството кои се изложени на опасности, да пружат отпор, да абсорбираат негативни влијанија, да се прилагодат на промените и да отпочнат процес на опоравување од ефектите од опасноста, и тоа навремено и ефикасно, преку одржување и обновување на нивните основни структури и функции.
- „Управување со ризик“ е систематски процес на употреба на правни механизми, организациски и оперативни способности и капацитети за спроведување стратегии, политики, како и конкретни мерки и активности за превенција и справување со цел да се намалат негативните влијанија на опасноста и можноста истата да прерасне во поголема несреќа или катастрофа.

Погоре презинтараните дефиниции на поимите од областа на управување со ризици упатуваат на одлично следење на теоретските согледување во ова научно поле со посвеж датум на настанување.

Методологијата дефинирана со уредбата предвидува општ и посебен дел на изработака на процената. Општиот дел е заеднички за сите ризици и се однесува на „статични“ (долготрајни) помалку променливи податоци, а посебниот дел на процента се изработува за секој тип на ризик посебно и директно зависи од подрачјето за кое се однесува според варијаблите (опасност, изложеност, ранливост и капацитети на системот) дали е профилирано појава на ризик од одредена опасност. Профилираните опасности потоа, посебно, за одредени подрачја треба да се анализираат со цел да се определи нивото на ризик како и определување на посебни превентивни и оперативни мерки за ублажување на опасноста (хазардот) или за нејзино долгорочно сведување на прифатливо ниво. Посебните делови за различните типови на опасности се изгитвуваат посебно. Процените на општините ги изработуваат регионалните центри за управување со кризи преку меѓусекторска соработка, а финалните документи ги донесуваат советите на општините кои потоа одлучуваат за кои субјекти е потребна целосна процена, а за кои делумна.

Уредбата предвидува изготвените документи да се чуваат на следниот начин:

Единствениот примерок од „Процената на загроеноста на безбедноста на Република Македонија од сите ризици и опасности” и вториот примерок од “Процените на загроеноста на подрачјата на општините и на градот Скопје“ се чуваат во Центарот за управување со кризи, во Скопје, каде се обезбедуваат соодветни просторни и технички услови и се преземаат потребни мерки за чување и ракување со класифицираните информации и документи, како делови од процените, согласно прописите за класифицирани информации.

Еден од примероците од „Процената на загроеноста на подрачјата на општините и на градот Скопје, од сите ризици и опасности“ се чува во регионалниот центар, каде се обезбедуваат соодветни просторни и технички услови и се преземаат потребни мерки за чување и ракување со

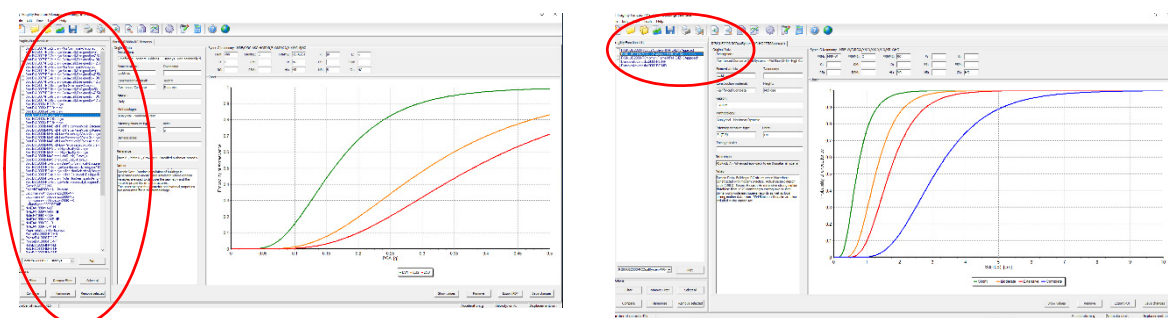
класифицираните информации и документи, како делови од процените, согласно прописите за класифицирани информации.

Уште еден документ кој го комплетира прегледот на состојбата во делот на управување со кризи во Република Македонија се „Стандардните оперативни процедури за комуникација координација и соработка помеѓу субјектите од системот за управување со кризи во прогласена кризна“ состојба кој Владата го усвои на 21.02.2012 година. Во овој документ меѓу другите типови на опасности и ризици дефинирани се и процедурите и одговорностите на одредени субјекти во случај на земјотрес.

5. ЗАВРШНИ СОГЛЕДУВАЊА

Нашето научно и техничко знаење значително се подобри изминатите децении. Ова јасно се согледува од многуте технолошки достигнуања, од бројот на научници посветени на овие области со извонредни истражувачки резултати обезбедени преку голем и разноврсен број на истражувачки програми и национални и меѓународни иницијативи и со голем број на публикации (книги, специјализирани списанија, чести меѓународни конференции, состаноци, работилници итн.). Овие научни достигнуања доведоа до зголемување на напорите во насока на оцена на hazardот и повредливоста, но само од скоро политичката свесност стана видлива, особено во поразвиените сеизмички ризични земји. Јасно е дека уште многу е потребно да се разбере сеизмичкиот феномен и техничките потреби од различните типови на конструкции и објекти. Но од друга страна, големи напори треба да се направат за да се информира јавноста што ќе допринесе во свесноста на раководните лица, така да тие ги подржуваат приватните и јавните иницијативи кои водат до намалување на ризикот. Конечниот збор во превенцијата е да се изработат програми и иницијативи, користејќи алатки развиени во научните/техничките кругови, за да се избегнат „штети“ и „лом“ на индивидуални конструкции и да се избегне застој на „оперативниот статус“ или „колапс“ на мрежите за снабдување. Овие чекори можат да се превземат пред појава на земјотрес, со зајакнување на најповредливите конструкции, и последователно, намалување на веројатноста на лом.

Се поставува прашањето дали инженерската заедница ги прави вистинските работи, и кои политики ги извршуваа за да се достигне суштинско намалување на сеизмичкиот ризик. Што се однесува до конструкциите во земјите во развој, научните технолошките достигнуања во најновите прописи се доволно добри да спречат големи проблеми доколку квалитетот е обезбеден. Во случај на голем фонд на стари објекти, политиката на ретрофит и примена на модерни системи за контрола во голема мера зависи од нивото на сеизмички hazard. Едноставни и економски ефикасни техники се уште не се доволно развиени за да бидат прифатени од овие општества во целина.



а) Италија

б) Македонија

Сл. 6. Преглед на криви на повредливост за а) Италија и б) Македонија

Каде е во оваа приказна Република Македонија? Се чини дека генерална рамка е поставена во согласност со современите достигнуања во оваа модерна дисциплина, управување со ризици, тоа што може да се подобри е реализацијата на одделните елементи од поставената рамка. Заслужува да се издвои пред се недоволната транспарентност на активностите а уште помалку

на добиените резултати. Од тука, неможе да се согледа дали при процената на сеизмичкиот ризик (процена на хазардот, можни земјотресни сценарија, повредливоста на градежниот фонд, градежната и индустриската инфраструктура ...) се следени современите научни достигнуања од соодветните области. На Слика 6. претставени се изводи од резултати на еден европски истражувачки проект во кој е направена база на податоци на дефинирани зависности на повредливост на различни типови градежни конструкции, за Европа. Од приказот е очигледна празнината во таа област на истражување во Македонија, тоа не можело а да не се одрази на квалитетот на документите за процена на ризик од земјотрес усвоени од локалните власти. Уште помалку е видлива употребата на резултатите на овие анализи за подигањето на јавната свест како и креирање на политики за ублажување на сеизмичкиот ризик на населените места и индустриските капацитети. Учеството на осигурувањето како и политики за поддршка на индивидуалните сопственици да вложуваат во ретрофит на своите капацитети скоро и да не постои.

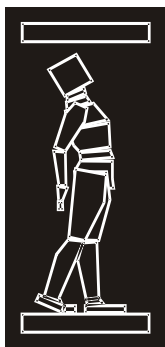
Погоре изнесеното упатува на заклучок дека Република Македонија има поставено современа рамка за управување со сеизмички ризик (меѓу другите), но предстои обемна работа да се обезбеди целосна ефикасност на тој систем.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторот изразува благодарност до Центарот за управување со кризи и особено господинот Драги Тарчуговски, раководител на Секторот за аналитика, процени и стратешко планирање, за подготвеноста да ја запознае пошироката јавност со улогата и одговорностите на оваа институција во системот за управување со кризи на Република Македонија.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Pellissier V., Jaccard P.-A., Badoux M., “Decision Framework for Seismic Risk Management”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002, Paper Reference 622,
- [2] „Закон за управување со кризи“, Службен весник на Р. Македонија, бр. 29/2005.
- [3] Oliveira C.S., Roca A., Goula X., (Editors), “Assessing and Managing Earthquake Risk: Geo-Scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation--Developments, Tools, Techniques”, Springer, 2006
- [4] „Уредба за Методологија за изработка на процената на загрозеноста на безбедноста на Република Македонија од сите ризици и опасности, нејзината содржина и структура, начинот на чување и ажурирање, како и определувањето на субјектите во системот за управување со кризи на кои им се доставува целосна или извод од процената“, Службен весник на Р. Македонија, бр. 13/2011.
- [5] S. Tesfamariam, K. Goda, (Editors), “Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems”, Woodhead Publishing Limited, 2013.
- [6] Урим В., Тарчуговски Д., Ристески Р., Наков П., Наумовска Г., „Стандардните оперативни процедури за комуникација координација и соработка помеѓу субјектите од системот за управување со кризи во прогласена кризна“, трето издание, издавач ЦУК, 2016



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Мајкл ХАВБРО ФАБЕР¹

МУЛТИХАЗАРДЕН ПРИСТАП ЗА ПРОЦЕНКА НА РИЗИКОТ, РОБУСТНОСТА И ОТПОРНОСТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ И ИНФРАСТРУКТУРНИТЕ СИСТЕМИ

РЕЗИМЕ

Овој труд го презентира на мулти-хазардното моделирање и процена на ризикот за конструкции и инфраструктурни системи. Методолошката основа вклучува Бајесовска анализа на одлуки, хиерархиско и веројатно причинско моделирање и концепт на индикатори за рангирање на одлуки, моделирање на ризици и носење информации од набљудувања и следење на модели и донесување одлуки, соодветно. Врз основа на преставите на скалабилни системи, претставени се карактеристики на однесувањето на системот, повредливост, робушност и отпорност. Рамката ја олеснува анализата на Вредноста на информацијата и го помага менаџментот на ризици на стратешки, оперативни и тактички нивоа, пред, за време и по настаните. Прикажаните рамка и пристапи се општи и применливи за било која комбинација на природни опасности и опасности предизвикани од човекот.

Клучни зборови: Мулти-хазард, Анализа на одлука, Робушност, Отпорност, Вредност на информација.

Michael HAVBRO FABER¹

ON A MULTI-HAZARD FRAMEWORK FOR ASSESSING RISK, ROBUSTNESS AND RESILIENCE OF STRUCTURES AND INFRASTRUCTURE SYSTEMS

SUMMARY

The present paper presents multi-hazard risk modeling and assessment for structures and infrastructure systems. The methodical basis includes Bayesian decision analysis, hierarchical and causal probabilistic modeling and the concept of indicators to rank decisions, model risks and carry information from observations and monitoring to models and decision-making, respectively. Based on scalable systems representations, the systems performance characteristics vulnerability, robustness and resilience are introduced. The framework facilitates for Value of Information analysis and supports management of risks at strategic, operational and tactical levels, before, during and after events. The presented framework and approaches are generic and apply to any combination of natural and manmade hazards.

Key words: Multi-hazard, Decision Analysis, Robustness, Resilience, Value of Information

¹ Professor, PhD, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark, mfn@civil.aau.dk

1 INTRODUCTION

Societal infrastructure and the built environment is conceived, designed, realized, operated, maintained, repaired or renewed and ultimately decommissioned and recycled with the support of civil engineers. Civil engineers, indeed are the facilitators of the societal development as we see it today. Without this contribution, the societal infrastructure and built environment, there would be no civilization as we know it today.

Developments of society have until recently been undertaken with only little or no concern in regard to the availability of the resources required for continued developments as well as the impact of societal activities on the qualities of our environment. The focus has traditionally been directed on the feasibility of various societal activities measured on the same scales as any other economical transaction in the free market. Climate change, diminishing resources, increasing numbers of failures of important infrastructure systems together with repeated events of natural hazards with devastating losses for society at local and global scales remind us that such an approach might not be rational and responsible. During the later decades, the need for sustainable societal developments has become a general concern at political level and is now a major factor for prioritizing research around the globe.

Considering decision support for the further development, maintenance and safeguarding of existing infrastructure and built environment, it is clear that decisions made at present may significantly effect the safety and economic capacity of future generations. Any decision committing or using societal resources for development, maintenance and safeguarding infrastructure and built environment, impacts our environment and occupies resources which in other ways might have been used to improve the life quality of the individuals of society now and in the future. It is thus evident that societal decisions must be made such as to achieve an appropriate balance between the investments and benefits. In practice this seemingly simple problem comprises one of the main challenges in engineering decision making. How can we consistently assess the performance of societal infrastructure and the built environment in such a way as to facilitate decisions which optimize the benefit for society sustainably? The answer to this question is complicated due to the fact that the benefits are influenced by many uncertainties. Not only are there significant uncertainties and lack of knowledge associated with the modelling of the hazards to which the societal infrastructure is exposed but also the performance of the infrastructure and built environment for given hazard exposures is affected by uncertainties.

This calls for the availability of consistent frameworks and approaches facilitating that decisions on the management of societal infrastructure and built environment may be consistently assessed and ranked with due account of uncertainty. In the following, mainly based on Faber et al. [1], Faber et al. [2], Faber [3] and Faber et al. [4] this challenge is taken up and a summary is provided on a decision analytical framework for multi-hazard risk assessment and management of systems with special emphasis on societal infrastructure and the built environment.

The paper is structured in the following manner; Section 2 sets the scene by addressing the context of risk informed decision making, Section 3 outlines a probabilistic approach to systems representation, Section 4 outlines how decision analysis provides the overarching framework for risk informed decision support, Section 5 describes the important probabilistic system characteristics, vulnerability, robustness and resilience. Finally in Section 6 a summary and an outlook on further research and development needs concludes the paper.

2 THE CONTEXT OF RISK INFORMED DECISION MAKING

In Figure 1 risk based decision making is illustrated in a societal context from an intergenerational perspective; see also Faber and Nishijima [5] and Rackwitz et al. [6]. Within each generation, decisions have to be made which will not only affect the concerned generation but all subsequent generations. It should be emphasized that the definition of the system in principle must include a full inventory of all potentially occurring consequences as well as all possible scenarios of events, which could lead to the consequences. In the face of management of risk due to natural hazards this aspect is of significant importance when hazards related to climatic changes are considered, but also not least when assessing the impact of changes on the environment by humans. There is a significant coupling between the activities of humans and the mechanics of hazards; this interaction must be accounted for in the decision-

making; avoiding decision making which on a short term is beneficial but in a longer and sustainable perspective is clearly inappropriate, see also Faber [8].

At intra-generational level the characteristics of the system consist of the knowledge about the considered assets within a geographically bounded area and the surrounding world, the available decision alternatives and criteria (preferences) for assessing the utility associated with the different decision alternatives. The assets comprise in principle jointly and individually any value i.e. functionality, object, person and environmental quality which may be damaged or lost as a consequence of hazards within the considered geography. A very significant part of risk based decision making in practice is concerned about the identification of the characteristics of the assets, their interrelations with the surrounding world (i.e. how may consequences evolve outside of the considered geographical area) as well as the identification of acceptance criteria, possible consequences and their probabilities of occurrence. Managing risks is done by “buying” physical changes of the considered assets (e.g. protection, warning, strengthening, re-allocation) and by “buying” knowledge about the assets (how susceptible are they against natural and manmade hazards and how they are best safeguarded) and the surrounding world (the characteristics of possible hazards) such that the objectives of the decision making are optimized.

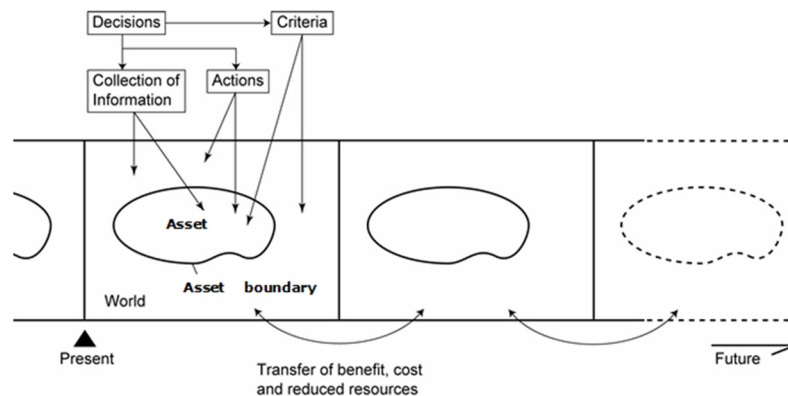


Figure 1. Main constituents of systems in risk based intra-/intergenerational decision analysis, (Faber and Nishijima, [5]).

Optimal decision-making can be understood as making the best out of the available possibilities (options) in a given situation; understanding which the options are and appreciating their efficiency in a given situation, is a prerequisite for managing risk. It is thus clear that risk management must be seen relative to the occurrence of adverse events; i.e. considering the options for risk reduction which are available and effective in the situations before, during and after the events, see Figure 2. The situations and options are different in those three situations. Before a hazard occurs, the issue of concern is to optimize investments into safeguarding activities, also known as preventive measures. These include activities such as protecting societal assets, adequately designing and strengthening societal infrastructure as well as improving developing preparedness and developing emergency strategies. During the event of a hazard the important issue is to limit evolving damages by targeted rescue, evacuation and aid actions. After a hazard event the situation is to some degree comparable to the situation before the event, however, after the hazard event, resources might be very limited and the main concern might be to reestablish societal functionality as well as to safeguard in regard to the possible next hazard event. In Figure 2 the different decision situations and the focus of risk management for the special case of natural hazards is illustrated, considering earthquake risks in an urban area.

When assessing and managing risks it is instructive to differentiate between three types of risks, see also Faber [8], namely:

- Type 1. foreseeable large scale (temporal/spatial) averaging events
- Type 2. “seepage” events; losses of continuous and generally unnoticed intensities.
- Type 3. unforeseeable or simply very rare large scale, discrete point in time events.

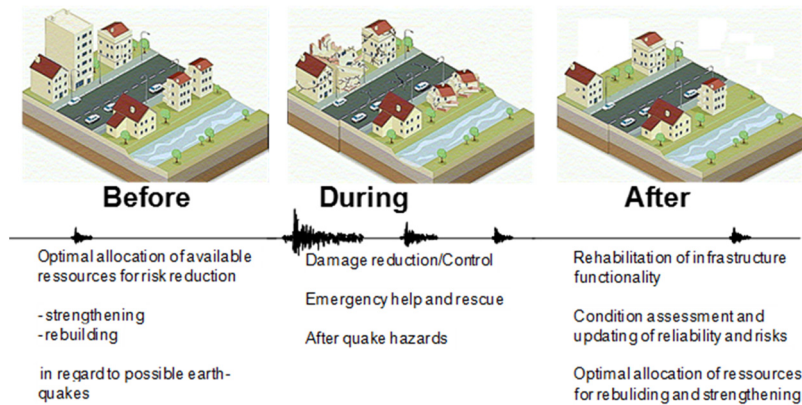


Figure 2. Decision situations for management of earthquake risks, Bayraktarli et al. [9].

Type 1 risks include natural hazards, economically and industrially induced risks. At local, industrial, community and national state levels these events occur at times and intensities associated with significant uncertainty. Generally, significant events occur with return periods going well beyond the end of the cohort life tables and often even beyond societal memory. However, if this type of risks are considered over larger portfolios of industrial activities or larger areas, such as continents or ultimately the Earth system, then for even moderate periods of time, e.g. 5-10 years, there is a certain averaging effect and this category of risks tends to increase significantly in predictability. With regard to possibilities for managing these risks, prevention and preparedness play major roles. Appropriately performed risk assessments, using state of the art methods, can help us to optimize decisions on where and how risk reducing measures should be implemented. Moreover, on the basis of such assessments, it is possible to estimate how much is needed to budget for this specific category of risk.

Type 2 risks include events, which ultimately may be associated with cognition biases, see Kahneman and Tversky [10] and Gilovich et al. [11]. Due to effects such as “framing” there is e.g. a tendency to focus on disastrous events in the period immediately following their occurrences, somewhat depending on the media interest at the time. In addition “anchoring” effects direct focus on hazards most recently encountered. As a result there is effectively very little or no concern with respect to events which even at constant levels imply losses of small intensities at larger scales in time and space; potentially draining societal resources. This is e.g. the case of neglect of management for ageing infrastructure, inefficiency in use of materials and emissions to the environment. There is indeed ample possibility to deal with this category of risk, however, to succeed necessitates a new and strong focus in risk management. Targeted information and education of societal decision makers as well as stakeholders and the general public with regard to the this category of risks and how they may be dealt with would comprise an important step in this direction.

Type 3 risks encompass very rare events such as eruptions of super volcanoes and asteroid impacts. These risks, of which some may be triggered by events belonging to Type 1 or Type 2 risks, are associated with significant uncertainty. To some extent, they might be influenced preemptively by control and mitigation. However, for this category of hazards a strategy of contingency planning or robust decision-making, as discussed Faber (2010), might be of vital importance.

There exist a large number of frameworks for the modeling and managing risks, see e.g. JCSS [12], Soares [13] and Faber et al. [4] for an overview. Many of these have strong similarities and can be understood as being different due to traditions and specific needs in the domains of applications from which they have emerged. With respect to codified frameworks for risk management of structures the recently revised ISO 2394:2015 [14] constitutes the broadest consensus at the present time. In the following the constituents of this framework are presented, namely the probabilistic systems representation, the decision analysis as an enveloping framework for decision support and the main probabilistic characteristics of systems.

3 PROBABILISTIC SYSTEMS REPRESENTATIONS

At an abstract level, systems representations may adequately be established in terms of logically interrelated constituents at various levels of detail or scale in time and space. Constituents may be humans, physical components, procedural processes and human activities and thus partly include the assets, however, their interrelation in forming joint functions constitute additional assets, see Figure 3.

The appropriate level of detail or scale depends on the physical or procedural characteristics or any other logical entity of the considered problem as well as the spatial and temporal characteristics of consequences. The important issue when a system model is developed is that the level of detail and the general representation in terms of physical characteristics facilitates risk assessment and risk ranking of decision alternatives in consistency with available knowledge about the system and facilitate that risks may be updated according to knowledge which may be available at future times.

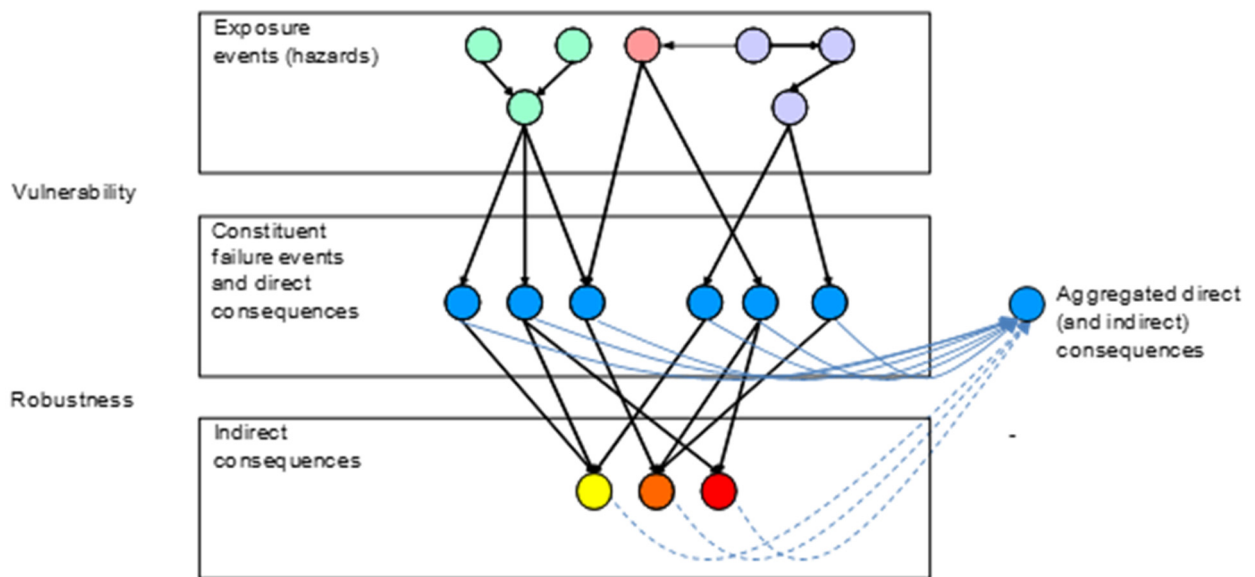


Figure 3. Logical representation of interrelation between exposures, constituent failures, sequences of constituent failures and consequences, (Faber et al., [1]).

It should be noted that very often the constituent in a practical system can be modeled as a logical system comprised by its own constituents. A system could be a road network with constituents being e.g. bridges, see Figure 4. The bridges in turn could be modeled by logical systems with constituents being structural members. Depending on the level of detail in the risk assessment, i.e. the system definition, the exposure, constituents and consequences would be different. The hierarchical risk assessment framework is applicable at any level of scale for the assessment of a given system. It may be applied to components, sub-systems and the system as a whole; thereby the framework also facilitates a hierarchical approach to risk assessment. The definition of the system in this context becomes of tremendous significance in the definition of exposure, vulnerability and robustness.

Out of the many available approaches to model systems two different categories may be recognized, namely bottom-up and top-down modeling. The philosophy behind bottom-up modeling is that the system functionalities may be constructed from hierarchically organized and causally related system constituents and sub-systems the characteristics of which are modeled individually either based on physical models or based on observations and experimental data. The probabilistic characteristics of the system are then analyzed using any appropriate probabilistic systems analysis method such as Monte Carlo simulation methods, methods of modern structural reliability theory, Bayesian Probabilistic Nets, etc. see also Faber et al. [15].

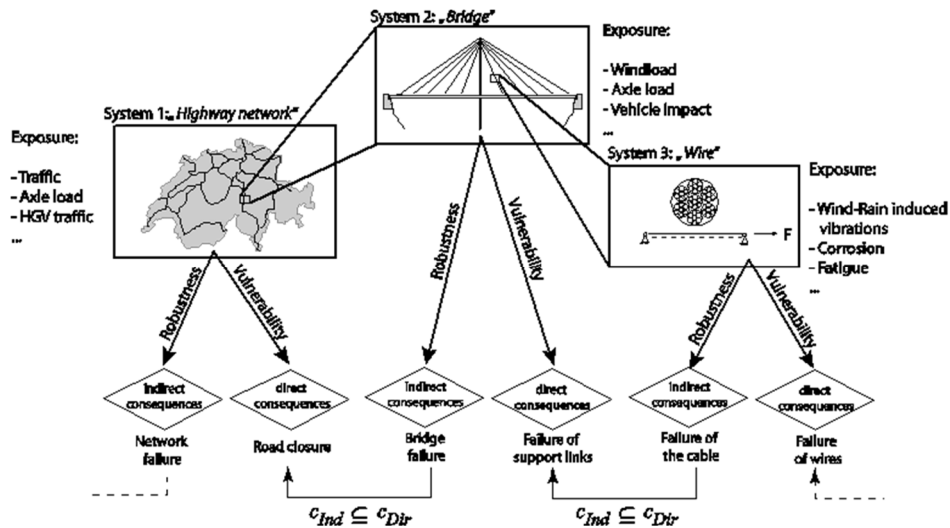


Figure 4. Generic system characterization at different scales in terms of exposure, vulnerability and robustness (JCSS [12]).

Systems are generally challenging to model for various reasons. The fact that many systems of interest such as in socio-economics, socio-ecology but also in engineering are incompletely understood, highly evolutionary and may substantially change characteristics when changed by events of disturbances add substantially to the challenge of their realistic modeling, see also Figure 5.

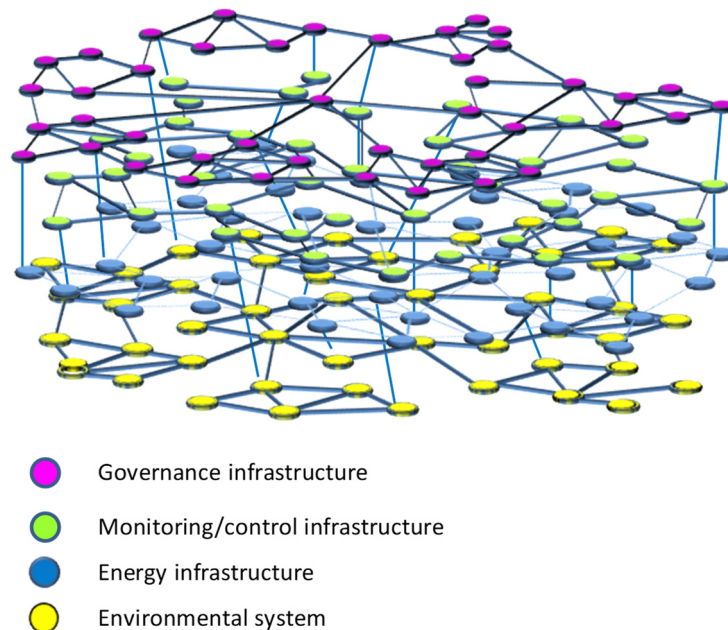


Figure 5. Illustration of interdependent systems comprised of e.g. governance infrastructure, monitoring and control infrastructure, energy infrastructure and environmental systems (Faber et al. [16]).

The implication of this is that most systems models in the context of decision analysis will have to be subject to idealization and simplification. Idealizations and simplifications typically involve limitations of the system in time and space, reductions of the considered decision alternatives, simplifications in the modeling of the physical characteristics of the system and omission of dynamic effects between the system and its exterior. Moreover, in appreciation of the limitations of system models subject to

especially significant epistemic uncertainty, see Faber [22], ranking of decision alternatives take basis not only in expected value of utility but also in particular characteristics of the system performances. The most widely used system performance characteristics are vulnerability, robustness, resilience and sustainability as described in Section 4.

To facilitate quantification of these systems characteristics it is necessary to establish a probabilistic representation of the systems capturing the previously outlined features. In accordance with Faber [3] and Faber et al. [16] it is assumed that a system model represents all physical processes, engineered objects and facilities, organizational processes, human activities as well as any measure – decision alternatives – envisaged for managing the performance of the system. The system model is comprised by an ensemble of n_c constituents interacting jointly to provide the functionalities of the system. The interactions between the constituents are defined by the graph model \mathbf{m}_Σ and the performances of the constituents in the context of the system are modeled by a set of constituent models \mathbf{m}_c and a prior probabilistic representation $p'_X(\mathbf{x})$ of all variables entering the models; \mathbf{X} include probabilistic models and representations for the hazards \mathbf{H} acting on the constituents of the system as well as the resistances of the constituents with respect to these. In the context of decision analysis for design and management of system performances it should be noted that the various models also represent the effects of decision alternatives \mathbf{a} why the system model may be written as:

$$\mathbf{m}_s(\mathbf{a}) = (\mathbf{m}_\Sigma(\mathbf{a}), \mathbf{m}_c(\mathbf{a}), \mathbf{X}(\mathbf{a}))^T \quad (1)$$

It should be noted that the decision alternatives considered in Equation (1) may be invoked at different times in the sense of option analysis from economics. Moreover, for the sake of generality it is highlighted that in principle all the models defining the system have temporal and spatial references; these are omitted here for purposes of notation simplicity.

In most applications of relevance for civil engineering it is important that system representation are able to capture events and corresponding consequences associated with cascading failures. Such events may in accordance with the concept of direct and indirect consequences provided in Figure 3 be modelled as illustrated in Figure 6.

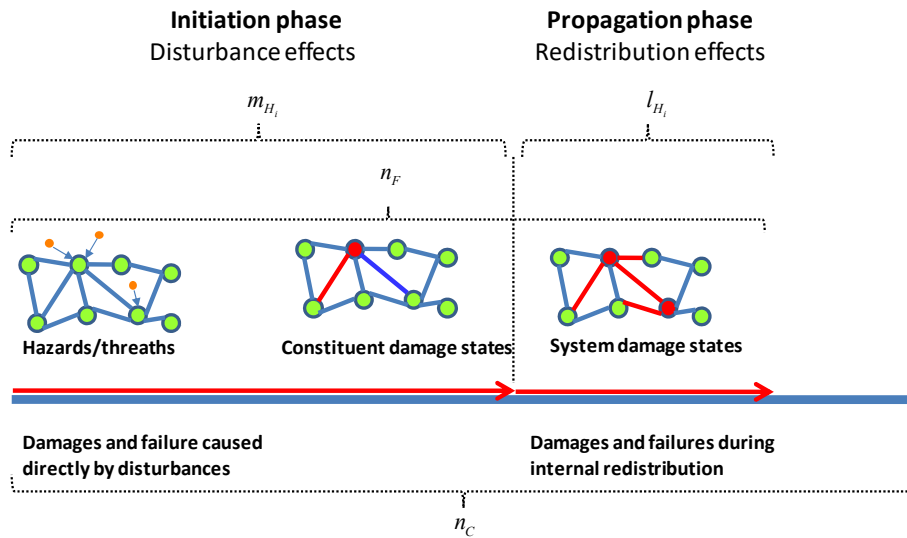


Figure 6. Two phase scenario based failure propagation model to represent cascading failures (Faber et al. [3]).

In the initiation phase m_{H_i} constituent failures are assumed generated by the hazard event H_i . In the propagation phase further l_{H_i} constituent failures are generated by the joint effect of internal redistribution of system demands and hazard events.

Utilizing system representation in Equation (1) and the modeling of propagating failures illustrated in Figure 6 it is further assumed that a scenario representation \mathbf{S} may be established in the form:

$$\mathbf{S} = (i, p(i), c_{D,I}(i), c_{D,P}(i), c_{ID}(i)) \quad (2)$$

where $i = 1, 2, \dots, n_s$ represent the possible different scenarios of hazard events with occurrence probabilities $p(i)$, direct consequences associated with constituent failure events during the initiation phase $c_{D,I}(i)$ and propagation phases, respectively $c_{D,P}(i)$ and the indirect consequences $c_{ID}(i)$ have been identified and assessed.

Probabilistic systems representations in the form of Equation (2) are for most systems of practical relevance computationally expensive to establish. Monte Carlo simulation can of course be applied but it is in general recommended to use other approaches specifically tailored to the characteristics of the systems considered.

4 DECISION ANALYSIS FRAMEWORK

Decision making in contexts of uncertainty due to lack of knowledge and natural variability, is fundamentally challenged by the fact that both the benefit and des-benefits associated with choosing one of available decision alternatives are associated with uncertainty. The axioms of utility theory by von Neumann and Morgenstern [17] however, provide the theoretical basis for dealing with this challenge by identifying the expected value of utility (or benefit) as the basis for the ranking of decision alternatives. According to the Bayesian decision analysis, see also Raiffa and Schlaifer [18], decision ranking is further facilitated by the analysis of decision event trees in the form illustrated in Figure 7.

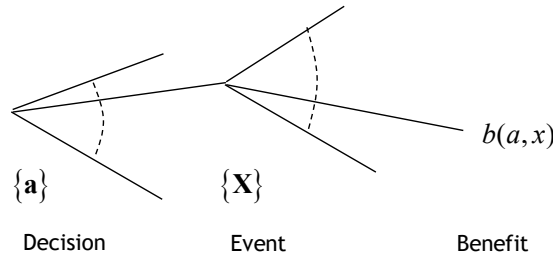


Figure 7. Decision event tree as basis for the analysis and ranking of decision alternatives (Faber (2017)).

In Figure 7 a prior decision analysis is illustrated, i.e. a decision analysis which takes basis in a probabilistic modeling of the already available information concerning the uncertain states and performances of the system. The decision alternatives considered are collected in the vector \mathbf{a} , the vector \mathbf{X} represents the uncertain state of the system subject to the decision analysis and the function $b(\mathbf{a}, \mathbf{x})$ maps the choice of decision alternative \mathbf{a} and the outcome of state of the systems \mathbf{x} into the associated benefit. Following the axioms of von Neumann and Morgenstern the optimal choice of decision alternative a^* maximizes the expected value of $b(\mathbf{a}, \mathbf{x})$, i.e.:

$$a^* = \max_{\mathbf{a}} E[b(\mathbf{a}, \mathbf{X})] \quad (3)$$

The extension of the prior decision analysis illustrated in Figure 7 is the pre-posterior decision analysis shown in Figure 8 (Faber [21]).

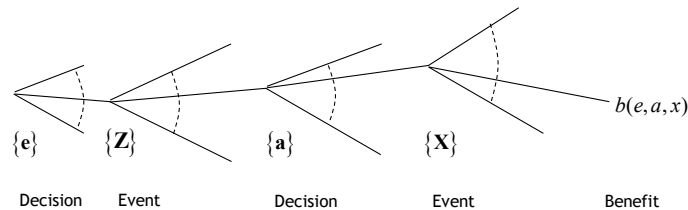


Figure 8. Illustration of the pre-posterior decision analysis.

The strong merits of the pre-posterior decision analysis is that it facilitates that different options or decision alternatives \mathbf{e} which may exist for collecting additional information about the states and performances of the considered system and thereby to enhance the optimization of decisions on managing the state of the system, i.e. \mathbf{a} , can be ranked. The possible decision alternatives for collecting additional information \mathbf{e} may be considered as experiments with outcomes $\hat{\mathbf{z}}$. As the outcomes $\hat{\mathbf{z}}$ are unknown these are modelled probabilistically based on prior information. The benefit of additional information depends on i) the quality of the experiment \mathbf{e} in terms of precision and ii) the degree to which the observed system states and performances relate to the system performance of interest. The scheme for including additionally collected information from the planned experiments is Bayesian updating, i.e.:

$$f_X''(x, e | \hat{\mathbf{z}}) = \frac{L(x, e | \hat{\mathbf{z}}) f_X'(x)}{\int L(x, e | \hat{\mathbf{z}}) f_X'(x)} \quad (4)$$

where:

$f_X'(x)$ is the prior probabilistic model (pdf) of the state variable X ,

$L(x, e | \hat{\mathbf{z}})$ is the likelihood of the state of the system x given the experiment outcome $\hat{\mathbf{z}}$,

$f_X''(x, e)$ is the posterior probabilistic model (pdf) for the state variable X .

This pre-posterior decision analysis may be applied directly as a means for assessing the possible benefit associated with collecting information (one of the two principal categories of managing risks, see also Figure 1. This type of decision analysis is commonly denoted Value of Information (VoI) analysis. VoI analysis in the context of earthquake risk management is provided in Bayraktarli [19]. In Faber and Thöns [20] VoI analysis is applied in SIM for offshore structures.

The system modelling shown in Figure 3 and Figure 6 may be adapted to accommodate for the pre-posterior decision analysis – as illustrated in Figure 9 for the case of Structural Integrity Management (SIM) for offshore facilities (Faber [21]). As indicated here, decision analyses with respect to SIM are undertaken at desktop; however, information from the real world may be accommodated for, and greatly enhances both quality and efficiency.

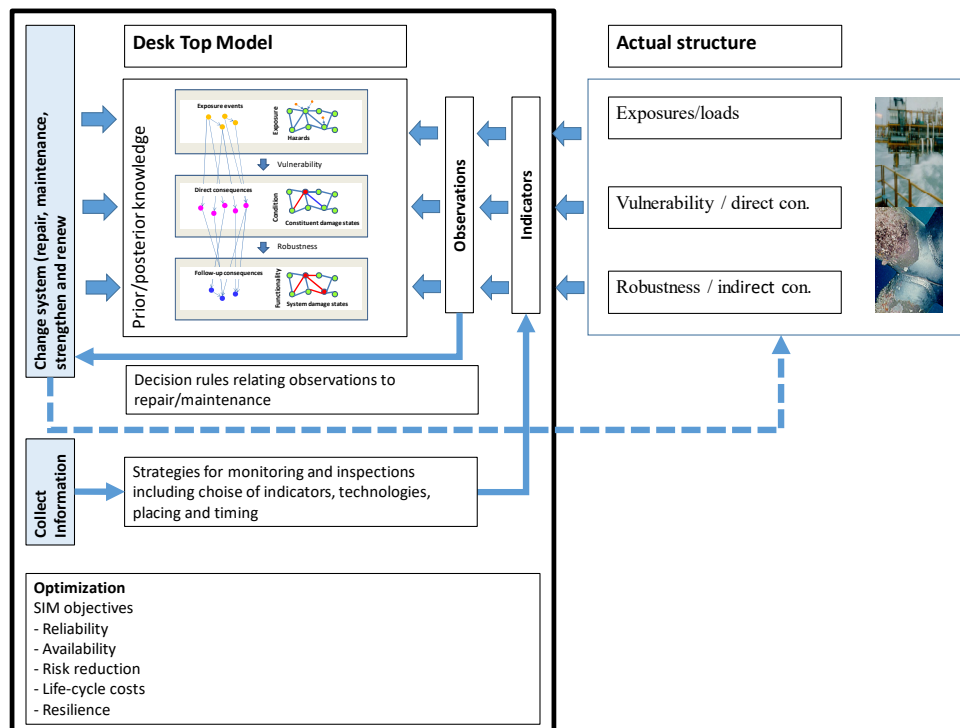


Figure 9. Risk management (SIM) framework for industrial systems utilizing the pre-posterior decision analysis (Faber [21]).

5 SYSTEMS PERFORMANCE CHARACTERISTICS

Given the systems representation provided by Equation (1) and the corresponding representation of scenarios leading to consequences give in Equation (2) it is now possible to define and quantify the system characteristics vulnerability, robustness and resilience.

In accordance with JCSS [12] the vulnerability V is here defined as the risk associated with damages and losses incurred in the initiation phase, see also Figure 6:

$$V = \sum_{i=1}^{n_S} p(i)c_{D,I}(i) \quad (5)$$

An index of vulnerability I_V may be defined as the ratio between V and the total potential loss in the initiation phase, i.e.:

$$I_V = \frac{V}{\sum_{i=1}^{n_S} c_{D,I}(i)} \quad (6)$$

The index of vulnerability indicates the degree to which its constituents are exposed to losses from all possible hazard event and thus represents a rater marginal perspective to the performance of a system. However the vulnerability of a system is relevant and useful e.g. when assessing the need to secure or reserve resources for being prepared to reestablish the systems after hazard events.

The vulnerability of systems can straightforwardly be assessed conditional on particular hazard event. To achieve this, the summation over event scenarios in Equation (5) and (6) simply needs to be restricted to the event scenarios involving the hazards of interest.

The robustness of systems aims to reflect the degree to which a system is able to contain or limit the immediate consequences of hazards. The first risk based approaches for robustness modeling and assessments are reported in Baker et al. [23] and JCSS [12]. The formulations have been generalized in Faber [3] ensuring consistency in the causal relationships between consequences. The robustness index I_R of a system is defined as the ratio between direct consequences and total consequences and is thus fundamentally a random quantity. In Baker et al. [23] it is suggested to assess the robustness index through the expected values (over all possible scenarios) of the two terms individually. In Faber [3] this ratio is taken scenario-wise and in this manner an index of the robustness of a system with respect to a given scenario i , i.e. $I_R(i)$ may be assessed as:

$$I_R(i) = \frac{c_D(i)}{c_T(i)} \quad (7)$$

The direct and total consequences $c_D(i)$ and $c_T(i)$ entering Equation (7) may be interpreted with some flexibility depending on the focus of the system assessment. If the focus of the system assessment is directed on the representation and analysis of cascading failure event scenarios Equation (7) may be rewritten as:

$$I_R(i) = \frac{c_{D,I}(i)}{c_{D,I}(i) + c_{D,P}(i)} \quad (8)$$

where $c_{D,I}(i)$, $c_{D,P}(i)$, represent the direct consequences associated with the initiation phase and the propagation phase of the failure scenario of the system, respectively. If on the other hand the emphasis is directed on the ability of the system to contain the development of consequences Equation (7) may be written as:

$$I_R(i) = \frac{c_{D,I}(i) + c_{D,P}(i)}{c_{D,I}(i) + c_{D,P}(i) + c_{ID}(i)} \quad (9)$$

As the scenarios i are random in nature, as reflected by their occurrence probabilities $p(i)$, it is realized that the robustness index $I_R(i)$ itself is a random variable which may be analysed further by categorization and ordering of the different scenarios in accordance with the hazard, damage, failure and consequence events they are composed of. The scenario-based approach allows for tracking which constituent damages and failures contribute the most to e.g. poor robustness performance as well as to the total consequences.

It should be noted that systems shall be designed and managed based on a holistic modelling and assessment of service life benefits; robustness is not desirable per se. The robustness of a system can often be increased but generally only in a trade-off with efficiency.

A range of propositions for the modelling of systems resilience is available in the literature, see e.g. Faber et al. [4]. Commonly, focus in the modeling is directed on the short-term representation of the ability of the system to sustain and recover from disturbances, fast, without substantial loss of functionality and without the support from the outside. Hazards or disturbance events are generally specified in terms of type and intensity and the ability to sustain and recover from disturbances is modelled through the social, organizational and adaptive capacities together with traditional characteristics of technical systems such as strength, ductility, brittleness, redundancy, segmentation and diversity, see e.g. Faber et al. [16].

Systems resilience models and assessments should however, ultimately account for not only the loss of functionality, but also for the generation of the capacity which is critically important for the fast and successful reorganization, adaptation and rehabilitation following disturbances originating from all relevant hazard events. Therefore a life-cycle model of systems resilience is proposed in Faber et al. [4] where resilience failure is introduced and defined as exhaustion of system capacity (social, financial and/or environmental). Resilience is thereby a probabilistic system characteristic and requirements to resilience must be specified probabilistically, e.g. in terms of an acceptable annual probability of resilience failure. In Figure 10 this principle is illustrated for the simple case of a system for which the only explicitly considered capacity is a financial reserve collected as a fixed percentage of the annual benefit generated by the system over time.

The characteristics of the benefit loss curves in the aftermath of disturbance events reflect that a certain time is required before the functionality of the system can be re-established. At first only up to a certain level, reflecting that interim solutions are foreseen, implemented and operated while waiting for the preparation and implementation of full and possibly even improved system rehabilitation. Two pairs of time histories of benefit generation and accumulated economic reserves are illustrated in Figure 10. Disturbance events are seen to both reduce the benefit generation as well as the reserves. From the time histories of benefits and reserves illustrated with green lines it is seen that a disturbance event exhausts the accumulated reserves and causes a resilience failure. Conditioning on hazard events of given characteristics, the conditional resilience can be assessed through the probabilistic characteristics of the event of recovery within a given time horizon without exceeding available reserves.

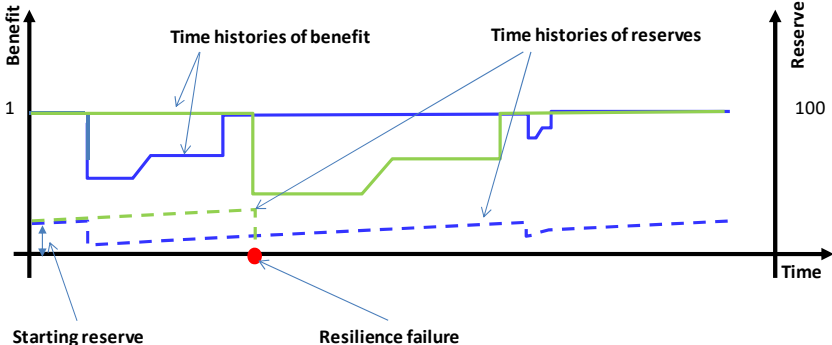


Figure 10. Resilience model illustrated in terms of time histories of benefit generation and corresponding time histories of accumulated economic reserves (Faber et al (2017)).

The probability of resilience failure may be written as:

$$P_{RF}(t, \mathbf{a}) = 1 - P\left[\{r_r(\mathbf{X}(\tau), \mathbf{a}) - s_r(\mathbf{X}(\tau), \mathbf{a}) > 0, \forall \tau \in [0, t]\}\right] \quad (10)$$

where $r_r(X(\tau), \mathbf{a})$ is a function representing a given capacity of the system at time τ and $s_r(X(\tau), \mathbf{a})$ is a function representing the demand or stress on the system caused by a disturbance event at time τ . $\mathbf{X}(\tau)$ is a vector of random variables which in general depend on time, and \mathbf{a} is a vector containing all decision alternatives, which may affect the resilience performance of the system. Equation (4) represents a first excursion problem. The immediate drop in the benefit rate after a disturbance event (as illustrated in Figure 10) relates directly to the systems robustness.

6 CONCLUSIONS

The present paper presents multi-hazard risk modeling and assessment for structures and infrastructure systems. The methodical basis utilized is the Bayesian decision analysis facilitating information consistent ranking of decision alternatives. Hierarchical and causal probabilistic system representations are applied to represent the performances of the systems, including cascading failure scenarios. The concept of indicators is utilized to carry information from observations and monitoring to models and decision-making, respectively. Based on scalable systems representations, the systems performance characteristics vulnerability, robustness and resilience are introduced.

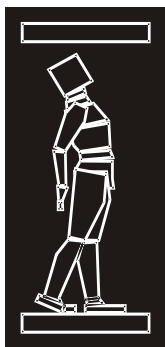
The framework facilitates for Value of Information analysis and supports management of risks at strategic, operational and tactical levels, before, during and after events.

The presented framework and approaches are of generic nature and apply in principle to any manmade and/or natural system. However, the probabilistic modeling and analyses of the systems, which are required to undertake decisions analysis on how to manage the systems optimally, are rather demanding and in practice comprise a serious obstacle for wider and extensive application. More research on efficient and accurate probabilistic modeling and analysis of systems is in demand.

REFERENCES

- [1] Faber, M.H., M. A. Maes, J. W. Baker, T. Vrouwenvelder and T. Takada (2007). Principles of Risk Assessment of Engineered Systems. 10th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP, The University of Tokyo, Kashiwa Campus, JAPAN.
- [2] Faber, M. H., Y. Bayraktarli and K. Nishijima (2007) Recent Developments in the Management of Risks Due to Large Scale Natural Hazards, XVI Congreso Nacional Ingenieria Sismica, Ixtapa-Zihuatanejo, Mexico.
- [3] Faber M.H. (2015) Codified risk informed decision making for structures. In: Proceedings of the symposium on reliability of engineering systems (SRES2015). Hangzhou, China, 15–17 Oct 2015.
- [4] M.H. Faber, J. Qin, S. Miraglia, S. Thöns, (2017) On the Probabilistic Characterization of Robustness and Resilience, In Procedia Engineering, Volume 198, 2017, Pages 1070-1083, ISSN 1877-7058.
- [5] Faber, M.H., Nishijima, K. (2004), Aspects of Sustainability in Engineering Decision Analysis, The 9th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, Albuquerque, New Mexico, USA, July 26–28, 2004.
- [6] Rackwitz, R., Lentz, A., Faber, M.H. (2005) Sustainable Civil Engineering Infrastructures by Optimization, Journal of Structural Safety, Volume 27, Issue 3, Pages 187–285.
- [8] Faber, M.H. (2011). On the Governance of Global and Catastrophic Risks, International Journal of Risk Assessment and Management 15(5): 400-416.
- [9] Bayraktarli, Y.Y., Faber, M.H., Laue, J., Grün, A., Dazio, A., Schalcher, H.-R. Hollenstein, K. (2004) Management of Earthquake Risks using Condition Indicators, 14th International Conference on Engineering Surveying, March 15-19, 2004, Switzerland, Zurich.

- [10] Kahneman, D., & Tversky, A. (1984). Choices, values and frames. *American Psychologist*, 39, 341–350.
- [11] Gilovich, T., Griffin D. and Kahneman D. (Eds.) (2002). *Heu-ristics and biases: The psychology of intuitive judgment*. Cambridge: Cambridge University Press.
- [12] JCSS (2008). *Risk Assessment in Engineering, Principles, System Representation & Risk Criteria*, ISBN 978-3-909386-78-9.
- [13] Soares, C. G. (2010) *Safety and Reliability of Industrial Products, Systems and Structures*, ED. Soares, C. G., Taylor and Francis, 2010.
- [14] ISO 2394:2015 (2015) *General principles on reliability for structures*, International Standards Organization, Geneva, 2015.
- [15] Faber, M.H. (2009) *Risk and safety in civil engineering*. MH Faber. Lecture Notes. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland.
- [16] Faber, M.H., Miraglia, S., Qin, J., Stewart, M.G. (2017) *Bridging Resilience and Sustainability - Decision Analysis for Design and Management of Infrastructure Systems*, International Forum on Engineering Decision Making, Stoos, Switzerland, December, 2016.
- [17] Von Neumann, J. Morgenstern, O. (1944). *Theory of Games and Economic Behavior*, Princeton, NJ: Princeton University Press, 1944.
- [18] Raiffa, H. & Schlaifer, R.: (1961), *Applied Statistical Decision Theory*, Harward University Press, Cambridge University Press, Cambridge, Mass.
- [19] Bayraktarli, Y.Y. (2009). *Construction and Application of Bayesian Probabilistic Networks for Earthquake Risk Management*, PhD thesis, ETH Zurich.
- [20] Faber, M. H. and S. Thöns (2013). *On the Value of Structural Health Monitoring*. ESREL 2013. Amsterdam, The Netherlands.
- [21] Faber, M.H. (2017) *Risk Informed Structural Systems Integrity Management – a Decision Analytical Perspective*, Proceedings of the ASME 2017 36th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering OMAE2017, June 25-30, 2017, Trondheim, Norway.
- [22] Faber M.H. (2005) *On the Treatment of Uncertainties and Probabilities in Engineering Decision Analysis*. ASME. *J. Offshore Mech. Arct. Eng.* 2005;127(3):243-248. doi:10.1115/1.1951776.
- [23] Baker, J. W., Schubert, M., & Faber, M. H. (2008). *On the assessment of robustness*. *Structural Safety*, 30(3), 253–267.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Михаил ГАРЕВСКИ¹

ОШТЕТУВАЊА ОД СЕКВЕНЦИТЕ НА ЗЕМЈОТРЕСИТЕ ВО ЦЕНТРАЛНА ИТАЛИЈА ОД 2016

РЕЗИМЕ

Помеѓу 24-ти август 2016 и 18-ти јануари 2017, серија од катастрофални земјотреси со магнитуди меѓу 5.5 и 6.6, заедно со рој од последователни удари, ја погодија централна Италија и предизвикаа големи оштетувања на инфраструктурата и објектите за живеење. Тим на експерти од ИЗИИС го посети постраданиот регион и направи визуелна инспекција на активираниот расед Веторе. Посебно внимание беше посветено на инспекција на оштетените историски објекти во Амагриче и Норчија. Беше анализиран и механизмот на оштетувања на модерните АБ конструкции. Во трудот се зборува за сеизмичноста на централна Италија и е анализирано активирањето на раседот Веторе. Направена е и компарација на оштетувањата на објектите по двата главни настани т.е. земјотресите со $M_w=6$ и $M_w=6.5$

Клучни зборови: Земјотреси во централна Италија, Веторе расед, визуелна инспекција, оштетување на згради

Mihail GAREVSKI¹

DAMAGES DUE TO EARTHQUAKE SEQUENCES IN CENTRAL ITALY IN 2016

SUMMARY

In the period 24th August 2016 to 18th January 2017, a series of catastrophic earthquakes with a magnitude between 5.5 and 6.6 along with a swarm of aftershocks struck Central Italy and caused loss of human lives, damage to structures and infrastructure facilities as well as huge economic losses. A team from the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS) visited the affected region and performed a visual inspection of the activated Vettore faulty. They also got an insight into the infrastructure and the engineering structures in this region. Particular attention was paid to damaged historic buildings in the cities of Amatrice and Norcia. In addition to historic buildings, the team also paid great attention to the mechanisms of damage to modern RC structures. Discussed in this paper will be the seismicity of Central Italy with a special emphasis on Vettore fault during the three main events that took place in August and October, respectively. After the two missions, comparison of damages to a structure inflicted separately by the main events was made. Conclusions about cascade earthquakes and damages induced will be presented, as well.

Key words: Earthquakes in Central Italy, Vettore fault, visual inspection, damages to buildings

¹ Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje, R. Macedonia, garevski@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Екипи од Институтот по Земјотресно Инженерство и Инженерска Сеизмологија (ИЗИИС), три пати го посетиле постраданиот регион во централна Италија по секвенцијалните земјотреси кои што се случиле во 2016 и 2017 година.

Првата мисија на тимот од институтот беше направена еден месец по катастрофалниот земјотрес со $M_w=6$ кој се случи на 24 август 2016. Епицентарот на земјотресот од 24 август беше лоциран помеѓу селата Норчија и Амагриче, а поради карактеристичните и најголеми оштетувања кои ги нанесоа на селото Амагриче, се води како Амагриче земјотрес.

Целта на оваа мисија беше проценка на оштетувањата на зградите кои ги предизвикаа земјотресите во постраданиот регион како и рекогностицирање на косеизмичката руптура на јужниот дел на раседот Веторе.

Екипа од институтот само неколку дена по катастрофалните земјотреси кои се случиле во октомври, а кои беа со магнитуди од $M_w=5.9$ и $M_w=6.5$, повторно го посетија ефектираниот регион.

Епицентарот на октомврискиот земјотрес со $M_w=5.9$ беше лоциран на 3 км западно од Висо, додека пак епицентарот на посилените земјотреси со $M_w=6.5$ беше лоциран на 6 км северно од Норчија. Целите на втората мисија беа повеќекратни. Најпрвин, повторно беше посетено раседот Веторе, за да се видат додатните манифестации на руптурата на раседот по земјотресот од октомври со $M_w=6.5$.

Бидејќи во мисија по 24 август, беа регистрирани карактеристични оштетувања на објектите, втората цел на мисијата по октомвриските земјотреси беше повторно да ги посети регистрираните оштетени објекти за да се види колкав и каков е ефектот од додатните октомвриски земјотреси. Третата цел на оваа втора мисија беше инструментирање на една модерна повеќекатна зграда во Норчија за да се регистрира динамичкото однесување на објектот од афтершоковите за кои што нормално беше да се очекува дека ќе ги има во голем број поради карактеристиките на многубројните блиски и паралелни раседи. Очекувањата беа оправдани, бидејќи успеавме да регистрираме огромен број на динамички одговори на конструкцијата од дејството на последователните удари (околу 700 последователни удари со магнитуди меѓу 3-5.5), кои се јавиле после катастрофалните земјотреси од октомври 2016.

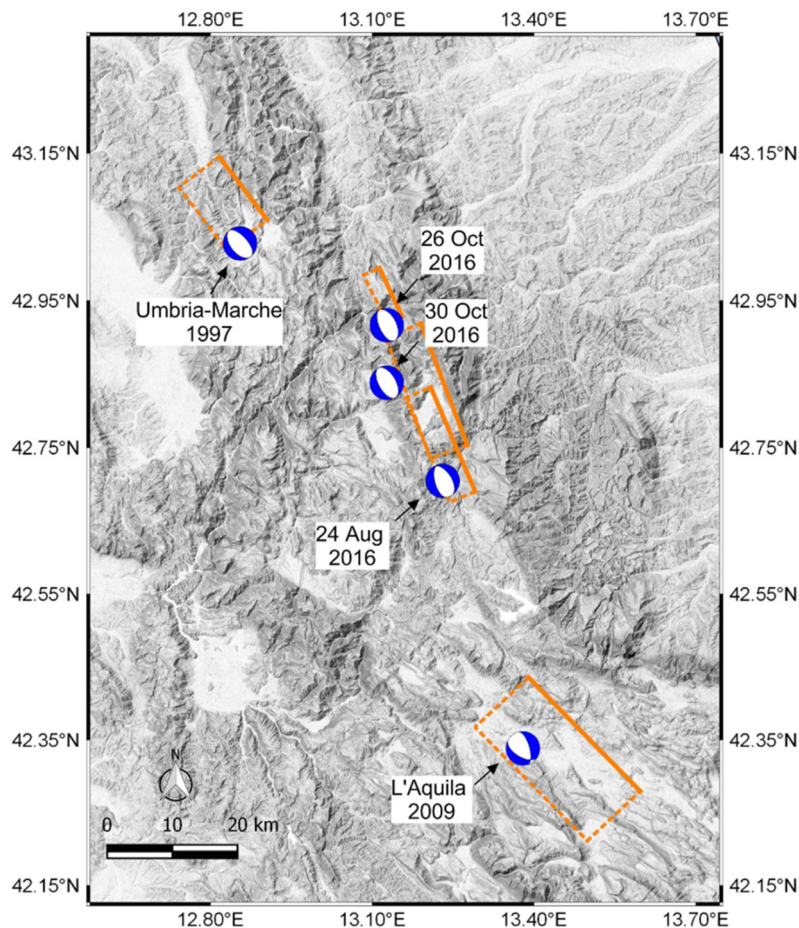
Во овој труд нема да бидат дадени регистрираните динамички одговори од инструментираниот објект туку ќе биде дискутирано активирањето на раседот Веторе како и оштетувањата што беа направени на објектите во Норчија и Амагриче по серијата секвенцијални земјотреси кои почнаа во август 2016 г., а завршиа во јануари 2017 г. Вкупниот број на регистрирани земјотреси во овој период изнесуваше приближно 26 000.

2. СЕИЗМИЧКИ СЕКВЕНЦИ ВО ЦЕНТРАЛНА ИТАЛИЈА

Без никакви карактеристични предходни удари (форшокови), на 24 август 2016 г., на 2.5 км североисточно од селото Акомоли, се случи првиот главен удар со моментна магнитуда $M_w=6$, и со хипоцентрална длабочина од 8 км, а по кој следеа илјадници последователни удари (афтершокови). Во првите 24 часа по главниот удар, следеа уште 125 последователни удари при што еден час по главниот удар беше регистриран, најсилниот последователен удар со $M=5.4$. Серијата на последователни удари, во раседната зона со $M6$, го достигна својот минимум во почетокот на октомври. По намалување на бројот и магнитудата на афтершоковите, северно од планинскиот масив Веторе повторно големината и бројот на афтершоковите значително се зголеми за да на 26 октомври се случат два силни удари со магнитуда $M_w=5.4$ и $M_w=5.9$. во близината на Висо и Устија. Најсилниот удар се случи на 30 октомври, со $M_w=6.5$, северно од Норчија. Ова е и најголемиот удар по катастрофалниот земјотрес од Ирпина од 1980 со магнитуда $M_w=6.9$.

По серијата од околу 800 афтершокови, на 18 јануари 2017 г. имаше серија на четири силни земјотреси со магнитуда помеѓу $M5$ и $M5.5$ и со епицентар на 4 км од Капитиано. Почнувајќи од август 2016 г., па до јануари 2017 г., серијата главни удари заедно со огромниот број на помали

земјотреси, ги активираа раседите во централна Италија во должина од околу 60 км. Длабината на хипоцентрите на активираните нормални раседи се движеше меѓу 6-10км. По значајните удари од јануари 2017 г., па до пишување на овој текст, бројот на афтершокови драстично е редуциран. Сеизмичките секвенци на главните удари заедно со опфатената раседна зона е прикажана на сл.1. Се забележува дека овие секвенци се јавуваат на просторот меѓу земјотресот Умбрија-Марче (1997г.) и земјотресот Ла-Куила (2009г.)



Сл.1. Сеизмичките секвенци на главните удари (Rep. Geer)

3. СЕИЗМИЧНОСТ НА ЦЕНТРАЛНА ИТАЛИЈА

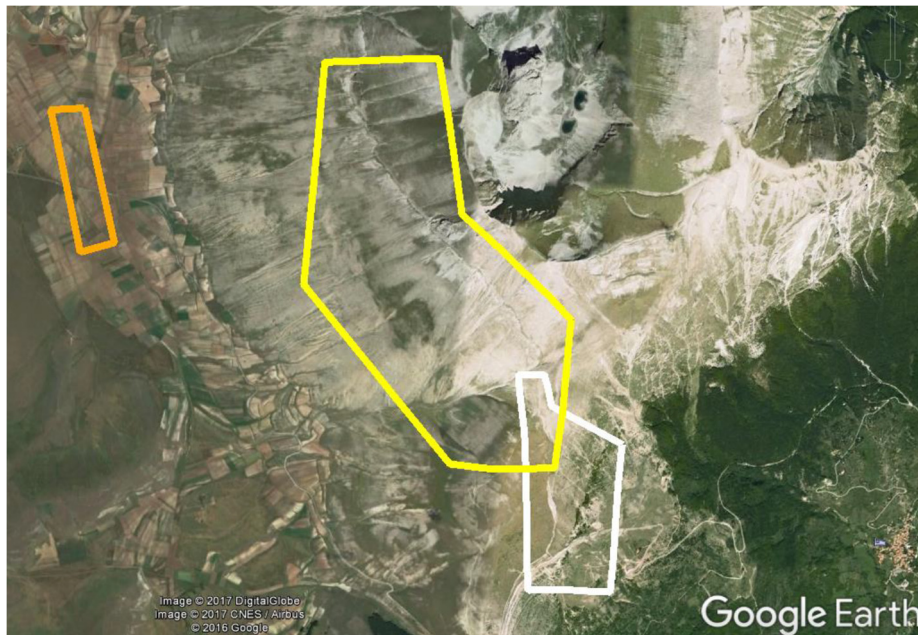
Апенинските планини, вклучувајќи го и делот во централна Италија се во постојана сеизмичка активност која се јавува како резултат на источно-западниот тектонски механизам на истегнување. Овој дел, од геолошки и тектонски аспект, е многу комплексен. Апенинскиот дел на централна Италија се карактеризира со голем број на паралелни нормални раседи чија должина се движи меѓу 10-15 километри, но има и поголеми нормални раседи со должина од 30 км. Овие раседи се проценува дека можат да генерираат земјотреси со магнитуди помеѓу 5 и 7 степени.

3.1. Регионални раседи во епицентралното подрачје

Најпознати активни раседни системи во епицентралната зона на настаните од август и октомври 2016 г. се : Веторе, Колифиорито, Норчија и Лага . Сите овие раседи се нормални раседи и при нивното активирање со $M = 5-6$ можат да предизвикаат површински пукнатини по нивната должина.

Должината на Веторе раседот е помеѓу 27-30км. До неговото активирање во 2016 г. (24 август и 26 и 30 октомври) овој расед се сметаше за активен, но мирен, бидејќи според (Galadini and Galli, 2003) раседот последен пат бил активиран пред повеќе од 2500 години.

На западната страна од планината Веторе (сл.2) можат да се запазат најмалку два главни нормални раседа. Горниот расед е под врвот на планината Реденторе и е лесно приметлив,



сл. 2. Површинските манифестации на главните раседи на планинскиот масив Веторе и е наречен Кордоне-Веторе расед. Долниот расед од западната страна на планинат Веторе се наоѓа во подножјето и се граничи со долината Каstelучи. Една гранка на овој расед се наоѓа и на јужната страна од планината Веторето.

Лага или Амагриче раседот се наоѓа во подножјето на планината Горзано и од едната страна го опкружува платото за Амагриче и Кампускучи.

Се претпоставува дека од августовскиот главен настан е активиран северниот дел на Лага раседот.

При нашата прва посета по августовските настани, ги набљудувавме површинските манифестации на јужниот дел од раседот на планината Виторето, но поради немање доволно време, не го посетивме северниот дел на раседот Лага. Инаку познато е активирањето на Лага раседот во 1639 кој во Амагриче предизвикал штети со интензитет од 10 степени. Во 1939 се случи негово повторно активирање со магнитуд $M_w=6.2$. Во Амагриче интензитетот од овој земјотрес изнесувал 9 и 10 степени, додека во Акомели интензитетот бил 8 и 9 степени .

Од епицентрите на афтершоковите на настаните по августовскиот главен удар кои главно се јавуваат на површината од раседот Веторе како и на површината на северниот дел на Амагриче раседот (Лага расед), јасно е дека доминантно е активиран Веторе раседот, но има индикации дека и дел од раседот Лага е исто така активиран.

Неколку дена по главниот октомвриски настан, втората екипа на ИЗИИС повторно го посети регионот на платото Каstelучи и планината Веторе, за да ги види додатните манифестации на плото од дејството на земјотресите со $M_w=5.9$ и $M_w=6.6$.

3.2. Ефектите на раседот Веторе по настаните од август и октомври

Примарна цел на мисијата од ИЗИИС по земјотресите од август во централна Италија беше инспекција на оштетените објекти во највеќе постраданите села од централна Италија. Бидејќи немаше доволно време да се разгледуваат манифестациите на плото по целата должина на раседот Веторе, екипата одлучи да ја рекогностицира руптурата само на јужниот дел на овој расед. Инаку по главниот августовски удар забележана е руптура на раседниот систем на

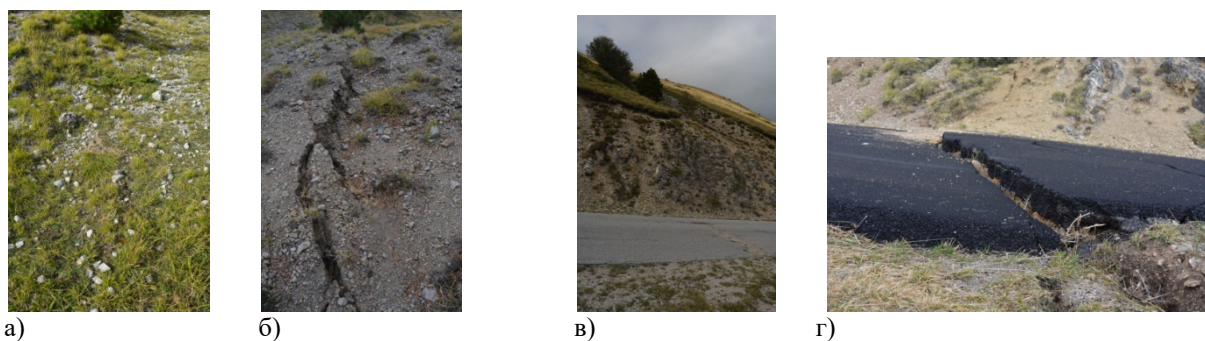
планината Веторе од околу 5.0 км (Emergeo Working Group, 2016). На сл.3., се дадени карактеристични распукувања на јужниот дел на раседот над патот SP477 .

Во втората мисија на тимот на ИЗИИС, поради многу лошите временски услови и немање доволно време како и заради другите цели на втората мисија и овој пат беше посетен само јужниот дел на раседот Веторе. Иако времето беше многу лошо и најголемиот дел на патиштата кои водат до долината Кастелучи беа блокирани, екипата успеа да стигне до јужната падина на планината Виторето за да види дали системот на раседите Веторе е повторно активиран. Од манифестациите на тлото сосема беше јасно дека е активиран истиот раседен систем како и во август. Активираната должина на раседот изнесува околу 60 км. Манифестациите беа значително поголеми од оние што ги регистриравме по настанот со $M_w=6$. Нормално беше да се очекува дека руптурата по должината на раседот ќе биде значително поголема имајќи ја во предвид магнитудата од $M_w 6.5$.



Сл. 3. Распукување на јужниот сегмент од раседот Веторе непосредно над патот SP477

На сл. 4 се дадени манифестациите на тлото на јужната страна на раседот непосредно над патот како и распукувањата на патот (SP477) каде поминува јужниот крак од раседот по августовскиот главен настан ($M_w 6$) и по настанот од 30 октомври ($M_w 6.6$).



Сл. 4. Манифестации на распукување на сегментот од раседот Веторе
а) од M_6 ; б) од $M_{6.5}$; в) од M_6 ; г) од $M_{6.5}$

4. КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ И МАТЕРИЈАЛИ НА ОБЈЕКТИТЕ ВО ПОСТРАДАНИОТ РЕГИОН

Во постраданиот регион воглавно доминираат неармирани сидани конструкции и армирано бетонски рамки со исполна од сидарија. Најголемиот број на неармираните сидани конструкции се од камена сидарија и се карактеристични како за постарите куќи така и за историските згради во центарот на населбите. Овие згради се сидани пред 1900 г. и се од 2-3 ката. Меѓуспратната

висина се движи од 2.5-3.5 м. Дебелината на ѕидовите во приземјето достигнува и до 70 см. Сидовите се од необработен природен камен, но кај некои е употребен обработен камен или тула. Сидани се или со кал или со варов малтер. Во над 90% од историските објекти, меѓукатната конструкција е дрвена, а кај останатите се челични греди со глинени плочи. Фундаментите се од камена сидарија.

Требе да се напомене дека во Норчија, село во постраданиот регион особено по октомврските земјотреси, во 1860 г. се донесени првите прописи за градење на конструкции отпорни од земјотрес. Овие прописи се донесени по катастрофалниот земјотрес од 1859 г.. Со овие прописи била дозволена спратност од два ката, а висината на објектите била ограничена на само 8.5м. Дебелината на ѕидовите требала да биде најмалку 60 см. и за ѕидање не смееле да се користат природни округли камења. За градбите во историскиот центар на Норчија (сл.5), на приземјето доминираат ѕидови со променлив пресек со поголема дебелина во основата кои се особено поволни за прифаќање на сеизмичките сили на смолкнување.



Сл. 5. Типични ѕидани куќи од приземје и еден спрат со кос фасаден ѕид (фотографијата е направена по земјотресот од 24 август)

Некои од зградите во постраданите региони пред серијата на земјотреси кои почнаа во август, поради неквалитетниот малтер, биле срушени и повторно президани со истата камена сидарија, но со квалитетен малтер и со хоризонтални армирано бетонски серклажи. Кај некои се применети разни класични техники за зајакнување на сидаријата. Најголем број од објектите се зајакнати со железни затеги. Има објекти кај кои е направено торкретирање со бетон на ѕидовите од двете или само од едната страна при што е користена мрежна арматура. Кај некои објекти е направено зајакнување на кошевите од надворешните ѕидови со челични траки за да се постигне поголем интегритет на носечките надворешни ѕидови. Постојат објекти со армирано бетонски (прстени) серклаж под кровната конструкција.

5. ПОСЕТЕНИТЕ ЛОКАЦИИ

Постраданиот регион во централна Италија е планински регион со мал број на постојани жители, но голем е бројот на туристи го посетуваат овој регион низ целата година.

Земјотресот со магнитуде 6 кој се случи во август 2016 г., предизвика човечки жртви и големи материјални штети. Бројот на загинати лица по катастрофалниот земјотрес од 24 август иснесуваше 297. Најголемиот број на објекти кои се срушиле беа објекти од неармирана сидарија од тула или камен. Имаше и мал број на згради (проектирани пред 1990 т.е. пред донесувањето на модерните сеизмички прописи) од армиранобетонски рамки со исполна од шупла тула кои се срушиле, но огромен е и бројот на тешко оштетени згради кои треба да се демолираат.

Земјотресите кои се случиа во октомври со М5.9 и М6.6, предизвикаа додатни рушења и зголемување на оштетувањата кај објектите. За среќа немаше човечки жртви, бидејќи жителите од сите села во афектираниот регион беа евакуирани од својте домови по земјотресите од август.

Екипите од ИЗИИС кои на двапати го посетиа овој регион, во најголема мера се концентрираа на визуелна инспекција на објектите во поголемите селата: Аматриче, Норчија, Акомоли,



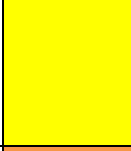



Арkvата дел Тронто, Пескара дел Тронто и во некои други помали попатни места. Всушност гореспоменатите поголеми села, со исклучок на Норчија, беа и најмногу настрадани од земотресите во август. По овие земјотреси 97% од објектите во Норчија не беа воопшто оштетени и не се сруши ниту еден објект. Значително поголеми оштетувања на објектите и рушења беа забележани во Норчија по земјотресите од октомври. Значајно зголемување на оштетувањата и рушења по Октомвриските настани, имаше во селата Аматице и Акомоли. По секвенцијалните главни настани од август и октомври огромен е бројот на тешко оштетени згради кои треба да се демолираат.

Во овој труд ќе бидат прикажани и анализирани оштетувањата на објектите во Аматице и Норчија.

5.1. Инспекција на Оштетените Објекти

Беше направена визуелна инспекција на фасадните делови од објектите. Кај некои од помалку оштетените објекти беше направена и детална визуелна внатрешна инспекција. Во неколку згради со значајни конструктивни оштетувања беше направена брза внатрешна визуелна инспекција.

Заради усогласување на степенот на оштетувања на објектите со останатите екипи () од Италија и другите земји од светот кои го посетиа пострадалиот регион, во нашата класификација користена е истата методологија од GEER (адаптирана од Бреј и Стјуард) која се базира на класификација за оштетени објекти дадени од страна на Оделот за Цивилна Заштита на Италија. Во табела 1 дадени се категориите на оштетувања () која што е направена спрема нивото на оштетувања на објектите.

Ниво на оштетувања	Опис	Боја
D0	Без оштетувања	
D1	Пукнатини во неконструктивни елементи (сидови од цигла)	
D2	Големи оштетувања на неконструктивни елементи со рушење на сидови; незначителни оштетувања на носиви сидови	
D3	Значајни оштетувања на конструктивниот систем, без рушење	
D4	Парцијално рушење на конструкцијата (спрат или дел од објект)	
D5	Тотално рушење	

Табела 1.

5.1.1. Оштетувања во Аматице

Проценетото забрзување во Аматице од земјотресот од 24 август изнесуваше 0.66 g(). Ова забрзување преставува и најголемо забрзување во целата раседна зона по должина од околу 60 км, предизвикано од земјотресот со Mw=6. И по земјотресите од октомври ниту на една локација во афектираниот регион не е проценето поголемо забрзувања. Проценетата PGA од настанот од 30 октомври во Аматице изнесува 0.5 g. Гореспоменатите забрзувањето на тлото се однесуваат за почвени услови со Vs30=580m/s

Поради најголемото забрзување во Аматице, во ова село се случиле и најголемите рушења и оштетувања на зградите.

Во продолжение, на наредните слики ќе бидат дадени само мал дел од карактеристични оштетувања на згради со различни конструктивни системи кои беа регистрирани од екипите на

ИЗИИС. На сл. 6 е дадена четириспратна зграда со армиранобетонски рамовски систем со исполна од шупли цигли. Од визуелната надворешна инспекција поради нарушување на врската на контактот меѓу сидот од цигли и рамовскиот армиранобетонски систем јасно се



Сл. 6. Оштетување на четириспратна АБ рамка со исполна од шупла цигла од категорија D1

гледаат контурите на рамките (сл. 6). Оштетувањето на оваа зграда би требело да биде во категоријата D1, меѓутоа многу е голема веројатноста дека во колку би се направила инспекција на внатрешните делови на зградата таа да биде класифицирана во категорија D2. Снимките прикажани на сл. 6 се направени по земјотресите од август.

На сл. 7а дадени е фотографии на зграда со приземје и пет ката која е направени по Августовските настани. Конструктивниот систем преставува АБ рамка со преградни сидови од шупла цигла и полна фасадна цигла. Класификацијата на овој објект е многу јасна и таа спаѓа во категоријата D2, бидејќи нема конструктивни оштетувања на носивите елементи . На првиот спрат уочливи се големи оштетувања и рушења на фасадните сидови.



а) M6



б) M6.5

Сл. 7. Петспратна АБ рамовска стамбена зграда а) M6 и б) M6.5

На сл. 7б. е прикажана фотографија на истиот објект, но сега по земјотресот со $M_w=6.5$. Категоризацијата на објектот и по овие настани повторно е иста т.е. D2. Нема уочливи зголемени оштетувања на носивата конструкција и нема парцијално рушење на истата. Зголемено е оштетувањето и рушењето на фасадните сидови.

На сл. 8. е прикажана локалната полициска станица во Амагриче која се состои од приземје и два ката. Конструктивниот систем на оваа зград е неармирана сидарија со носечки сидови извидани во полна тула и делумно со обработени камења. Бидејќи ваквите конструктивни системи преставуваат најповредливи констукции од сеизмички аспект, објектот бил зајакнат со челични траки на приземјето и на двата спрата .Челичните траки се вметнати на кошевите од објектот. Поставени се траки и на подолгите фасадни сидови. Локациите на траките на еден од подолгите фасадни сидови се назначени на сл. 8а. Оштетувањата на полициската станица по земјотресите од август се дадени на сл.8а и сл. 8б. Поради санационата интервенција на кошевите од објектот не можат да се забележат оштетувања ниту на приземјето ниту на останатите

спратови. Можат да се забележат значајни дијагонални пукнатини околу прозорите од страните на пократките фасадни ѕидови, додека кај подолгите фасадни ѕидови пукнатините се значително помали токму поради интервенцијата со челични траки на повеќе локации. Нивото на оштетување на зградата може да се вброи во категоријата D3.

На сл. 8в дадени се фотографии од мисијата на ИЗИИС, по настаните од октомври. Се забележува значително зголемување на пукнатините од смолкнување на пократките фасадни ѕидови, но видно се зголемени пукнатините и на подолгите фасадни ѕидови. Нивото на



Сл. 8. Зајакната конструкција на ќошевите со челични траки

оштетување по овие настани сеуште се вбројува во категоријата D3 најповеќе заради зајакнувањата кои се направени пред земјотресите со помош на челични траки. Применетата санација на овој објект може да се претпостави дека спречила парцијално рушење на дел од објектот или пак негово целосно рушење, меѓутоа сосема е јасно дека овој тип на санација не може да обезбеди користење на објектот по случениот земјотрес .

На сл. 9а е прикажана фотографија од црвената зона во историскиот дел од Аматриче после земјотресот со M6, на сл.9б е прикажана фотографија од истата локација по секвенцијалните главни настани од октомври. На првата фотографија доминираат тотални рушења (D5) и парцијални рушења (D4) на неармираните ѕидани камени објекти. Во преден план на истата фотографија се гледаат двата фасадни ѕидови од објект со приземја и два спрата. На предната фасада доминира голема дијагонална пукнатина на приземјето. Ако се анализира нивото на оштетување на предната фасада и ако нема парцијални рушења на другите два фасадни ѕидови (за жал на екипата од ИЗИИС не и беше дозволено да влезе во забранетата зона), нивото на оштетување на објектот спаѓа во категоријата D3. Секвенцијалните настани од октомври (сл), доведоа до комплетно рушење на објектите прикажани на сл.. Единствен исклучок е саат кулата која што е од категорија D3, не се сруши, туку нивото на оштетувања премина во категорија D4. Целосното рушење на старите неармирани ѕидани куќи по секвенците од главните настани (првиот настан (PGA=0.66) и октомвриските настани (PGA=0.50)) заради исклучително големите максимални акцелерации не е за изненадување. Разбирливо е дека кртите ѕидани конструкции, заедно со употребата на природни камења и лош малтер, не можат да ги издржат овие големи забрзувања.

5.1.2 Оштетувањата во Норчија

Инспекција по земјотресот од август-Норчија по земјотресот со M=6, претрпе најмали оштетувања по однос на сите поголеми села кои пострадаа. Тоа е разбирливо бидејќи проценетата PGA во Норчија, од овој настан изнесува 0.3g (за тло со Vs30) и тоа е најмалото забрзува, ако се споредува со забрзувањата во другите села.

На сл. 10 е прикажан хотелот Европа кој се наоѓа во Норчија, по земјотресот од 26 август и по земјотресите од октомври.



а) Mw6.



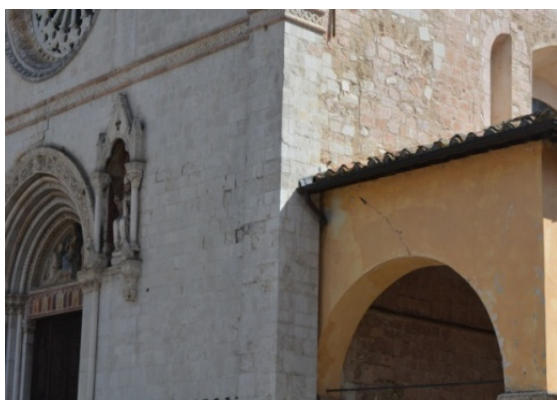
б) Mw6.6

Сл. 9. Оштетувања на објектите во црвената зона на Аматриче



Сл. 10. Зграда без оштетувања по М6 и со оштетувања D1 по М6.6

Хотелот беше во функција, и целата екипа беше сместена во него за време на првата мисија на ИЗИИС. Основна цел на нашата прва мисија беше да посвети поголемо внимание во епицентралните региони каде се направени најголемите оштетувања и најмалку бевме посветени на инспекцијата на објектите во Норчија бидејќи забележавме дека објектите во ова село најмалку се пострадани. Меѓутоа по секое враќањето од инспекциите од другите села од епицентралното подрачје, правевме брза инспекција на одредени региони од Норчија. Беше направена обиколка околу ѕидот кој што го опкружува старото јадро на Норчија. Со исклучок на парциалното рушење само на една локација од ѕидот сл. не се забележани никакви значајни оштетувања ниту на ѕидот ниту на фортификационите кули. Во внатрешноста на стариот град немаше никакви рушењ. Неколку објекти беа од категорија D2 а неколку од категорија D3. На сл.11 е прикажана базиликата Свети Бенедикт по главниот удар од август. Се забележуваат



Сл. 11. Минорни оштетувања на базиликата Свети Бенедикт по М6



Сл. 12. Зајакнат објект со високо приземје од строто јадро на Норчија по М6

минорни оштетувања по настаните од август. Слични оштетувања можат да се забележат и на останатите црковни објекти. На сл.12 е прикажан објект од старото јадро со високо приземје во кој се сместени дуќани. Покрај високото приземје објектот има уште еден спрат. Од сликата може да се забележи дека објектот е парцијално зајакнат со челични затеги кои се поставени само на ниво на меѓукатната конструкција од објектот. Санацијата е изведена пред настаните во август. Иако парцијално зајакнат може да се види дијагонална пукнатина на помалиот фасаден ѕид од приземјето и понезначајни оштетувања на подолгиот фасаден ѕид. Голем број на објекти во старото јадро на Норчија се зајакнати на ваков или сличен начин особено по земјотресот 1979 од Норчија и по земјотресот 1997 од Умбрија.

Со ислучок на многу мал број на лесно оштетени објекти по земјотресот со епицентар од Амагриче, кои беа лоцирани надвор од стариот град, кај останатите објекти не можеа да се забележат никакви оштетувања. Како и во стариот град така и надвор од него, немаше оштетувања од четврта категорија и не беше срушен ниту еден објект (D5).

Инспекција на објектите по земјотресите од октомври- Многу поголеми забрзувања беа регистрирани во Норчија по земјотресот од 30 октомври ($PGA=0.41g$ до $0.48g$). Знаејќи дека по силниот земјотрес со $M=6.5$ ќе следи серија од последователни удари и имајќи ги во предвид претходните секвенци со огромен број на последователни удари, ИЗИИС испрати втора екипа во постраданиот регион чија основна цел беше да избере конструкција на која ќе постави инструменти за следење на неговиот динамички одговор од дејството на последователните удари кои беше логично да се очекуваат. Инструментираниот објект не е предмет на овој труд. Екипата пристигна во Норчија само неколку дена по главниот удар од 30 Октомври.

За разлика од првата посета кога многу мал број на објекти беа забранети за користење, по земјотресот со $M=6.5$, беше евакуирано целото село.

Покрај погоре споменатата задача на втората мисија на ИЗИИС, екипата посвети и поголемо внимание во инспекција на оштетување на зградите од акумулираните оштетувања од настаните во август и октомври во Норчија. Во оваа мисија беше многу корисно да се посетат сите оние објекти кој што ги видовме по августовскиот главен удар. Најпрвин извршивме увид на ѕидот со кулите кои го опкружуваат старото урбано јадро на Норчија. За разлика од оштетувањата на ѕидот по земјотресот со М6 кога по целата должина на ѕидот и објектите кои беа во склоп на ѕидот имаше само едно парцијално рушење на горниот дел од ѕидот сл.13а, по земјотресот со магнитуда $M=6.5$, оштетувања и рушења на ѕидот и на дел од кулите и објектите кои беа во склоп на ѕидот беа по целата негова должина. Но имаше и делови на ѕидот каде воопшто не беа забележени никакви оштетувања сл. 13б.

Од сл.13 до сл.20. прикажани се оштетувања на ободниот ѕид со објектите кои се дел од него.



Сл. 13а



Сл. 13б

На сл.14а се гледа парцијално рушењен на ѕидот, а на сл.14б се гледа парцијално и тотално рушење на делот од ѕидот надвор од неговата рамнина. На истата слика сл.14б можат да се забележат големи оштетувања на кулата од категорија D3. Оштетувањата особено се изразени во горниот дел од кулата. Исто така може да се забележи дека кулата била предходно saniрана со затеги. Интервенцијата е направена по целата должина на кулата, но поради тоа што е висока се забележуваат големи конструктивни оштетувања на горниот дел . Се гледаат и најновите интервенции по земјотресот со M6.5 со цел да се заштити од рушење горниот дел од кулата, кој има историска вредност, од додатните афтершокови.



Сл.14а



Сл.14б



Сл. 15а



Сл. 15б



Сл.16

На сл.15а се гледа парцијално рушење на дел од објект кој што е во склоп на ободниот ѕид. Единствено кулата сл.15б има мали оштетувања бидејќи и не е толку висока, а ѕидаријата е подобра од останатите срушени делови на кулите. На останатите фотографии сл 16а и сл20б се гледаат парцијални и целосни рушења на овој ѕид како и оштетувања на објект кој е дел од ѕидот, сл.16в

6. КАРАКТЕРИСТИЧНИ ОШТЕТУВАЊА НА КОНСТРУКТИВНИОТ СИСТЕМ КАЈ МОДЕРНИТЕ ОБЈЕКТИ

Од сл.17 до сл.20 се прикажани карактеристични примери на лом на носивата конструкција кај модерните згради оштетени од секвенцијалните земјотреси. На сл. 17 се прикажани оштетувања на столбовите како резултат на силите од смолкнување. Објектот се наоѓа во Амагриче, а оштетувањата се настанати од дејството на земјотресот со М6. Оштетувањата се направени како резултат на неадекватното армирање на столбовите и гредата.



Сл. 17

На сл.18 е прикажана рамовска конструкција од Амагриче, оштетена по настанот со М6 (сл.17а) и по настанот со М6.5 (сл.18б). И во овој случај оштетувањата се настанати заради несоодветно армирање. Ломот во столбот по земјотресот со М6.5 е значително зголемен, но поради одреденото ниво на дуктилност објектот ги преживеал секвенцијалните земјотреси и не се срушил. На сл.19 е прикажан објект во Норчија со приземје, спрат и поткровје.Снимките се по земјотресите од октомври, и може да се уочи тотален лом на надворешните столбови од едната страна на зградата . Големите оштетувања се јавиле како резултат на ефектот на кратки столбови во комбинација со неадекватно армирање. Ефектот се јавува само во едниот смер на вибрирањето на зградата. На спротивната страна од надворешниот ѕид столбовите не се оштетени бидејќи на таа страна движењето на столбовите не е ограничено ниту во еден правец, па ефектот на краток столб не постои и скоро целата сила на смолкнување била прифатена од кратките столбови.



Сл. 18а



Сл.18б



Сл.19. Тотална деградација на столбовите (ефект на кратки столбови)



Сл.20. Ршење на краток столб на АБ објект во Норчија по настанот со М6.5

На сл.20 е прикажано тотално рушење на краток столб кај што има голем процент на арматура. Објектот се наоѓа во Норчија и е оштетен по настанот М6.5. Поради кратките столбови целата сила на смолкнување е пренесена на истите.

7. ДИСКУСИЈА И ЗАКЛУЧОЦИ ЗА АКТИВИРАНИТЕ РАСЕДИ И ОШТЕТУВАЊАТА ПРЕДИЗВИКАНИ ОД СЕКВЕНЦИЈАЛНИТЕ ЗЕМЈОТРЕСИ

Иако немаше време да извршиме целосна инспекција на раседите на планината Веторе, од парцијалната детална инспекција според манифестациите на тлото, можеше да се заклучи дека целосно е активиран јужниот дел од раседот Веторе. Екипата немаше време да го посети раседот Лага. Во извештајот (), даден од екипата на GEER, е нагласено дека по земјотресот од 24 август се активирале раседите на планината Веторе и дел од раседот Лага. Манифестациите на тлото на дел од раседот Лага не се видно изразен, според извештајот на тимот на GEER(). Системот на раседи од планината Веторе беше распукан во повеќе сегменти.

По настан од 30 октомври беше јасно дека целосно е активиран системот на раседи на планината Веторе. Екипата на ИЗИИС имаше прилика и по овие настани да ги уочи манифестациите на тлото по должина на јужниот дел од раседот, кои беа значително по изразени. Поради активирање на истото систем на раседи на Планинскиот масив Веторе и заради многу поголемата ослободена енергија од енергијата ослободена од настанот М6, манифестациите на тлото беа многу поизразени.

По секвенцијалните настани кои започнаа во август 2016 и завршиа во јануари 2017, може да се заклучи дека празниот простор на неактивираниите раседи, меѓу локациите од земјотресот од 19 и земјотресот од 2009 е активиран но многу е тешко да се каже дели е ослободена целата енергија што би гарантирало подолго мирување на целиот систем на раседи кои се ноаѓаат на површината меѓу епицентрите на споменатите земјотреси.

Што се однесува до извршената инспекција на оштетувањата на објектите, имаше многу големи оштетувања и рушења во Амагриче, и по двете секвенци на земјотреси од август и октомври. Нормално беше да се очекува дека најголемите оштетувања и рушења ќе бидат во Амагриче и од двата секвенцијални настани, бидејќи проценетите просечни забрзувања, $PGA_{avgust}=0.66$, и $PGA_{octo}=0.5$ беа најголеми во однос на целата површина од активираниот систем на раседи. По земјотресот со М6, само 30% од објектите немаа оштетувања (категија D0).

Во Норчија, за разлика од Амагриче, заради релативното малото средно максимално забрзување од август, $PGA_{avg}=0.3$, имаше многу мали оштетувања и во старото урбано јадро и во новиот дел од Норчија. Во ова село, по Августовските настани, рушењата беа незначителни и над 97% од објектите спаѓаа во категоријата D0. Минимален беше бројот на објекти од категорија D2(1%) и D3 (1%). Немаше ниту еден објект од категорија D4. Во Норчија не се сруши ниту еден објект по Августовските настани.

Дури и по Октомвриските настани ($PGA_{okt}=0.41-0.48$), оштетувањата беа помали, ако се компарираат со оштетувањата со останатите села и населби. Приближно 67% од објектите, и по зголемените забрзувања, воопшто не беа оштетени. По настаните со М5.9 и М6.6. бројот на објекти од категорија D1 изнесуваше околу 4%, но нормално беше да се очекува дека со заголемување на PGA кај некои објекти ќе има мали прнатини и мали пукнатини. За вакви забрзувања беше за очекување дека во одредени региони каде што има поголема амплификација на тлотот да се појават значајни оштетувања на неконструктивните елементи дури и рушења на некои преградни ѕидови од шупла тула (оштетувања D2). По настанот М6.6 бројот на овие оштетувања значително порасна т.е. 24% од објектите во Норчија имаа оштетувања од категорија D2.

Ако се анализираат оштетувањата на објектите во Норчија и Амагриче од дејството на секвенцијалните настани од август до октомври може да се донесат повеќа заклучоци.

Оштетувањето на објектите во Норчија, по првиот главен настан од август, покажа дека објектите со различни конструктивни системи лесно можат да издржат забрзувања $PGA=0.3g$. Оваа констатација се однесува дури и за ѕиданите конструкции кои од дејство на земјотреси се најповредливи. Констатација важи и за црковните објекти кои имаат големи внатрешни простории и високи ѕидови. Екипата на ИЗИИС по Августовските земјотреси во старото централно јадро изврши инспекција и забележа минимални оштетувања на објектите во ова јадро. Може да се констатира дека и ѕидот околу старото јадро со кулите и објектите лесно поднесува овакво забрзувања. По целата должина на ѕидот забележавме само едно мало обрушување.

Октомврискиот настан со М6.5 ($PGA=0.41-0.48g$) покажа дека и за вакви забрзувања пониските ѕидани објекти имаат доволно голема јакост, дури и за забрзување од 0.48g. И за овие забрзувања во старото јадро на Норчија најголемиот дел на објекти немаа никакви оштетувања(D0). Во старотот јадро, многу мал број на објекти спаѓаа во категоријата од D1-D3. Само еден објект можеше да се вброи во категоријата D4. Претпоставка е дека оваквото добро однесување на ниските објекти пред се, се должи на сеизмичките мерки кои се преземени во Норчија по земјотресот од 19. Ова добро однесување е поради масивните ѕидови од камен кои се со дебелина поголема од 60см. и поради санационите решенија кои се превземени пред земјотресите од 2016. Голем број на објекти додатно се зајакнати со челични затеги. Истото се однесуваше и за модерните конструктивни систем (Хотел Европа), тие без никакви конструктивни оштетувања ја издржаа гореспамнатата PGA.

Меѓутоа, забрзувањата поголеми од 0.4g, се покажаа фатални за ѕиданите објекти со високи ѕидови и големи простории (црковни објекти). Сите поголеми црковни објекти или парцијално или целосно беа срушени сл.21, сл.22 и сл.23. Истото се однесува и за ободниот ѕид, заедно со

објектите кои се дел од него. Како што можеше да се види од фотографиите во овој труд голем дел од ободниот ѕид и дел од објектите беа парцијално срушени.



Сл.21. Делумно рушење на базиликата Свети Бенедикт од настанот М6.5



Сл. 22. Парцијално рушење на ѕид на црковен храм во Норчија од настанот М6.5.



Сл. 23. Тотално рушење на дел од црковен храм во Норчија по настанот М6.5

Најголемиот дел од модерните објекти кои беа правилно проектирани и изведени немаа воопшто или имаа многу мали оштетувања. Имаше мал број објекти, кои поради грешки во проектирањето влегоа во категоријата D4. Во Норчија, кај неколку модерни згради, кратките столбови, заради големата крутост и недоволна јакост за да прифати големите сеизмички сили на смолкнување доведоа до комплетно губење на нивната носивост. Останатите модерни рамовски системи иако не беа идеално проектирани, немаа конструктивни оштетувања.

Примерот на Амагриче јасно покажа дека зиданите конструкции со 2-3 спрата тешко можат да издржат забрзувања како што е забрзувањето од $PGA=0.66g$. Половина од објектите во старото јадро на Амагриче беа срушени. На крајот од секвенцијалните земјотреси особено по главниот удар $M6.5$ со проценето забрзување $PGA=0.5g$, во старото јадро дојде до додатни големи тотални и парцијални рушења. Вкупните рушења во старото јадро на Амагриче од настаните $M6$ и $M6.5$ се околу 60%. Акумулираните штети од $M6$ и $M6.5$ во старото јадро покажуваат дека целото старо јадро треба да се сруши. Овие показатели јасно укажуваат дека секвенцијалните силни земјотреси многу неповолно делуваат на зиданите конструкции, заради многу малиот или никаков дуктилитет на овие конструкции.

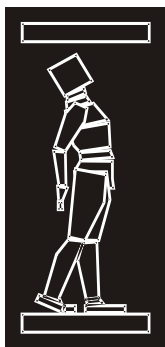
Некои од зајакнатите сидани конструкции надвор од ова јадро, како полициската станица, не се сруши и ги издржа секвенцијалните земјотреси, меѓутоа од овој пример се гледа дека конвенцијалните санациони решенија не се доволни да овозможат користење на овие објекти веднаш по земјотресот, бидејќи по акумулираните оштетувања, оштетеноста на полициската станица се вбојува во категоријата D3.

Во близина на старото јадро беа срушени и некои непрописно проектирани рамовски системи уште од главниот $M6$ настан од август. Имаше и модерни рамовски конструкции кои заради грешките при проектирање имаа тешки конструктивни оштетувања уште од земјотресот со $M6$. По земјотресот со $M6.5$ кај најголемиот број од нив механизмот на лом се зголеми, но сепак поради нивната дуктилност немаше тотални рушења.

Модерните рамовски системи со повеќе од три спрата кои немаа конструктивни оштетувања, имаа големи оштетувања и рушења на преградните сидови од шупла цигла.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Jonathan P Stewart, Giuseppe Lanzo,(2016), Engineering Reconnaissance following the 2016 M 6.0 Central Italy Earthquake: Ver 1
- [2] Giuseppe Lanzo, Jonathan P Stewart,(2016), Engineering Reconnaissance of the 24 August 2016 Central Italy Earthquake. Version 2
- [3] L. Chiaraluc , (2017),The 2016 Central Italy Seismic Sequence: A First Look at the Mainshocks, Aftershocks, and Source Models
- [4] F. Galadini, P. Galli, (2003), Paleoseismology of silent faults in the Central Apennines (Italy): the Mt. Vettore and Laga Mts. Faults



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Милош КНЕЖЕВИЌ¹

КАТАСТРОФИТЕ И ЦИВИЛИЗАЦИЈАТА СЕ НЕРАЗДЕЛНИ

РЕЗИМЕ

Катастрофите се неразделен дел од човековото минато, тие не “тресат” и денес, а не го очекуваме ивниот крај ниту во иднината. Мора да живееме со катастрофите и да се обидеме да го намалиме нивното влијание на луѓето и имотите, посебно катастрофите кои сами ги предизвикуваме или се зајакнати со нашата активност. Овој труд има за цел да ги посочи најголемите светски катастрофи и последиците кои ги имаме денес. Се разбира, поради огромниот број катастрофи, само некои од нив се наведени во трудот. Тие не предупредуваат дека е потребно да направиме одлуки за тоа како треба да продолжат некои човечки активности. Во трудот направен е обид да се дадат препораки за градежништвото во иднина.

Клучни зборови: катастрофи, земјотрес, поплави, CO₂, демографија, глад, градежништво

Milos KNEZEVIC¹

DISASTERS AND CIVILIZATION ARE INSEPARABLE

SUMMARY

With disasters, the human race has met in the past, they are shaking us now, but neither in the future we do not expect their end. We must live with disasters and try to reduce their influence on people and property, especially the disasters that we produce ourselves or that are strengthened with our activity. The paper attempted to point out the scale of the world's greatest disasters and the consequences that we have today. Of course, due to the large number of disasters, only some of them are mentioned here. They warn us that we need to make decisions how to proceed in different areas human activities, an attempt is made to make recommendations for constructions in the future.

Keywords: disasters, earthquake, floods, CO₂, demography, hunger, construction

¹ Prof. PhD, University of Montenegro, Civil Engineering Faculty, Cetinjski put b.b., knezevicmilos@hotmail.com

1. INTRODUCTION

The focus of this paper is on disasters created by human activity. They are an inseparable part of civilization. We can ask for a much better response to such disasters than natural catastrophes. Natural disasters are more durable than the humanoids themselves, because they still exist from the emergence of the planet. Natural disasters transcend the temporal boundaries of human life, because our lives are much shorter than geological events on the planet. However, natural disasters and those created by human activity affect the planet, lives, human health, property, cultural and historical monuments, the environment... Always the hardest hit is to the developing countries where the acceptable risk of response to catastrophic hazards is very low due to poor material situations and low capacities of these countries. Moreover, if these countries are populous countries and also poorly developed countries, the consequences of natural and man-made hazards are even more dramatic.

Today it is very difficult to make a division into the natural and human activity disasters. According to many studies, the global change in climate-meteorological conditions, after the industrial revolution, began to inject the "fresh poison" of CO₂ into the atmosphere of the planet. For this reason, I will mention only earthquakes and floods here from natural disasters, although I cannot positively answer the question: Are floods of the recent date one of the natural disasters or are they caused by the change of climate factors due to human activity? Often it is claimed that the consequences of global warming have been frequent, and large amounts of precipitation are caused by additional landslides ... Do we disturb our nature further and when do we do it?

Disasters are on the rise, natural hazards are inevitable, the elimination of all risks is impossible and there is a need to introduce measures to reduce the economic and social scope of disasters. According to the document, Disaster Risk Reduction Framework (1) states: "... during the ten-year period, disasters continued to take huge tax and affect people's well-being and security. Over 700 000 people lost their lives, 1.4 Million of people have been injured, and about 23 million have been left homeless after disasters. "

2. NATURAL DISASTERS

This cosmic moment, which we live in the evolutionary state of the planet Earth, represents for us everything we have, and for the planet, it is only a part of the evolution in continuous development and permanent changes. The geological hazards are those that, as natural hazards, most often do not leave us as tectonics, engineering-hazards, hydrogeological and geomorphologic factors.

The occurrence of natural phenomena causing disasters is most often associated with severe earthquakes, floods, volcanoes, extreme weather conditions that have not been caused by man, landslides, etc. I'll only mention some:

Earthquakes

Among the strongest recorded earthquakes in human civilization are:

- 1556. Shaanxi China, 8° Richter, 850. 000 victims
- 1976. Tangshan, China, 8.2° Richter, 250. 000 victims
- 2004 Tsunami in the Indian Ocean Sumatra - The Andaman tsunami waves up to 15 meters that hit the shores of 11 countries, 227,898 victims

On the European soil, they were recorded as the strongest earthquakes:

- 365. Crete, tsunami, 500,000 victims
- 1755. Lisbon, 8.5° -9.0° Richter, Tsunami, 10 to 100,000 victims
- 1908. Messina in Sicily, 7.5° on Richter, 12m tsunami, 123.000 victims

In the Balkans, we record:

- 1667. Dubrovnik, the city completely destroyed, about 3,000 victims
- 1963 Skopje, 6.1o Richter, 75% of the city destroyed, over 1,000 victims
- 1979 Montenegro, 7o Richter, 136 victims (101 in Montenegro and 35 in Albania)

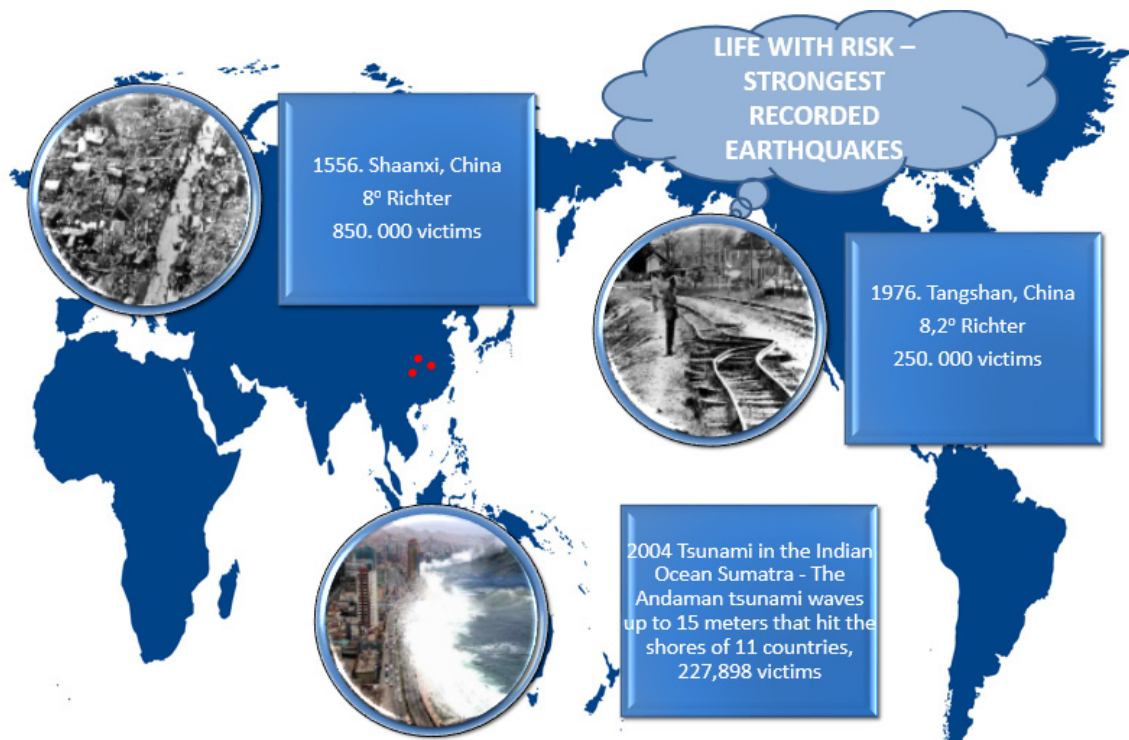


Fig. 1 Strongest recorded earthquakes

In addition to the described consequences of the earthquake, accentuated geological hazards must be mentioned in the form of landslides, changes in the flows of groundwater, the position of the source, the rise and lowering of the sea level.

Floods

The disturbed rivers do not choose victims, they leave a waste. History records floods in the Netherlands in 1530 year with a loss of 1.2 million people, followed by Yangce kang in 1935 with 1.5 million lives lost, Valkyao dam was destroyed in 1975 and 1.6 million people lost their lives, the Yellow River (Niargho) was poured over in 1931, killed about 2 million people in 1931, over 8 million in 1938 ... And today we are witnessing numerous floods. Every minute on the planet, 60,000 square meters of earth is flooded.

2. DISASTERS CREATED BY HUMAN ACTIVITY

The following facts are disturbing:

- Just 30 years ago, Planet counted around 3.6 billion people, today this number exceeds 7.5 billion
- Demographic explosion in the post-1950 period, which is most common in developing countries, with the conclusion that in the future demographic development will belong to the population of non-aligned origin (6). Every minute on the planet, about 158 people are born and about 100 people die (7).
- An urban revolution that is unknown in history as cities follow the development of human civilization for some 6,000 years in cities in 1975 lived 1.5 billion people or 38 percent of the world's population, and in 2010, 3.5 billion or 50.5 percent of the population. It is predicted that in 2050 will live 6.3 billion or 69% of the population. And growth is predicted mostly in poor and densely populated areas (6)
- Hungry - More than a billion people are chronically starving and more than 1.5 billion are in absolute poverty (US \$ 1.5 per day). Every minute of hunger on the planet, about 40 people die.

According to reports from the World Meteorological Organization it is estimated that about 90% of all natural disasters are of hydro meteorological origin. The climate on the planet has been changing continuously. A thousand of years has been necessary for the Planet to transform from one state to another. However, we are

witnessing the rapid change of climate after the industrial revolution, due to the influence of the human factor. That's what's worrying. Increasing extreme weather events, due to greenhouse gases, increasing sea levels are the effects of climate change that increase community expenses, and will be even more increased in the future. Emissions of gases in one place affect people in a wider environment.

Continuous emissions of greenhouse gases will contribute increasing temperatures on the Planet at the end of the 21st century in the range of 1.4 to 5.8°C.



Fig. 2 Human factor

The development of human civilization brings us numerous harmful effects and here are some of them:

- CO₂ emissions. Carbon dioxide (CO₂) emissions from industrial sources are considered to be the main culprits for global warming of the Planet. Measures to reduce greenhouse gas emissions are defined at the United Nations Conference on Climate in Paris (COP21). The Conference points to the need to reduce emissions due to the impact on global warming of the planet. Every minute on the planet there is a CO₂ emission of around 43 000 t (Report by the TU Joint Research Center - JRC). According to the Dutch Environmental Assessment Agency, China remains the world's largest emitter of harmful gases, but the United States emits almost three times more CO₂ per capita than that Asian country.
- global warming. The heat wave that hit Europe in 2003 took 70000 lives. Even in 2010, 56,000 people lost their lives in Russia due to heat strikes, drought, and fire. Due to the global warming of the planet, the number of victims will increase.
- destruction of forest wealth. Forests are the dominant land-based eco-systems on earth and occupy about 30% of the country's surface and cover over four billion hectares. In addition to forest logging, forest fires greatly destroy the ecosystem. It is estimated that 13 million hectares of forest are lost annually due to human activity and climate change (8).
- garbage production. Demography causes an increase in waste production. It is estimated that about 60% of the waste can be recycled, and about 15,000 tons of garbage is produced on the planet every minute. In particular, there is an increasing level of electronic waste. (9)
- automotive environmental burden. Per data from 2016, 94 976 568 cars (10) have been produced worldwide, which is a huge increase compared to 2000 in which 58 375 162 cars were produced. Our environment will burden every minute over 180 cars.



Fig. 3 Urban revolution



Fig. 4 CO₂ pollution



Fig. 5 Garbage production



Fig. 6 Automotive environment burden

The global goals of sustainable development are universal and imply the development of a community that meets the human resources with available resources, not endangering the natural and environmental environment with the condition to enable development for generations that come after us.

Recognizing the greatest impact of disasters on developing countries, the EU has recognized the main objective, and that is (2): "to contribute to sustainable development and eradication of poverty through reducing the burden of disasters for the poor and the most vulnerable countries and groups of the population ..."

4. SPACE SHIP "EARTH"

"Let's imagine that the whole earth is a spaceship of a civilization, and with all the people who live on it, this boat travels by space. Travelers must satisfy themselves with food, water, oxygen and energy reserves that remain on board. With the rise in the number of people on board, at the same time, the amount of waste and harmful substances on the ship is increasing, life is becoming more and more difficult because clean air, food and water are reducing, some of the passengers in this spacecraft are worried, they foresee a shortage due to lack of oxygen, water, food, freezing (and, therefore, they intentionally working to find solutions). Other people are wasting their supplies which comes to an end and they do not pay attention to the warnings. They rely on someone's last moment to fall into the mind, which will lead to the salvation of all. "

"To read" the text "Space Ship Earth" requires approximately one minute. For one minute on the planet "(9) the following happens:

- Number of inhabitants increased by 148
- About 40 people die of starvation
- Carbon dioxide emission is about 43,000 t
- About 24.5 ha of forest is destroyed
- Almost 1km² of natural surfaces are lost by construction or upgrading

- 60,000 m² of land is flooded
- Over 15,000 tons of garbage is produced
- Almost 180 cars additionally burden the environment

5. CONCLUSION

Disasters both natural and human activities are coming. We can not reconcile with the fact that they are catastrophes. We must act actively and preventively. Especially preventive, and we can act on all those disasters caused by the human factor. I will focus on a number of recommendations I recognize that are related to construction:

It is necessary to spend spacious resources very carefully and rationally. This is our non-renewable resource. Spatial planning and management is the first essential activity where we can fix the situation. In planning, we can define the levels of acceptable risk to hazard caused by disasters. The urban chaos lead to construction in unacceptable areas along river valleys that flow, on potentially unstable and unstable slopes, in protected biological areas, the construction of industrial buildings with outdated technology in inadequate locations ... We need to plan and design intelligently.

It is necessary to build according to ecological principles. The recycling of construction materials and the use of waste as components in new materials must be part of the builders' awareness. If we do not recognize it, we will carry out self-destruction with the increase of the population on the planet.

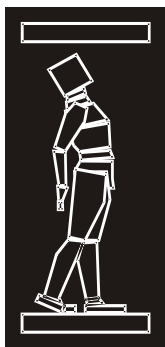
Energy efficiency involves stopping the use of solid fuels and CO₂ emissions. Shocking is example in Montenegro in Pljevlja which is an industrial center, but where larger pollution causes burning coal in households than thermal power plants. And logically because industrial plants have at least some filters. Energy efficiency requires the use of renewable energy sources and the desire to build facilities that will consume as little energy as possible.

Rational use of water is an imperative.

Finally, the making of decisions on construction must be multidisciplinary. For a long time, construction is very closely related to the area of environment, economy and sustainability.. The decision to build our facilities in the future will be multidisciplinary in order to leave as little harmful consequences as possible in nature. Our decisions must restrain the power of businesses and oppose this power by rationality and professionalism.

REFERENCES

- [1] Disaster Risk Reduction Handbook 2015-2030, A / CONF. 224 / CRP.1 of 18 March 2015.
- [2] EU strategy to support disaster risk in developing countries (Commission communication to the Council and the European Parliament), Commission of the European Communities, COM (2009) 84 final, Brussels 2009
- [3] Sustainable development goals
- [4] [Http://www.un.org/sustainabledevelopment/](http://www.un.org/sustainabledevelopment/)
- [5] Earth Society, Johannesburg
- [6] [Http://www.earthsummit2002.org/](http://www.earthsummit2002.org/)
- [7] Revised EU Sustainable Development Strategy
- [8] [Http://registar.consilium.europa.eu/pdf/en/06/st10/st10917.en06.pdf](http://registar.consilium.europa.eu/pdf/en/06/st10/st10917.en06.pdf)
- [9] Population of the world - dynamics and trends of changes, Globus 36, UDK 314.116 (100) (091)
- [10] www.worldmeters.info
- [11] Global Sustainable Development Goals by 2030, Odraz, Zagreb, 2016.
- [12] Haus-Georg Herrnleben / Jochen Henrich-Thema im Unterricht 7/1997, Umweltfragen Burdeszentrale für politische Bildung, Bonn



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ђорѓе ЛАЃИНОВИЋ¹, Александра РАДУЈКОВИЋ², Андрија РАШЕТА³

ПРОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКИТЕ ПЕРФОРМАНСИ КАЈ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

АБ рамки со различен број на катови (4, 6, 8 и 10), класи на дуктилност (DCM и DCH) и проектно сеизмичко дејство ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$), се проектирани според EN1998-1 и анализирани за гранична состојба на значителна штета (SD) според EN1998-3. Сеизмичката проценка за дуктилни елементи е определена преку проверката дека барањата за ротација не ги надминуваат соодветните капацитети. Покрај тоа, анализирани се и сеизмичките одговори на глобално и локално ниво. Анализирани е распределбата и прогресот на пластичните зглобови. Проценката е спроведена со користење на нелинеарна статичка анализа со софтверот OpenSees. Гредите и столбовите се моделирани со користење на нелинеарен греден елемент базиран на силата кој го вклучува распространувањето на пластичноста по должината на елементот.

Клучни зборови: Проценка, гранична состојба на значителна штета, ротација, нелинеарна статичка анализа

Ђорђе ЛАЃИНОВИЋ¹, Aleksandra RADUJKOVIĆ², Andrija RAŠETA³

ESTIMATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES

SUMMARY

RC frames with different number of storeys (4, 6, 8 and 10), ductility classes (DCM and DCH) and design seismic actions ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$) were designed according to EN1998-1 and analyzed for significant damage (SD) limit state according to EN 1998-3. Seismic assessment for ductile elements is determined by verification that chord rotation demands do not exceed the corresponding capacities. Besides, the seismic responses at global and local level are analyzed. Distribution and progress of plastic hinges is analyzed. Assessment is conducted using nonlinear static analysis with the OpenSees software. Beams and columns were modelled using force-based non-linear beam column element that considers the spread of plasticity along the length of the element.

Key words: assessment, significant damage limit state, chord rotation, nonlinear static analysis

¹ Prof., PhD, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs

² Ass. Prof., PhD, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Republic of Serbia, lekza@uns.ac.rs

³ Ass. Prof., PhD, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Republic of Serbia, araseta@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Structures in seismic regions should be designed to withstand the earthquake without local or global collapse, and have to retain their integrity and residual load bearing capacity after the earthquake termination. These requirements relate to the design earthquake. For earthquakes with larger probability of occurrence than the design ones, that could occur multiple times during the operational life of a building, structure should be designed and constructed to withstand a seismic action without the occurrence of damage and associated limitations of use. These are fundamental requirements which should be met, each with an adequate level of reliability, when structures are designed for earthquake resistance according to EN 1998-1[4]. The consequences of the earthquake are destructive, so that, in addition to the issue of life safety, attention should be paid to the functional and economic issue. This has led to philosophy performance based design - PBD which determines the performance of structure in terms of its functions, the frequency of earthquakes and the expected level of damage. PBD represents a formalization often mentioned requirements for the structural design, that the structure withstand weak or frequent earthquakes without damage, a moderate movement of the soil only with the damage to non-structural elements, and in case of strong earthquake to avoid the destruction and threats to the security of life.

Performance-based design method is used in last decade in the seismic design and evaluation of structures. This approach enables engineers to design structures with predictable performance against earthquakes [1]. The three main steps of PBD are: performance objectives, determination of seismic demands and seismic performance evaluation [8]. Performance objective may be regarded as the first element in PBD and is composed of two parts: a performance level and a hazard level. The performance level defines acceptable level of damage while the hazard level describes the expected seismic action at the site. Next step is estimation of seismic demands in structural and non-structural members of a structure due to earthquake actions. Determination of demands necessarily implies the development the structure model of reasonable complexity in order to obtain insight into the real value of the seismic demands. The final step is to compare the computed seismic demands with appropriate performance states acceptable levels of damage. The levels of damage are quantified on the basis of experimental analysis with values that represent performance measure [7].

Provisions of EN 1998-1 are applied to design and construction of buildings and civil engineering works in seismic regions with demands that, in event of earthquake, ensure the protection of human lives, damages limitation and that structure important for civil protection remain operational. EN 1998-1 are in line with PBSB, to some extent. Performance levels, in European code, are identified with limit states, and are linked with hazard levels. In the current version of EN 1998-1 there are two performance requirements (level): no collapse requirements and damage limitation requirement, each with the appropriate degree of reliability. The concept of seismic design is based on structural analysis of the action of design earthquake. The design seismic action should be a rare event, with low probability of being exceeded during the conventional design life of the building. For ordinary buildings, EN 1998-1 recommends setting this probability to 10% in 50 years, which corresponds to a mean return period of 475 years. No collapse performance requirement is the requirement that structure be designed and constructed without local or global collapse under design seismic action. In addition to life safety under the design seismic action, EN 1998-1 aims at protecting property, by minimizing damage in occasional, more frequent, earthquakes. For these earthquakes, the recommended value of the probability of being exceeded in 10 years is 10%, i.e. the return period of 95 years. Damage limitation performance requirement is the requirement that structure be designed and constructed without the occurrence of damage and the corresponding limitation in use due to this seismic action. In order to meet these two fundamental requirements (no collapse and damage limitation requirements) should be checked following limit states: ultimate limit states, that are associated with collapse and structural failure which might endanger the safety of people, and damage limitation limit states, that are associated with damage beyond which specifies service requirements are no longer met. Values of return periods for the seismic actions are not prescribed, they are only recommended, and they may be defined in National Annex of countries. Estimated seismic demands are usually expressed in terms of resistance, global and local ductility and equilibrium conditions, for no collapse requirement, and in terms of interstorey drift, for damage limitation requirement.

Provisions of EN 1998-3 [5] are, among other things, related to providing criteria for evaluation of the seismic performance of existing building structures. Besides the existing structures, evaluation of the seismic performance is necessary for new designed structures too, in order to identify any potential weaknesses and deficiencies in new structures that are designed with appropriate, acceptable level of structural damage in case of design earthquake. Unlike for the design, assessment of buildings is carried out for three levels of performance. Performance levels refer to state of damage in structure and are defined through three limit states: near collapse (NC), significant damage (SD) and damage limitation (DL). For NC limit state, the structure is heavily damaged and it would probably not survive another earthquake, even of moderate intensity. For SD limit state the structure is significantly damaged and may withstand subsequent earthquake of moderate intensity. In this case, it will be uneconomic to repair the structure. For DL limit state, the structure is only slightly damaged, and it does not required any rehabilitation measures. Each limit state corresponds to different seismic hazard level. Return periods for the seismic action may be defined in National Annex of countries. Recommended values, for basic objective of protection for ordinary new buildings, given in EN 1998-3, are: for NC limit state - 2475 years; for SD limit state - 475 years; and for DL limit state - 225 years. It should be noted that return period for SD limit state, for assessing of structure, is equal with the ones for no-collapse requirement, in structures seismic design. Review of limit states and seismic hazard levels accordance to Eurocode 8 part 1 and 3 are shown in Table 1. Comparison of estimated demand and capacity depends on the type of structural element. For ductile element, seismic demand and capacity are expressed as deformation, whereas for brittle element as force.

Seismic hazard levels	Limit states – EN 1998-1	Limit states – EN 1998-3
2% in 50 years ($T_R = 2475$)		Near Collapse (NC)
10% in 50 years ($T_R = 475$)	Ultimate	Significant Damage (SD)
20% in 50 years ($T_R = 225$)		Damage Limitation (DL)
10% in 10 years ($T_R = 95$)	Damage limitation	

Table 1. Limit states and seismic hazard levels according to EN 1998

Estimation of seismic demands is an important step and requires accurate modelling and analysis, but also the development of a structural model of reasonable complexity is needed. Provision of EN 1998-3 allow the use of four analysis methods for estimation deformation demands, two linear (equivalent lateral forces and modal response spectrum) and two nonlinear (pushover and time history) methods. Design using the linear methods gives a good estimate of seismic forces induced during an earthquake, but not estimation of deformations and displacements [10].

Real performance of structures during a medium or high intensity earthquake involves inelastic response, which may be included only by nonlinear methods of analysis. Although the nonlinear time-history analysis is the most accurate procedure for estimating seismic demands, application of nonlinear static analysis is generally considered more appropriate in engineering practice. Nonlinear analysis methods require a suitable structure model, which allow post-elastic behaviour. Assessment of structures may be determined for more performance levels, i.e. limit states, and seismic demand must be estimated for appropriate seismic action. How many and what limit state should be checked can be defined in National Annex of countries.

This paper presents assessment of new designed reinforced concrete (RC) frame structures. When properly designed and well conducted, RC structures can develop the necessary ductility and provide protection against local or global collapse. Frame structures are most commonly used in building construction. The assessment refers to the deformation measure which is, according to EN 1998-3, expressed as chord rotation. RC frames are designed with different number of storeys, for two ductility classes, and two intensity values of seismic actions. Structures are verified for SD limit state, i.e. for seismic actions that corresponding design seismic actions.

2. STRUCTURAL SEISMIC DESIGN ACCORDING TO EUROPEAN CODES

The earthquake resistance of the structure can be achieved by, either with a large strength or with combination of less strength and adequate ductility. In the first case expected structural seismic response is in the elastic field, while in the second case seismic response due to seismic action is inelastic. Current codes for design of structures for earthquake resistance as a reference method use modal analysis in combination of response spectrum and linear elastic structural model. Seismic action is determined by the reduction of the elastic spectrum so that for the design spectrum is expected inelastic structural response. In the European codes, behaviour factor q is applied as a global reduction factor of internal forces that would be developed in the elastic structure. Structure can be designed for different levels of energy dissipation through three ductility classes low (DCL), medium (DCM) and high (DCH).

Seismic analysis of low ductility (DCL) is recommended only for low seismicity, and in this case any dissipation of energy does not take into account, and behaviour factor has no value greater than 1.5. There are no additional requirements for providing ductility relative to the provisions of EN 1992 during design. In seismically active areas concrete structures can be designed for two ductility classes, DCM and DCH. Depending on the capacity of energy dissipation, these two classes represent two different relationships between strength and ductility. They differ both in behaviour factor values and in terms of materials requirement, detailing of elements and its connections and capacity design to prevent brittle failure. A set of prescribed rules leads to structures with strong columns and weak beams, i.e. to so-called "beam sway mechanism", that requires formation of plastic hinges at the ends of beams and only at columns on fixed end at ground storey. The concentration of inelastic deformation and "column sway mechanism" are avoided with detailing and elements dimensions, so that the vertical elements remain in the elastic range, i.e. that columns are stronger than the beams by exceeding factor 1.3 from designed capacity of the beams bending. Beam mechanism corresponds to strong columns / weak beams design approach, while mechanism of soft storey corresponds to weak columns / strong beams approach. Figure 1 [2] shows the response curves for frames designed for these two approaches. In a "beam sway mechanism", plastic hinges are required at column fixed end to generate global mechanism. The amount of seismic energy dissipated in frames with "beam sway mechanism" is higher than that in "column sway mechanism" frames. All the elements are designed against the shear failure, because shear deformation does not exhibit the characteristics for energy dissipation. For the design of structure in the medium and high seismicity areas, designer has a free choice between two ductility classes.

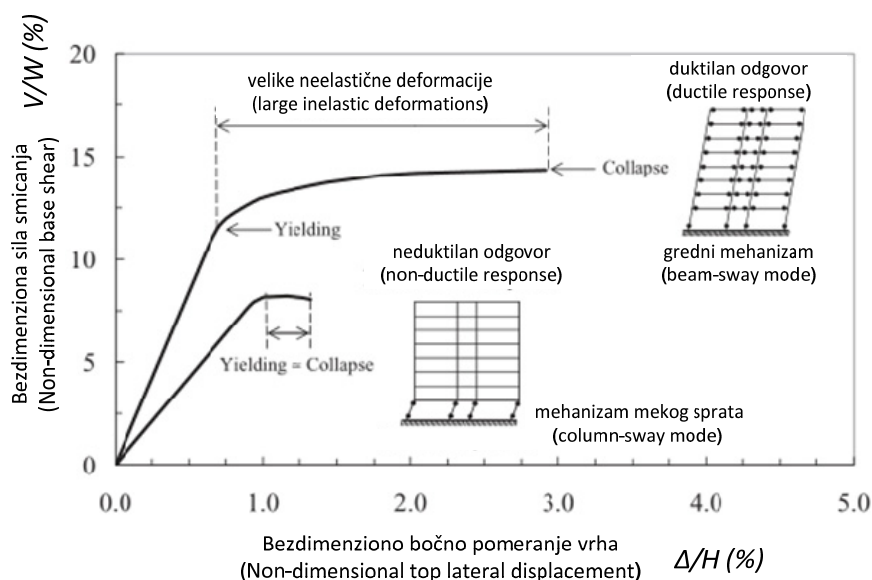


Fig. 1. Response curves for ductile (beam-sway mode) and non-ductile (column-sway mode) behaviour of multi-storey frames [2]

3. ESTIMATION OF SEISMIC RESPONSE OF BUILDINGS

Detailed seismic assessment is done not only to determine the need for retrofitting of existing building structures, but also to identify specific weaknesses and disadvantages in the new constructions that are designed with appropriate acceptable degree of structural damage in case of design earthquake. The basic assessment procedure is based on direct or indirect comparison of the estimated inelastic deformation with corresponding capacity.

Structural performance is related to maximum damage, which is associated with various parameters, such as lateral displacement, interstorey drift, change of cross sectional curvature. Damage is used to estimate performance, or performance is measured with damage that the building will suffer when exposed to the earthquake. Seismic response estimation can be on global, storey and local level. At global level we observe the displacement shape and we estimate response of the structure, on the story level we estimate interstorey drift and chord rotation, while on local level, level of cross sectional estimates response in terms of the ratio of curvature and bending moment. Displacement shape and interstorey drift is deformation which is most commonly used as a parameter of damage. The shape of a lateral displacement due to lateral load depends on type of construction, Fig. 3, and for structure with walls that can be generalized as form of cantilever displacement. For the case of a framed structure having column strengths exceeding beam strengths, the maximum story drift will occur near the lower third of building height, while for the framed structure with opposite relationship strengths of element, maximum interstorey drift will be concentrated in "soft storey". Storeys with higher values of interstorey drift can have major damage. The interstorey drift is associated with several important aspect of building response, such as the inelastic deformation of structural or non-structural elements and global stability of the structure and is a good indication of columns damage. Maximum value of the element rotation and on local level, sections curvature changes directly depends of the capacity deformation of elements. Seismic performance of structure depends on of all its element seismic performance. For the evaluation of seismic performance of structures is often used ductility, which indicates the amount of seismic energy that can be dissipated through plastic deformation. The parameter which shows the damage in this case is ductility demand, which is determined as relationship between achieved deformation and yield deformation, and may be displayed at different levels as a ductility displacement, curvature ductility or rotation ductility: Ductility on global level mainly refers to the displacement ductility of whole structure, although the displacement ductility may be defined at the local level as displacement ductility of one elements. For frame elements under flexure, beams and columns, primary is a curvature or rotation ductility.

EN 1998-3 is a set of provisions that represent displacement based approach to assessment of existing and new buildings. Seismic assessment is determined by checking that demands do not exceed the corresponding capacities. The main measure of deformation of RC structures is expressed through chord rotation on elements ends. Chord rotation is the angle between the tangent to the axis at the yielding end and the chord connecting that end with the end of the shear span. In EN 1998-3 annex A are given for the RC building elements (beams, columns and walls) deformation capacity for assessment and retrofitting depending on three limit states (NC, SD and DL) The total ultimate chord rotation, for near collapse (NC) limit state, of concrete members under cyclic loading is:

$$\theta_{NC,um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot 0,3^v \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1,25^{100 \cdot \rho_d} \quad (1)$$

where: γ_{el} - 1.5 for primary seismic members and 1.0 for secondary ones; h - the depth of cross section; L_v - shear span, ratio between moment and shear at the end section; v - the normalized axial force $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$; ω and ω' - the mechanical reinforced ratio of the tension and compression longitudinal reinforcement, respectively; f_c and f_{yw} - concrete compressive strength (in MPa) and the stirrup yield strength (in MPa); ρ_{sx} - ratio of transverse steel parallel to loading x direction, $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$, s_h is stirrup spacing; ρ_d - the steel ratio of diagonal reinforcement in each diagonal direction; and α - the

confinement effectiveness factor $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right)$.

The chord rotation capacity depends on type of loading (monotonically or cyclic). Although the provisions of Eurocode does not mention, in the case of monotonic loading capacity is 1.75 times higher than the corresponding values for cyclic loads. The chord rotation capacity depends on geometrical and mechanical characteristics of the element and cross section, but it also depends on seismic input, and therefore it can't be unambiguously determined, no matter what elements were designed and with details for earthquake resistance. Axial force and shear span are values that depend of the seismic input. Total chord rotation capacity for significant damage limit state (SD) is taken as 3/4 of the total ultimate chord rotation capacity (for NC limit state).

Performance of the structure at the local level can be assessed by curvature ductility. Available curvature ductility is determined at ratio of capacity curvature and yield curvature. For RC sections capacity curvature represents the curvature when the dilatation of compressed concrete has reached ultimate value, while a yield curvature is state when tension reinforcement has reached yielding state. On the value of curvature capacity affect percentage of tension and compression reinforcement as well as their ratio, quality of concrete, degree of confinement with transversal reinforcement, as well as value and sign of axial force. Capacity curvature generally increases with decreasing amounts of tension reinforcement, increasing the width of compressed zone, reducing the depth of cross section, reducing of compressive axial forces and increasing confinement of concrete core.

Limitation of interstorey drift according to European code is given only for design of structure for damage limitation limit state, and not for assessment of structures performance. Interstorey drift for seismic performance assessment of structures according to [2] (typical values for framed structures) and according to [6] are given in Table 2. These values are not given as criteria for acceptance in the performance assessment, but also an approximate quantitative description of structure performance that limits damage for appropriate seismic hazard level.

Seismic hazard levels	Typical values [2]	FEMA 356
50% in 50 years	0.2 – 0.5	1.0
20% in 50 years	0.5 – 1.5	2.0
10% in 50 years	1.5 – 3.0	4.0

Table 2. Inter storey drift [%] for seismic performance assessment of framed structures

4. NUMERICAL EXAMPLES

4.1. Description of structures

Sixteen RC frame structures, with different number of storeys (4, 6, 8 and 10), designed for two ductility classes (DCM and DCH) and two cases of seismic action ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$). RC frame structures are symmetrical in both directions, with 3 bays of 5 m. First storey is 3.5 m height, and for others storeys heights are 3.0 m. Geometry of RC frames is shown in Figure 4. Beams of all RC frames have the same section, 30×45 cm, and a slab thickness is 15 cm. For columns, cross section dimensions depends of storeys number and are equal 45×45, 50×50, 55×55 and 60×60 cm for 4, 6, 8 and 10 storeys frames, respectively. RC frames structures meet the criteria of regularity in plane and can be analysed as a 2D structures. Numerical analysis of the planar model of the inner frame with a T section beam of effective width 170 cm according to [3] was conducted. Concrete class C30/37 and steel S500 class C were used in the design of frames. Seismic actions were represented by the horizontal elastic response spectrum of type 1 and soil category C with a maximum acceleration of soil $a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$. Elastic analyzes were carried out for two ductility classes, DCM and DCH, with the behaviour factors $q = 3.9$ and $q = 5.85$, respectively. The vertical actions, permanent and imposed loads, were also considered. Permanent load includes self-weight of elements and added dead load with assumed value of 2.5 kN/m². Imposed load for the building category B according to EN 1991-1-1 is taken as equally distributed of 2.5 kN/m² intensity. Frame structures were designed according to [3] and [4]. Adopted reinforcements, both the longitudinal and especially transverse reinforcements, depends on fulfilment of special provisions depending on the ductility class. Same columns reinforcement of frame with a certain number

of storeys, ductility class and seismic action was adopted. Adopted reinforcement for beams is not constant along the element than is different for sections at the ends and in the middle. For all medium ductility class frames and for 6-storeys high ductility class frames, adopted reinforcement is a same in all storeys. In other frames, in order to meet of condition of the limitation diameter of longitudinal bars which pass through beam - column joint to prevent the bond failure, adopted reinforcement is different by storeys.

4.2. Seismic Response for Significant Damage Limit State

Nonlinear analysis method is the reference method for the evaluation of seismic performance. Nonlinear static analysis is carried out under constant gravity loads and monotonically increasing lateral loads applied on the masses of the structural model. According to EN 1998, at least two vertical distributions of lateral loads should be applied: a modal pattern, the inverse triangular distribution - linear “L”, and a uniform distribution “U”. By applying lateral force, response of the structure is monitored and the target displacement is determined by N2 method. The target displacement is global seismic demand. Other demands, interstorey drift, chord rotation, and curvature ductility are those that corresponding to the target displacement. Pushover analysis was conducted using the OpenSees [9]. Beams and columns were modelled using force-based non-linear beam column element that considers the spread of plasticity along the length of the element. In each integration point, cross section was presented with fiber model, which was defined with three kinds of fiber: unconfined concrete (cover), confined concrete (core) and reinforcement. The concrete was modelled by the uniaxial material Concrete01, steel was modelled by the uniaxial material Steel02. By using nonlinear static analysis are determined target displacement, displacement shapes, interstorey drift diagrams, distribution and progress of plastic hinges, estimated ductility demands, estimated chord rotation of all elements as well as estimated curvature ductility in characteristic cross-sections of beams and columns.

For all storeys (4, 6, 8 and 10) were analysed per four frames designed for different ductility classes (medium and high) and different intensities of design seismic action ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$). Frames were analysed for significant damage limit state (SD), i.e. due to seismic actions whose intensity corresponds to the design seismic actions. Method of nonlinear static analysis was applied for two cases of lateral loads distributions, and the response of the structures due to linear load pattern marked with “L” in tables and figures, while the response for uniform load pattern marked with “U”. In tables and figures, frames are named depending on storeys, ductility class and intensity of design seismic action. At all the frames due to linear lateral load distribution “L” relative to uniform lateral load distribution “U” were estimated higher values of displacement. For an appropriate number of storeys of frame, the greater values of displacements demands were estimated for frames designed for high ductility class DCH compared to frames designed for medium ductility class DCM, as with frames designed for greater seismic action.

Displacements shapes of all frames correspond with the shape characteristic for structures with strong columns and weak beams. The differences between the values of lateral displacement for two ductility classes were more pronounced in the frames designed for greater seismic action and this difference increases with number of storeys. Interstorey drifts d_r per storeys were determined depending on storey height h as ratio d_r / h (Fig. 3 and Fig. 4). Linear pattern of lateral load causes higher values of this influence.

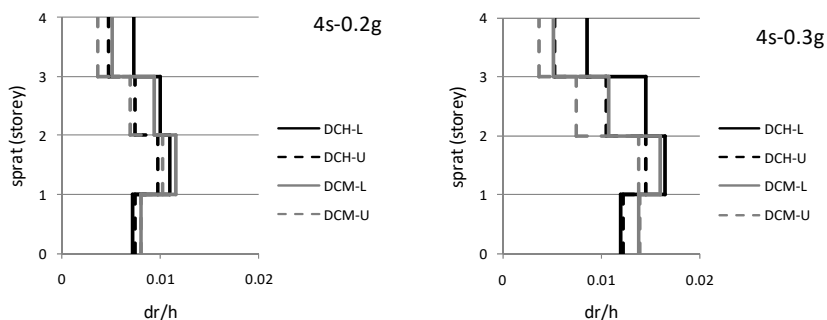


Fig. 3. Interstorey drifts for frames with 4 storeys

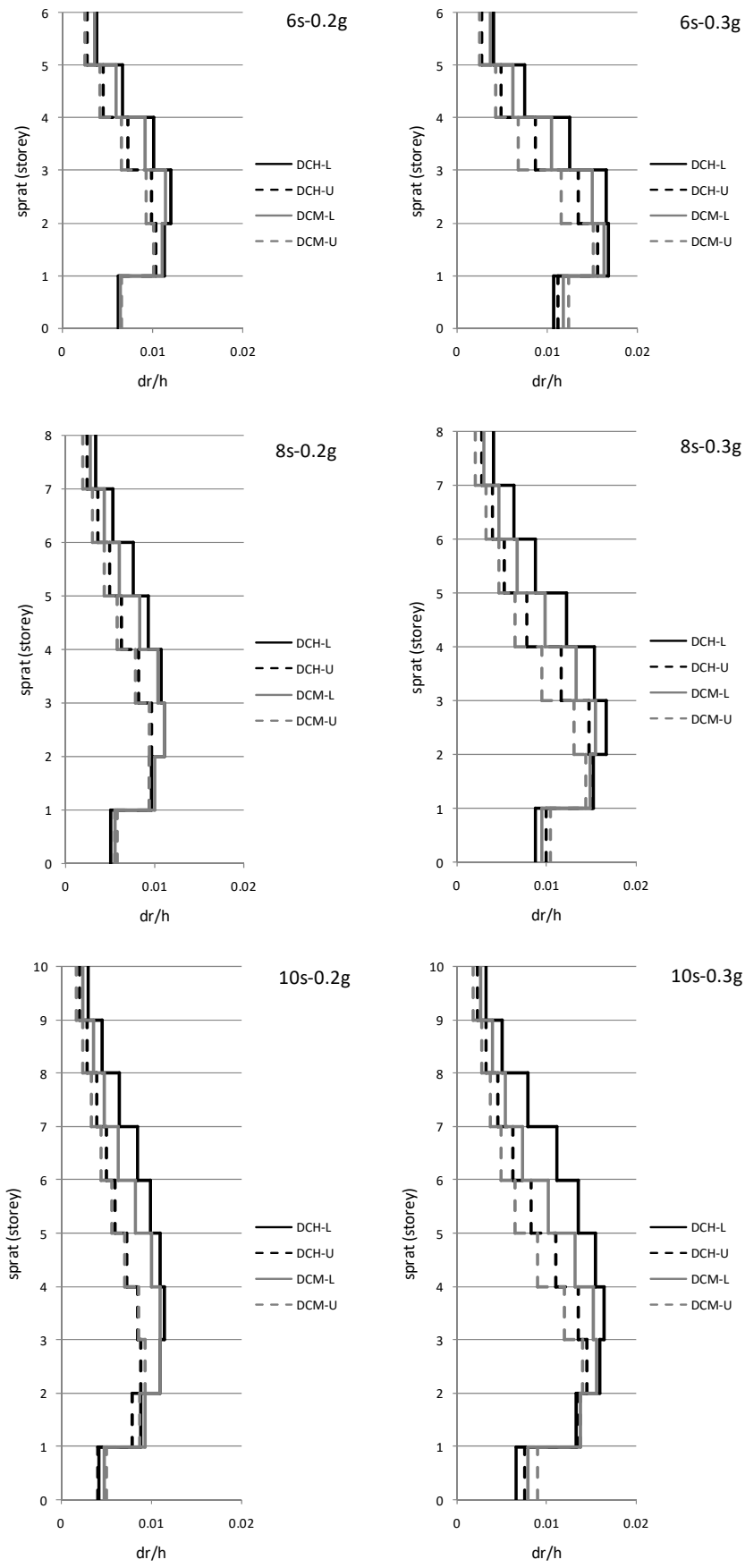


Fig. 4. Interstorey drifts for frames with 6, 8 and 10 storeys

The ratio of interstorey drift and storey height depends on the intensity of the seismic action for which is RC frame designed. For seismic action of $a_g = 0.2g$ at all frames this ratio does not exceed 1.2%, and 1.7% for seismic action of $a_g = 0.3g$. According to the recommendations of FEMA 256 these values are within permitted limits, or all frames have a maximum value of interstorey drift less than 2%. According to typical values of frame structures for limit state SD all "0.3g" frames exceed the limit value (1.5%). At frames designed for low intensity seismic action, ductility class has less influence on these values.

Assessment of the plastic mechanism and distribution of structural damage are given through the scheme cross-sections in which were started yielding. In addition, the progresses of plastic hinges through the structure were considered. Distribution and progress of plastic hinges formations for all frames are shown (Fig. 5 to Fig. 8). At each frame the order of yielding is shown, and beams and columns with maximum estimated chord rotations demands are marked. Of the two lateral force patterns, one that occur greater number of yielding in cross section is shown. In all analysed frames due to load pattern "L" was caused increasing number of plastic hinges.

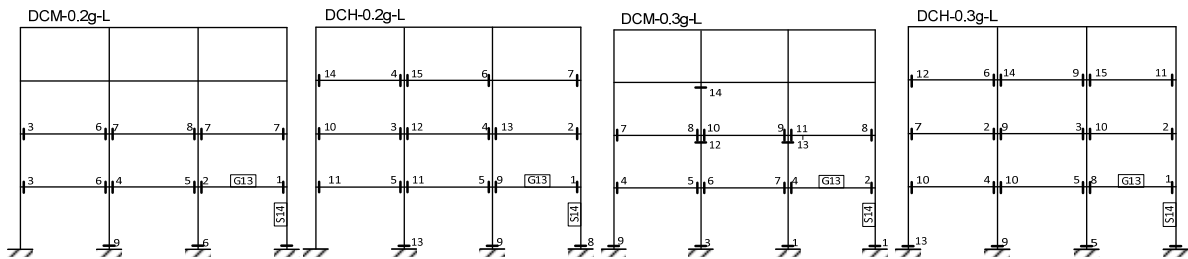


Fig. 5. Distribution and progress of plastic hinges for frames with 4 storeys

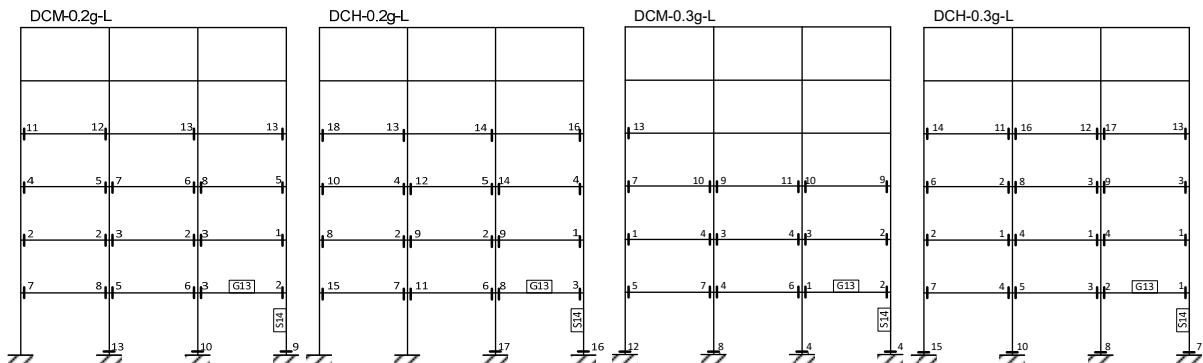


Fig. 6. Distribution and progress of plastic hinges for frames with 6 storeys

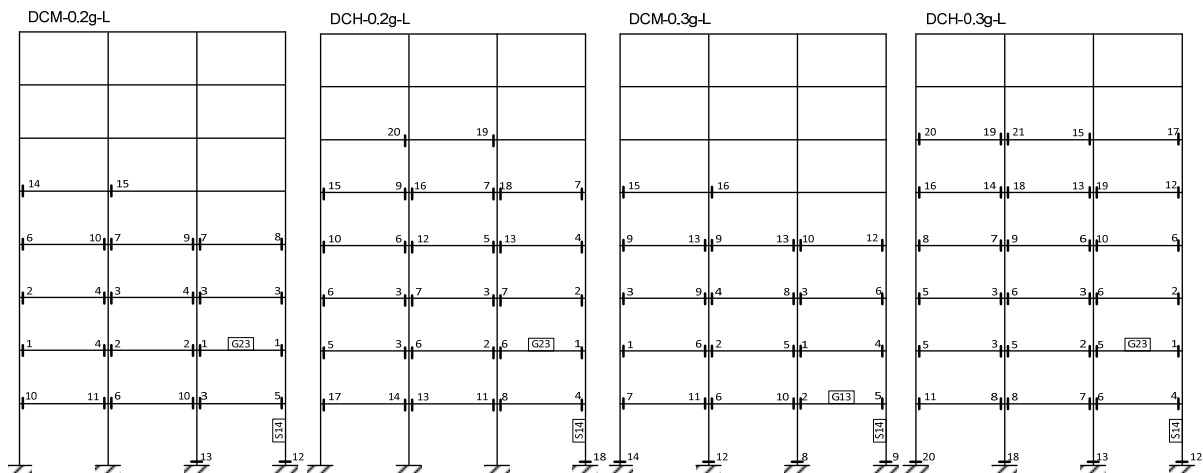


Fig. 7. Distribution and progress of plastic hinges for frames with 8 storeys

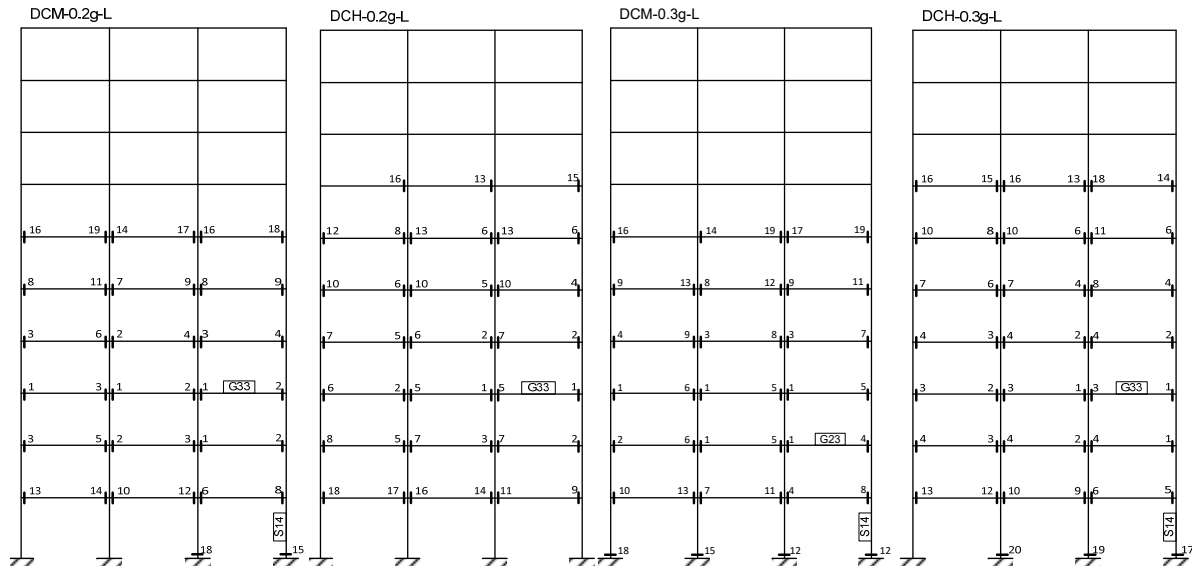


Fig. 8. Distribution and progress of plastic hinges for frames with 10 storeys

The intensity of design seismic action was affected on number of plastic hinges. For beams, number of plastic hinges at frames designed for $a_g = 0.2g$ was lower or equal with ones at frames designed for $a_g = 0.3g$, but for columns number of cross sections in yielding was lower at frames designed for $a_g = 0.2g$ in compared to frames designed for $a_g = 0.3g$.

Ductility class has also affected on number of plastic hinges. In general, the frames designed for DCH have had larger number of plastic hinges at beams, while at columns (on fixed end at ground storey) this number was equal or lower compared with frames designed for DCM. Yielding at columns of other storeys was occurred only for the 4-storeys frame, designed for medium ductility class and higher design seismic action ($a_g = 0.3g$). The occurrence of plastic hinges in the cross sections of columns is not expected, since it was applied method of capacity design. This response indicates on greater sensitivity of this frame structures and possible failure of structure due to soft storey.

For all the elements were determined chord rotation demands, that are shown in figures below (from Fig. 9 to Fig. 16). Of two lateral loads pattern are presented only those diagrams whose values are less favourable in performance assessment. At figures are presented with dotted lines capacities of chord rotation of beams and columns for limit state SD, too. At figures which are displayed chord rotations of beams with black are marked rotations when is tension lower side, and with gray are marked rotations when is tension upper side.

The differences in capacities come from different values of tension and compression reinforcement. At figures with chord rotations, are shown chord rotation demands of beams for four frames appropriate storeys, where every frame is shown in one diagram. For each storey are shown respectively (from bottom to up) values of beams from the left to the right and first section at the left than section at the right end of each beam. At figures which are displayed chord rotations of columns with black are marked rotations of external columns, and with grey are marked rotations of inner columns. The differences in capacities come from different values of axial forces in external and inner columns. For each storey are shown respectively (from bottom to up) values of the columns chord rotations from the left to the right and to the bottom then to the upper end of each column. Although for some storeys values of chord rotations demand are minor, they are also shown for insight into the complete structure performance.

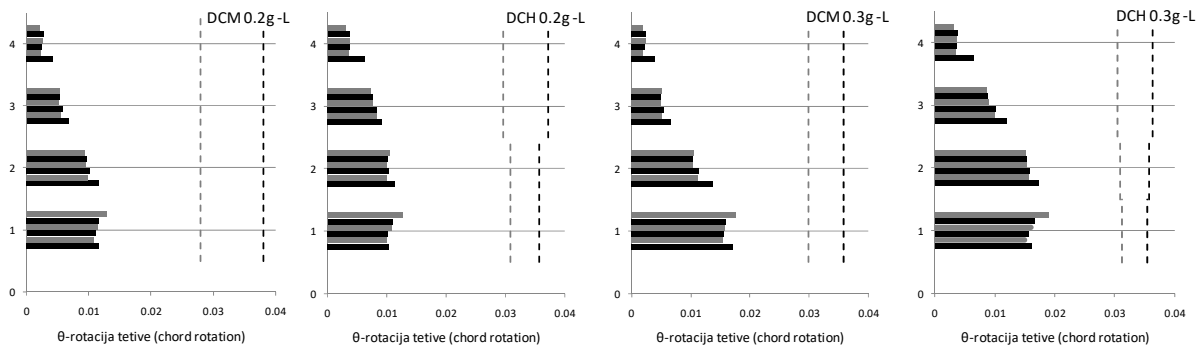


Fig. 9. Beams chord rotations demands for frames with 4 storeys

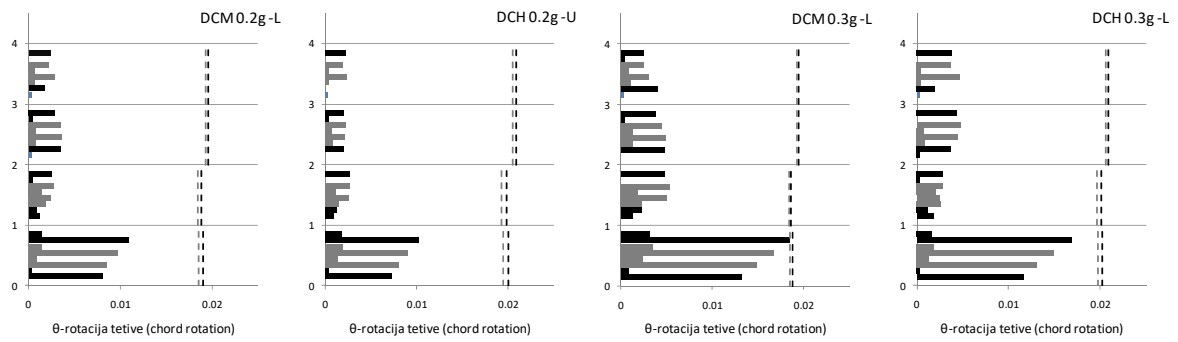


Fig. 10. Columns chord rotations demands for frames with 4 storeys

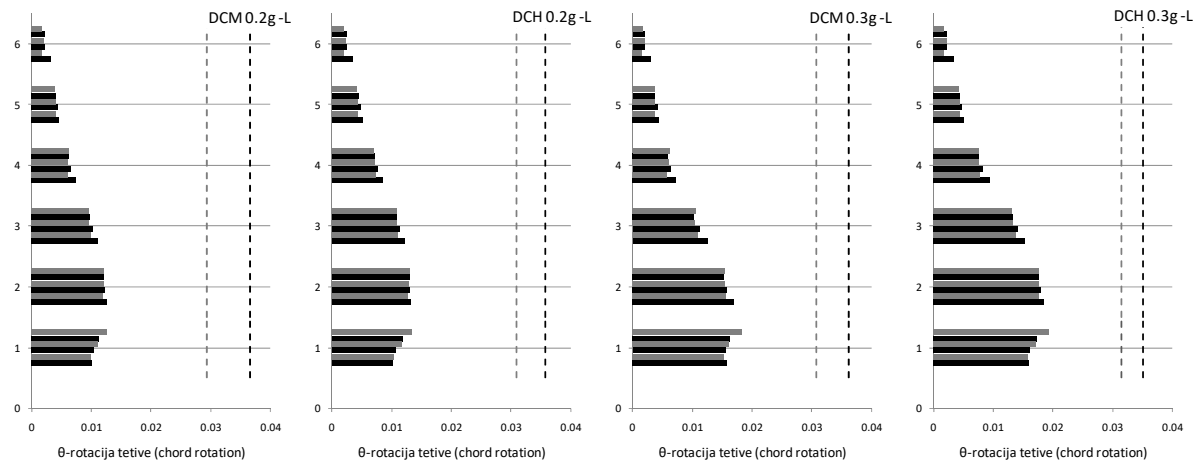


Fig. 11. Beams chord rotations demands for frames with 6 storeys

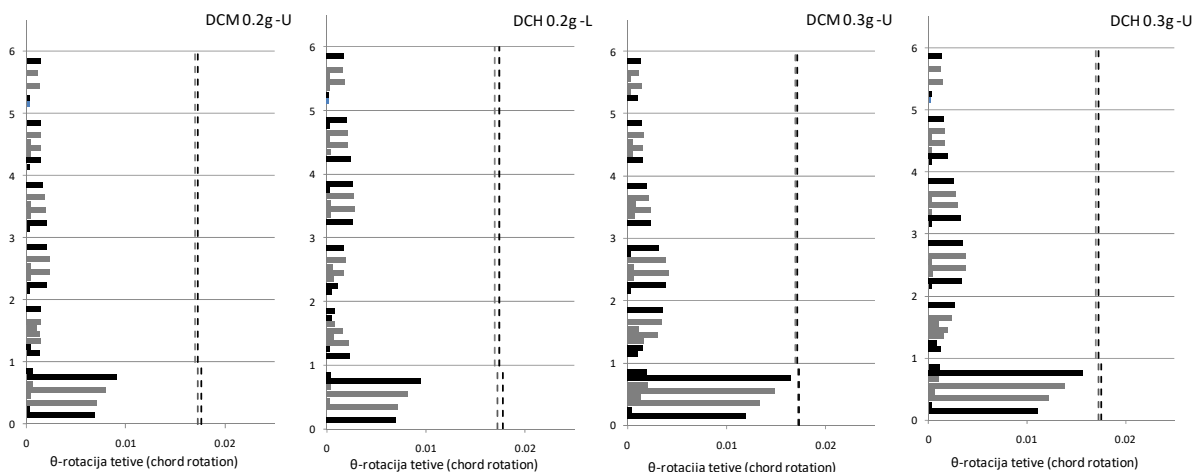


Fig. 12. Columns chord rotations demands for frames with 6 storeys

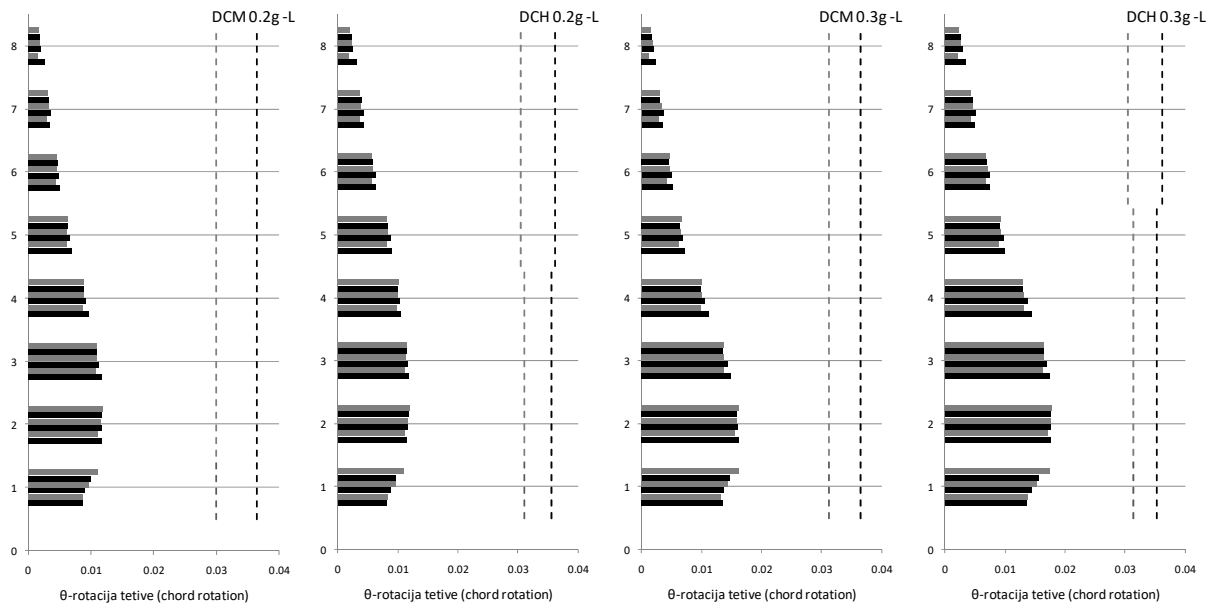


Fig. 13. Beams chord rotations demands for frames with 8 storeys

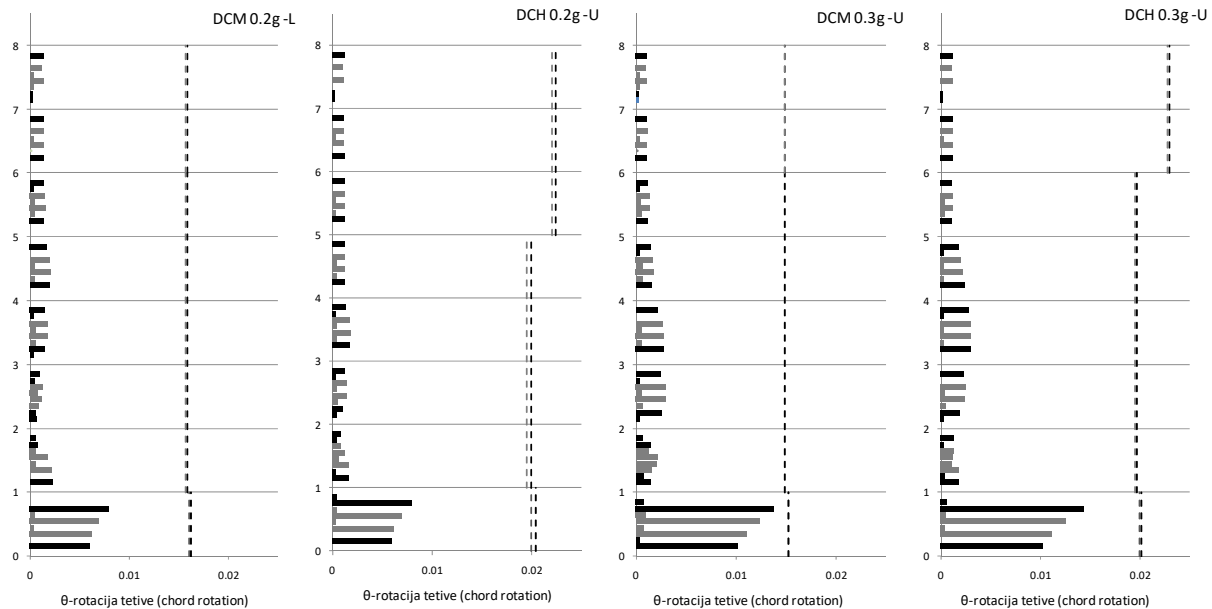


Fig. 14. Columns chord rotations demands for frames with 8 storeys

Chord rotation demands for beams were higher in frames designed for greater seismic actions. In all cases chord rotation demands were less than the capacity for significant damage limit state (SD). For frames with 4 and 6 storeys the highest values were reached in beams of the first storey. For frames with 8 storeys the highest values were reached in beams of the second storey, while in 10 storeys frames, they reached in beams of third storey.

Columns chord rotation demands were expressed only on column fixed end at ground storey, while the other columns minor ones. Chord rotation demands were less for frames designed for seismic action of $a_g = 0.2g$ compared to ones designed for seismic action of $a_g = 0.3g$. With the increase in number of storeys decreases the values of chord rotations demand for both ductility classes and both seismic actions. This is more pronounced in the frame designed for greater seismic action. Ratios between estimated chord rotation demand and capacity for limit state SD for beams and columns of all analyzed frames are shown in Fig. 17. It is evident that this ratio is larger at the columns than at beams, as well as in DCM frames in relation to DCH frames.

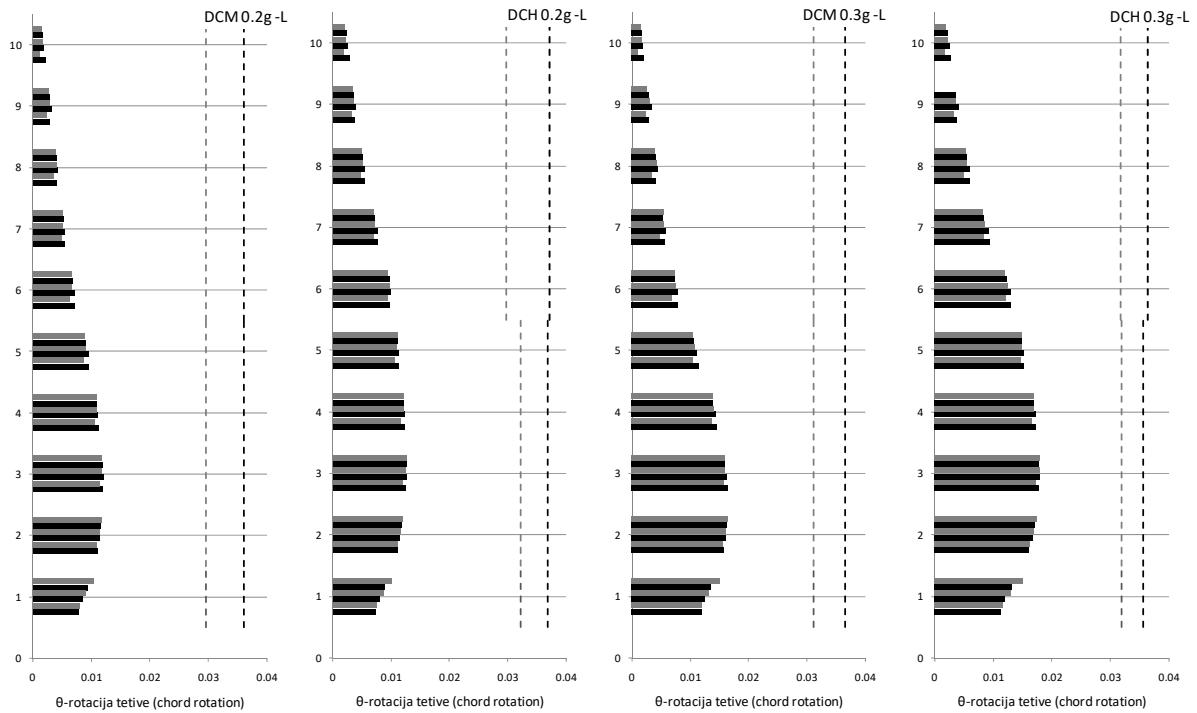


Fig. 15. Beams chord rotations demands for frames with 10 storeys

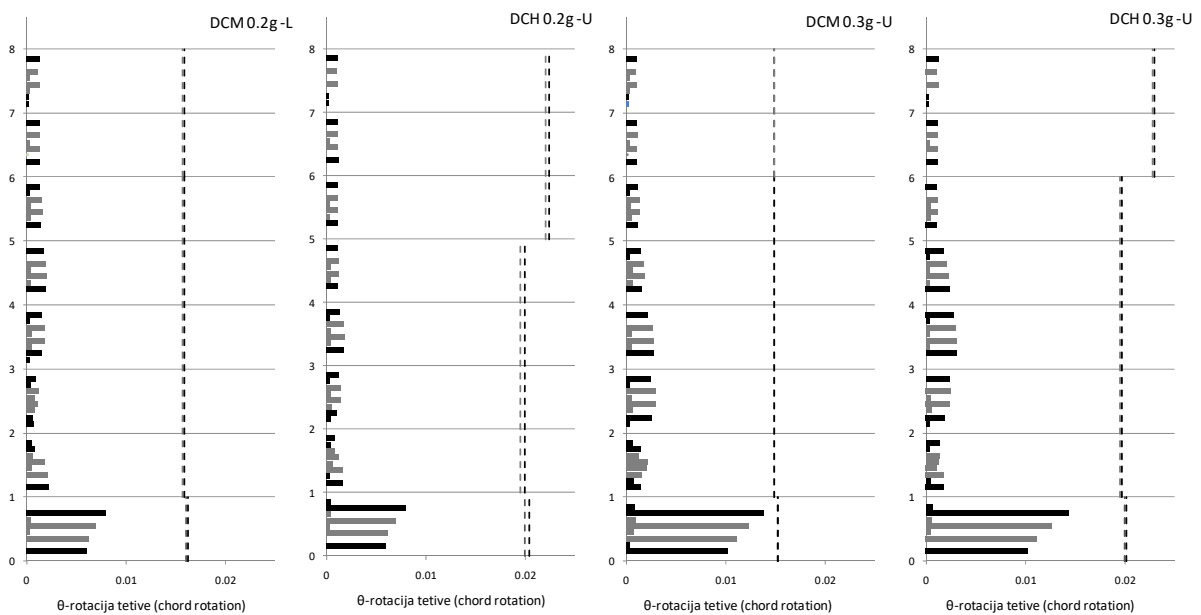


Fig. 16. Columns chord rotations demands for frames with 10 storeys

The ductility demands are estimated at global and local level. The ductility at global level is present as displacement ductility of control node, i.e. roof displacement and is determined as ratio displacement demand (which corresponds to the target displacement) and displacement for first plastic hinge. Ductility of local levels curvature ductility of the critical sections of beams and columns is defined as ratio of the curvature demands and yield curvature. These values were determined for both lateral load patterns and are shown the most unfavourable values in Table 3 and 4 for frames with 4, 6, 8 and 10 number of storeys, respectively. The displacement ductility demand values for all frames are larger in the case of linear load pattern "L". This is same case and for values of ductility curvature demand for beams of all frames. At columns greater values were estimated due to uniform load pattern "U".

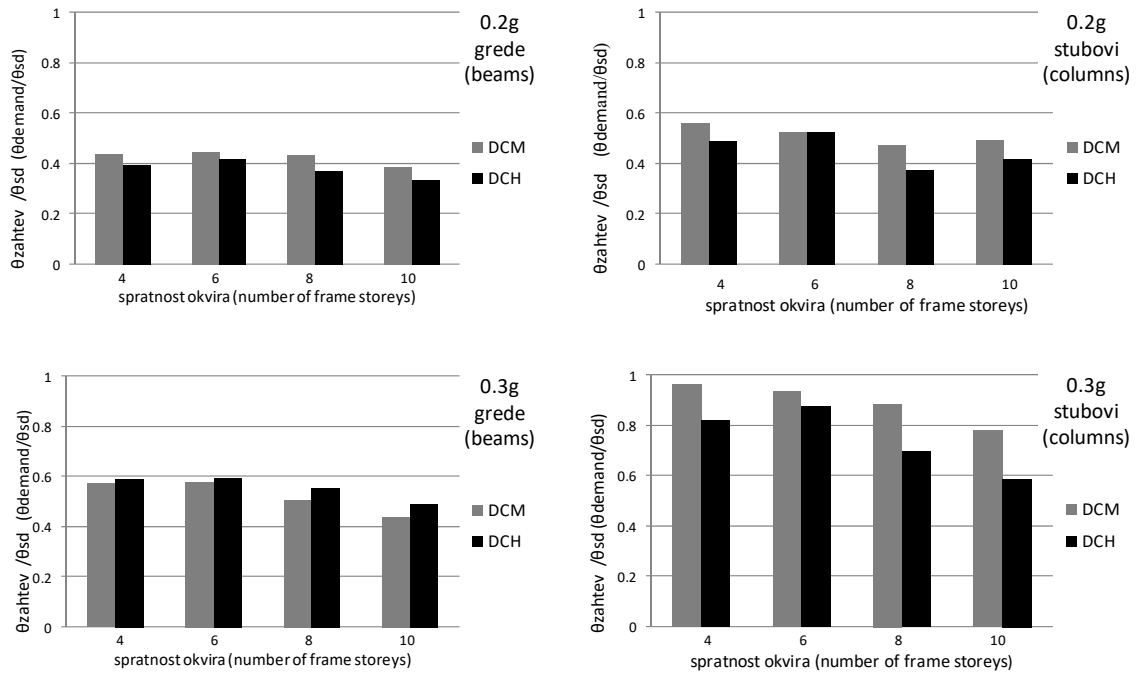


Fig. 17. Chord rotation demand and capacity for SD limit state ratio

	Displacement ductility demand	Curvature ductility demand	
		Beams	Columns
4s-DCM-0.2g	1.77	3.72	2.50
4s-DCH-0.2g	1.93	4.30	2.31
4s-DCM-0.3g	2.31	5.77	5.48
4s-DCH-0.3g	2.70	7.21	4.84
6s-DCM-0.2g	1.72	3.70	1.76
6s-DCH-0.2g	2.10	5.18	1.74
6s-DCM-0.3g	2.09	5.58	5.10
6s-DCH-0.3g	2.50	7.01	4.51

Table 3. Displacement and curvature ductility demands for frames with 4 and 6 storeys

	Displacement ductility demand	Curvature ductility demand	
		Beams	Columns
8s-DCM-0.2g	1.59	3.34	1.54
8s-DCH-0.2g	1.76	4.02	1.40
8s-DCM-0.3g	1.96	4.59	3.97
8s-DCH-0.3g	2.40	6.90	3.88
10s-DCM-0.2g	1.63	3.32	1.32
10s-DCH-0.2g	1.86	4.30	1.00
10s-DCM-0.3g	2.02	4.89	3.40
10s-DCH-0.3g	2.39	6.66	2.52

Table 4. Displacement and curvature ductility demands for frames with 8 and 10 storeys

The curvature ductility demand in critical sections of beams and columns is compared with the corresponding capacities of curvature ductility (Fig. 18). The general conclusions is that at DCH frames this ratio is less than the DCM frames, as at element of "0.2g" frames compared with elements of "0.3g"

frames. From these data it is apparent that for SD limit state beams and columns have considerable reserve of ductility.

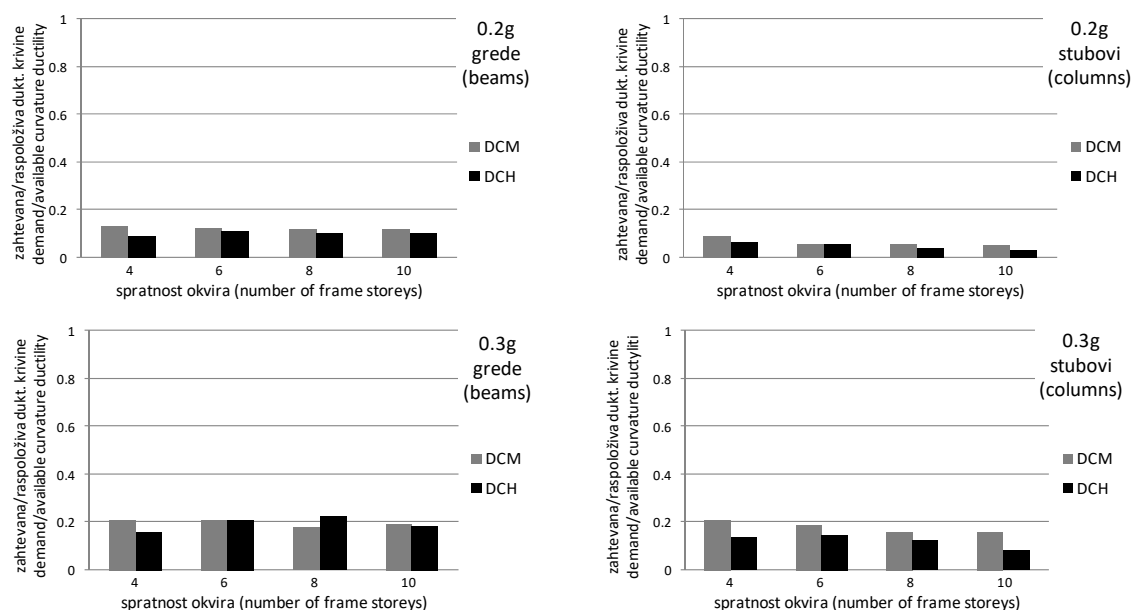


Fig. 18. Demand and available curvature ductility ratio

5. CONCLUSION

The current technical regulations (national standard as the current and European standards in future) permit the determination the seismic action at linear elastic behaviour of the structures using lateral force method or multi modal analysis and method of response spectrum. In the design is necessary to ensure adequate reliability of structure in terms of safety, functionality and economy. Earthquake actions on structures in seismically active areas are the actions that it is applicable for the designing although it is minor probability that an earthquake will happen in the life of structure. For this reason, taking into account economical design, buildings are designed in order to provide serviceability for weaker earthquake and stability for stronger earthquakes.

Design of structures in seismically active areas according to EN 1998-1 includes a choice between two ductility classes, medium and high, without conditioning when selecting ductility class with other parameters, and favouritism any of them. The difference is, except at behaviour factor value, in requirements for local ductility. By selecting ductility class, relationship structural capacity and ductility is defined, and assumed structural performance due to earthquake. Seismic response depends on intensity of seismic actions and number of storeys of frames, too. Therefore it is necessary to notice relationship between the following parameters in structures design: ductility classes, intensity of seismic actions and number of frames storeys.

RC frames with different storeys (4, 6, 8 and 10), ductility classes (DCM DCH) and design seismic actions ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$) were designed according to European codes and analyzed for SD limit state according to EN 1998-3. Seismic responses of frame structures using by NSA were showed that high ductility class frames had higher values of horizontal displacement of control node compared with medium ductility class frames. The displacement ductility demands were higher at "0.3g" frames. Maximum interstorey drift were in range according to FEMA 356 recommendations. Unfavourable response in terms of development of plastic hinges was obtained for DCM frames wits 4 storeys and design seismic action of $a_g = 0.3g$. According to EN 1998-3 seismic assessment for ductile elements was determined by verification that chord rotation demands do not exceed the corresponding capacities. Based on the assessment, all new designed RC frames were satisfied the required significant damage limit state. As for the relationship demand and available curvature ductility of cross sections beams had higher values than the columns. Generally the beams and columns of DCH frames and "0.2g" frames have greater curvature ductility reserve.

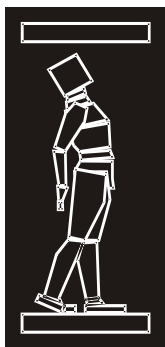
On the basis of numerical analysis and assessment of the degree of damage due to varied parameters, it can be concluded that the impact of seismic actions intensity on structural response is important. In seismic areas with possibility of occurrence of moderate earthquake, ductility class and stories number of buildings do not represent the parameters that will have significant effect on structures seismic performance. In seismic areas with possibility of occurrence of stronger earthquake should take into account about selection of ductility class because the frames with high ductility class showed better performance.

ACKNOWLEDGEMENT

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

- [1] Bertero R.D., Bertero V.V.: Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach, *Earthq. Eng. & Structural Dynamics*, 31, 2002., 627-652.
- [2] Elnashai A.S., Di Sarno L.: *Fundamentals of earthquake engineering*, Wiley and Sons, 2008.
- [3] EN 1992-1-1:2004: Proračun betonskih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Beograd, februar 2006
- [4] EN 1998-1: 2004: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels.
- [5] EN 1998-3: 2004: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, European Committee for Standardisation, Brussels.
- [6] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [7] FIB Bulletin No. 25: Displacement - based seismic design of reinforced concrete buildings, State of art report, International Federation of Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 2003.
- [8] Kalkan E.: Prediction of seismic demands in building structures, Dissertation Phd, Civil and environmental engineering, University of California, decembar 2005.
- [9] OpenSees - Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Research Center, 2014, (<http://opensees.berkeley.edu>)
- [10] Radujković A., Lađinović Đ., Rašeta A.: Analysis of global seismic response of multi storey RC frames designed according to EN 1998, MASE 2015, Ohrid,



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Мирјана МАЛЕШЕВ¹, Властимир РАДОЊАНИН², Мери ЦВЕТКОВСКА³

ПОВРЕДЛИВОСТ И МОЖНОСТИ ЗА САНАЦИЈА НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ОШТЕТЕНИ ВО ПОЖАР

РЕЗИМЕ

Во трудот се разгледани причините и појавата на карактеристични оштетувања, повредливост и методите за санација на АБ конструкции изложени на пожар. Комплексноста на однесувањето на армираниот бетон на високи температури се посочува преку теоретски опис и разгледување на различни механизми на оштетување. Опишани се, илустрирани и класифицирани карактеристичните оштетувања на бетонот и челикот од пожар, зависно од изложеноста на пресекоот. Анализата на повредливост е направена на ниво на елемент и на цела конструкција и прикажана на еден конкретен случај. Во зависност од големината на оштетувањата, се предлагаат неколку методи за отстранување на бетонот. Основните принципи за санација се класифицирани зависно од тоа кој дел од пресекоот е оштетен и од состојбата на арматурата.

Клучни зборови: АБ конструкции, пожар, повредливост, оштетувања, санациони методи

Mirjana MALEŠEV¹, Vlastimir RADONJANIN², Meri CVETKOVSKA³

VULNERABILITY AND REPAIR POSSIBILITIES OF FIRE DAMAGED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

SUMMARY

This paper discusses causes and appearance of characteristic damages, vulnerability and repair methods of RC structures exposed to fire. Complexity of behaviour of reinforced concrete at elevated temperature is pointed out through theoretical description and consideration of different damage mechanisms. Characteristic fire damages of concrete and steel are described, illustrated and classified with respect to affected part of cross-section of the RC structural elements. Vulnerability analysis was done on member and structural level and through one case study. Depending on the extent of damage, several methods for concrete removal are suggested. Basic repair principles are classified regarding affected part of the cross-section and state of the reinforcement.

Keywords: RC structures, fire, vulnerability, damages, repair methods

¹ Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs

² Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Fire is a potential threat for any structural building that can cause a major damage. Response of the structure to elevated temperature or fire is very complex and depends on used construction material, type and geometrical characteristics of members, duration and nature of fire, existing structural loads, structural and architectural details, etc. Many research efforts have been devoted to understanding and evaluating of effects and contribution of all mentioned factors to structural fire resistance (Yehia and Kashawani 2013).

Properly designed and successful execution of repair work of RC structure damaged in fire can only be provided if a detailed in-situ and laboratory investigation and correct assessment of residual structural capacity have been made. Recommendations available from various sources (books, codes, articles etc.) could help to choose appropriate solution from a wide range of available repair methods and repair materials, but in practice every single fire damaged structure is unique (Radonjanin et al. 2013). For realistic assessment of the structure after a fire it is necessary to know behaviour of concrete and reinforcing steel at high temperature, to be able to recognize the type and degree of damage due to the fire and to separate them from similar damages that result from other causes. Reinforced concrete is considered a material that shows an acceptable resistance to high temperatures, which allows using concrete elements without the need of any additional protection. The main reason for this statement are the following properties of the concrete: incombustibility, small thermal conductivity, small strains at rising temperatures and therefore concrete core remains intact inside the section of element and continues transmit load. On the other hand, reinforcement is sensitive to high temperatures and needs to be protected. In RC structures concrete cover plays that role. The relatively low thermal conductivity of concrete leads to a slow propagation of chemical transformations of the components of concrete, which also need time for fully developing conversions at each specific temperature. On the other hand, low thermal conductivity of concrete causes strong thermal gradient that induce internal stresses in concrete mass and development of inner cracks (Alonso 2009). However, long period of exposition of reinforced concrete to high temperatures introduce physical-chemical changes in its properties that lead to mechanical strength decay which produces losses in the bearing capacity and safety of the structure.

The specific aim of this paper is to emphasize necessity of proper analysis of fire vulnerability of structures that have to be start at material level and should be completed at level of bearing structure as a whole system. Through analysis of a numerous papers it has been concluded that there are very few studies that deals with fire vulnerability of structures. That was the reason why part of this paper is devoted to analysis of main factors that influence vulnerability of the RC structure.

2. DAMAGE MECHANISMS OF ORDINARY CONCRETE UNDER FIRE

Concrete is a composite material that consists mainly of mineral aggregates bound by a matrix of hydrated cement paste. The matrix is highly porous and contains a relatively large amount of free water. When subjected to heat, concrete responds not just in instantaneous physical changes, such as expansion, but by undergoing various chemical changes. This response is especially complex due to the non-uniformity of the material. Concrete contains both cement and aggregate elements, and these may react to heating in a variety of ways (Fletcher et al. 2006). The main changes occur primarily in the hardened cement paste. With the increase of temperature in concrete to 100°C free water from the capillary pore system of hardened cement paste will be evaporated. In the range of 100°C - 400°C the cement paste loses physically bond water, while at temperatures above 400°C chemically bound water will be lost. The following chemical transformations can be observed by increase of temperature: the decomposition of ettringite between 50°C and 110°C, endothermic dehydration of Ca(OH)₂ at the temperatures 450°C-550°C and dehydration of calcium-silicate-hydrates at the temperature of 700°C (Balázs and Lubl6y 2012). The loss of pore water and chemical transformations are accompanied by shrinkage of cement stone. On the other hand, due to rising temperatures, coarse aggregate increases its volume and disruption of adhesion between the cement paste and coarse aggregate appeared. In the case of reinforced concrete, the same mechanism leads to impaired adhesion between the reinforcement and concrete (Radonjanin et al. 2013).

Aggregate normally occupy 65 to 75% of the concrete volume, and that is why the behavior of concrete at elevated temperature is strongly influenced by the aggregate type. Commonly used aggregate

materials are thermally stable up to 300⁰C–350⁰C. Aggregate used in concrete can be classified into three types: carbonate, siliceous and lightweight aggregate (LWA). Carbonate aggregates include limestone and dolomite. Siliceous aggregate include materials consisting of silica and include granite and sandstone. LWA are usually manufactured by heating shale, slate, or clay. Compressive strength of concrete containing siliceous aggregate begins to drop off at about 400⁰C and is reduced to about 55% at 650⁰C because of change of crystal structure of quartz α formation \rightarrow β formation (Balázs and Lublóy 2012). Concrete containing carbonate aggregate retains most of its compressive strength up to about 650⁰C. However according to the EC 1992-1-2 strength reduction value for same temperature is higher and is about 50% (CEN 2004).

The modulus of elasticity for ordinary concrete is reduced with the increase in temperature. Also, at high temperatures, creep and relaxation of concrete increase significantly. The colour of concrete generally changes at increasing temperature from normal to pink or red (300-600⁰C), whitish grey (600-900⁰C) and buff (900-1000⁰C). If the concrete temperature exceeds 1300⁰C, the softening and melting of surface layer will be occur (Radonjanin et al. 2013).

Described physical and chemical changes in concrete will have the effect on reduction of the compressive strength of the material. Generally, concrete will maintain its compressive strength until a critical temperature is reached, above which point it will rapidly drop off. This generally occurs at around 600⁰C (Fletcher et al. 2006).

Reinforcing steel is much more sensitive to high temperatures than concrete. Both materials are incombustible but concrete has protective i.e. insulating role. Hot-rolled steels (reinforcing bars) retain much of their yield strength up to about 400⁰C, but at temperatures >600⁰C hot-rolled and cold worked steel loses residual strength. Cold-drawn steels (prestressing strands) shows considerable loss of strength at 200-400⁰C. Cold-worked steel loses residual strength at temperature >450⁰C. Reducing the strength of reinforcement at high temperatures is usually the cause of the large permanent deflection of the structure.

When concrete is exposed to high temperature, besides changes of microstructure of concrete, drop of strength and modulus of elasticity, visible signs such as spalling, cracking and change of colour will appear. In most cases, a combination of these visible fire effects is registered.

Spalling is an umbrella term, covering different damage phenomena that may occur to a concrete structure during fire (Breunese and Fellingner 2004). Spalling could be defined as violent or non-violent breaking off of layers or fragments of concrete from the surface of a structural element during or after it is exposed to high and rapidly rising temperatures as experienced in fires (Klingsch 2014). These phenomena are caused by different mechanisms (Breunese and Fellingner 2004):

- Pore pressure rises due to evaporating water when the temperature rises;
- Compression of the heated surface due to a thermal gradient in the cross section;
- Internal cracking due to difference in thermal expansion between aggregate and cement paste;
- Strength loss due to chemical transitions during heating.

There are several main theories explaining the spalling mechanisms: Thermal stress theory, Pore pressure theory and Combined pore pressure and thermal stress spalling (Jansson 2013), (Lee -). During last few decades several specific theories were developed: The fully saturated pore pressure theory, The BLEVE theory (Boiling Liquid Expanding Vapour Explosion) and The frictional forces from vapour flow theory (Jansson 2013).

All of these theories are based on the phenomena of "the movement of heat and/or movement of moisture" that cause stresses. Unfortunately, mentioned theories have not been entirely confirmed by a number of experiments. The same conclusion can be derived for numerical modelling that attempt to explain and predict the occurrence of spalling.

Cracking of concrete exposed to fire occurs due to exceeding of concrete tensile strength. Cracks and fissures are caused by thermal expansion and dehydration of the concrete due to heating.

3. TYPES AND CLASSIFICATION OF DAMAGES

3.1 Types of damages

Term “**spalling**” encompasses large number of damage types. The first types of spalling were described in the beginning of the 20th century (explosive, surface, aggregate and corner spalling). Over the next decades two new types were added (sloughing off spalling and post cooling spalling) (Breunese and Fellingner 2004), (Klingsch 2014). They are:

- **Explosive spalling:** Violent breaking off of concrete fragments generally occurs in the first 30 minutes of a fire, when the concrete temperature reaches 150-250⁰C. Explosive spalling occurs when there is a rapid temperature rise (above 30⁰C/min) and moisture in the concrete is heated faster than it can migrate, such as in hydrocarbon fuelled fires following a traffic incident. Very large pieces of concrete can be violently ejected for several metres (Smith and Atkinson 2010). Explosive spalling results mainly from two processes and combination of both: a “thermo-mechanical” process in which the stress originates from thermal deformation within the material due to thermal gradients, and a thermo-hydral process where spalling is due to the build-up of gas pressure fields in the porous network. Under the effect of pressure gradient, the water vaporized in the zone close to the heated face and then is transported (mainly by Darcy flow) not only towards the outside, but also the inside, of the concrete element at a lower temperature. It condenses again and a quasi-saturated layer is progressively formed, which blocks further mass transport in the inner direction – moisture clog (Fig. 1) (Hager, 2013), (Kalifa et. al. 2000). This moisture clog increases pore pressure which rapidly builds up and exceeds the tensile capacity of concrete causing explosive spalling (Fig. 2). Factors influencing explosive spalling are: permeability, saturation level, section shape and size, heating rate and profile. The presence of water evidently adds up to the probability of the occurrence of the spalling phenomenon. For this reason, the limit on the moisture content of concrete is imposed on some codes and recommendations. In the literature, the limit of 3.0% for conventional vibrated concrete, and for high performance concrete 2.5%, can be found. However, there are some experimental data available where spalling of concrete even with low moisture content was observed indicating that a fixed limit on moisture content does not ensure. (Hager, 2013). This type of spalling also occurs on structural members heated from more than one side, such as columns and beams. When moisture clogs are advancing into the concrete from all heated sides, at some point in time the moisture clogs will meet in the centre of the cross-section, giving a sudden rise in pore pressure which may cause large parts of the cross-section to explode. In most cases explosive spalling is followed by baring of reinforcement bars that cause their direct heating (Fig. 2).

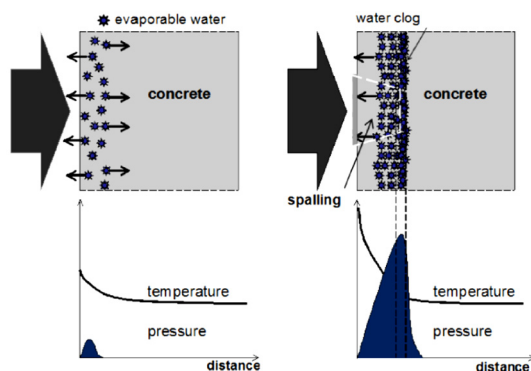


Fig. 1. The process for the build-up of pressure

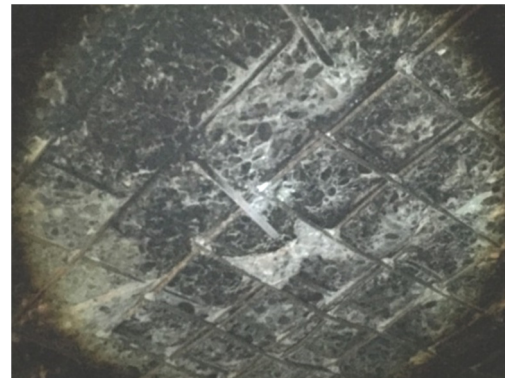


Fig. 2. Explosive spalling

- **Surface spalling:** Violent separation of small or larger pieces of concrete from the cross section at high temperatures, during which energy is released in the form of popping off of the pieces and small slices with a certain speed. Usually occurs in the first 30 minutes of a fire. According to some authors this type of spalling could be considered as subset of explosive spalling (Khory 2000).
- **Aggregate spalling:** Splitting of aggregates due to their decomposition or changes at high temperatures. Usually occurs in the first 30 minutes of a fire (Fig. 3).

- **Corner spalling:** Removal of concrete cover from corners at high temperature due to the temperature impact from two sides. This type of spalling is usually connected with splitting cracks due to difference in thermal deformation between concrete and reinforcement and occurs in the first 90 minutes (Fig. 4).
- **Sloughing off spalling:** Sloughing off is the form of progressive gradual spalling, that is caused by strength loss due to internal cracking and chemical deterioration of the cement paste. This type of spalling is non-violent breaking off of concrete fragments after longer exposure to high temperatures, when concrete loses its strength (Fig. 5 and 6).
- **Post-cooling spalling:** Non-violent breaking off of concrete fragments during cooling from high temperature. This type of spalling was observed with concrete types containing calcareous aggregate. An explanation is the rehydration of CaO to Ca(OH)₂ after cooling, when moisture is again present on the concrete surface. The expansion due to rehydration causes severe internal cracking and thus complete strength loss of the concrete. Pieces of concrete keep falling down as long as there is water to rehydrate the CaO in the dehydrated zone (Fig. 7).

The term “cracking” covers the following types of damage:

- **Crazing:** Mesh like fissures and cracks on the surface of the concrete elements (Fig. 8), caused by additional shrinkage of hardened cement paste during drying due to high temperature.
- **Corner cracks along main reinforcement:** Cracking due to difference in thermal expansion/deformation between concrete and reinforcement bars. These cracks are usually located along the edge of columns and beams, especially in the direction of the main reinforcement. Also, they are associated with the separation and falling off of pieces of concrete (corner spalling) and with visible reinforcement bars (Fig. 4).
- **Inner delamination of concrete:** Is manifested as internal crack parallel to the fire-affected surface (Fig. 9). The main cause of this damage is high temperature gradient that induces high tensile stresses between the heated surface layer and colder inner zone of concrete. This phenomenon is typical for the columns. Since the internal cracks cannot register visually, their existence must be checked by extracting concrete cores.

Concrete surface cracking may provide pathways for direct and faster heating of the reinforcement bars and inner concrete, possibly bringing about more thermal stress and further cracking.



Fig. 3. Aggregate spalling



Fig. 4. Corner spalling and corner cracks along main reinforcement

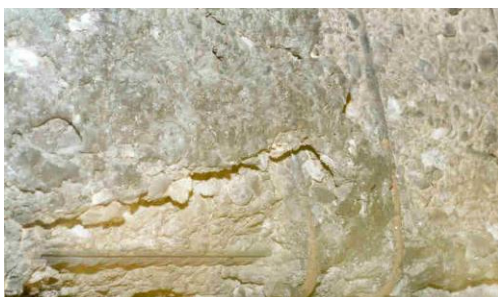


Fig. 5. Sloughing off spalling (beam)



Fig. 6. Sloughing off spalling (slab)

Loss of strength and ductility of reinforcement are usually consequences of high temperatures during fire. Visible characteristic fire damages of reinforcement are:

- Plastic deformations due to restrained elongation (Fig. 10).
- Breaking off of bars (Fig. 10) due to loss of ductility of the steel or local reduction of bar cross section because of melting of steel.

Reinforced concrete elements during fire are subjected to additional stresses due to restrained deformations. In a case of slender beams and slabs buckling associated with deflection may occur. Under fire conditions, axially restrained beam/slab develops large deflections in post-buckling states (Rotter 1999).

Extent and type of described fire damages of RC structures depends on numerous parameters, among which the most important are: size and distribution of fire load, fire duration, fire maximum temperature, the shape and dimensions of structural elements, the existence and type of finishing layer - cover of the RC elements, the presence of defects and/or prior damage, construction details and the actual quality of concrete.



Fig. 7. Post-cooling spalling



Fig. 8. Crazing – mesh like cracks

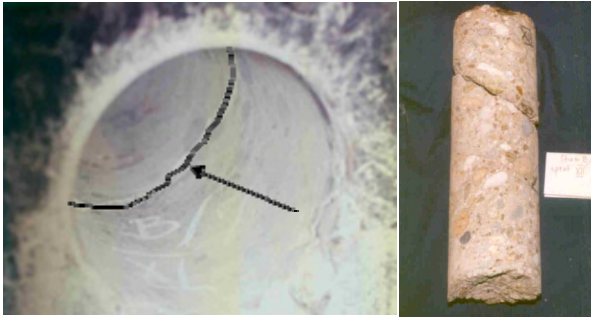


Fig. 9. Inner delamination of concrete in the column



Fig. 10. Plastic deformations and breaking off of bars

3.2 Classification of damages

Among a numerous available classification of concrete fire damages authors of this paper chose the classification proposed by Ingham and Tarada (Ingham and Tarada 2007) and modified it in relation to the degree of affected part of RC element cross section. Figure 11 illustrates parts of cross section of typical RC element that have to be considered during selection of appropriate repair method. Proposed classification is given in Table 1.

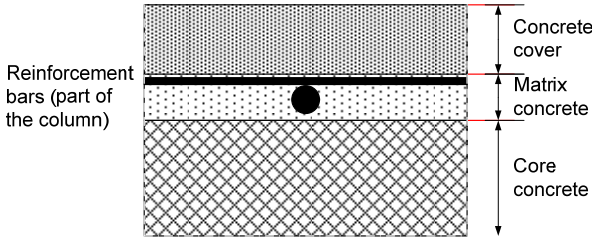


Fig. 11: Characteristic parts of cross section of RC element

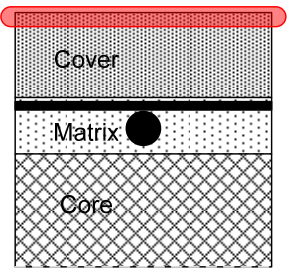
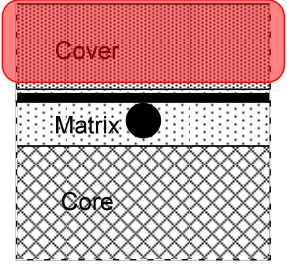
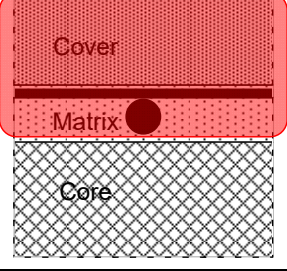
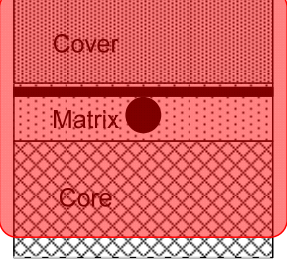
Damage degree	Affected part of cross-section	Illustration	Features observed
1	Surface thin layer		Minor crazing – mesh like fissures with normal concrete colour Spalling is non-visible Rebars are non-visible
2	Concrete cover		Moderate crazing - mesh like cracks Surface spalling Aggregate spalling Change of concrete colour (pink or red) Rebars are non-visible or locally visible at places with insufficient cover (up to 25%)
3	Concrete matrix		Extensive crazing Corner spalling and cracks along rebars Sloughing off spalling Change of concrete colour (pink/red/whitish grey) Up to 50% of rebars are visible Loss of concrete strength Minor deflection of RC elements
4	Concrete core		Deep extensive spalling More than 50% of rebars are visible Change of concrete colour (whitish grey/buff) Possible melting of concrete (long-lasting fires) Inner delamination of concrete Impaired bond between concrete and rebars Increase of deflection of RC elements Reduction of reinforcement mechanical properties Possible buckling and breaking off of rebars

Table 1: Classification of fire damages with illustration of affected part of cross-section

4. VULNERABILITY OF CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO FIRE

According to EN 1992-1-2 (CEN 2004) fire resistance design of the construction requires three levels of analysis:

- Member analysis,
- Analysis of part of the structure and
- Analysis of entire structure.

Besides heating rate, duration and maximum temperature of the fire, vulnerability of RC structures exposed to fire on member level depends on numerous additional factors, such as:

- Type of concrete (ordinary concrete, lightweight concrete, high strength concrete, fiber reinforced concrete, self-compacting concrete, etc.)

- Shape and dimensions of the structural members (simple/compact or complex cross sections)
- Construction and architectural details (concrete cover thickness, reinforcement arrangement, placement of installations)
- Presence of defects and previous damages and repairs (honeycombs, insufficient concrete cover, poor cold joints, cracks)
- Existence and nature of protective and decorative layers (combustible and incombustible layer materials).

When fire vulnerability of parts of the structure or entire structure is considered than influence of type of loadbearing structure, load level, as well as types of joints and connections between members and slenderness of particular members has to be analysed. Also, the following properties should be analysed and selected for specific structural element (CEN 2004): **I** = Insulation- the time it takes to produce an increase in temperature on the cold side of the structural element; **E** = Integrity- the length of time that the structural element retains its integrity against flames or hot gases in a standard fire. **R** = Load carrying capacity- the length of time that the relevant structural element is able to carry the current load in a normal fire development phase; **M** = Mechanical effect - The ability of the structural element to cope with the mechanical impact in a standard fire.

All mentioned factors may significantly increase or decrease the vulnerability of the entire structure. However, proper design and choice of materials are crucial to ensuring fire safety.

4.1 Member analysis

- **Concrete type:** Fire properties of *ordinary concrete (OC, NWC)*, as well as other types of concrete, mainly depends on aggregate type, as aggregates occupy 65-75% of the volume of concrete. In EN 1992-1-2 (CEN 2004) aggregate is split in two groups, siliceous and calcareous aggregate. Calcareous aggregate has better fire properties than siliceous aggregate. However, some authors propose different siliceous aggregate classification. For example Khoury (Khoury, 2000) divided siliceous aggregate in two groups, with better thermal stability (up to 600⁰C) such as basalt, granite and gabbro and with lower thermal stability (below 350⁰C) like flint and river aggregate. From the aspect of thermal stability, the least favourable aggregates are those obtained from rocks of metamorphic origin, primarily of quartzite rocks. Namely, quartzite rock contains a significant amount of mineral quartz, which is considered as the most critical mineral of solid rock at elevated temperatures (Bilbija and Matovic, 2009). Considering concrete behaviour at high temperature, besides thermal stability, a suitable aggregate would be one with a low thermal expansion, which improves thermal compatibility with the cement paste, rough angular surface, which improves the physical bond with the cement paste and the presence of reactive silica, which improves the chemical bond with the cement paste (Khoury, 2000).

Lightweight aggregate concrete (LWAC, LWC). Concrete with artificial mineral lightweight aggregate, such as expanded clay, is the most frequently used type of LWAC for structural purpose. Structural lightweight concrete is advantageous in terms of reducing the dead load of the structures and the lateral earthquake loads. In addition to lower density, this type of concrete has a lower thermal conductivity and transmits heat at a slower rate than ordinary concrete. However, LWAC tends to have a reduced tensile strength compared to NWC, for the same compressive strength. The replacement of traditional aggregates by lightweight aggregate generally results in an increase in the occurrence of spalling for temperatures above 350 °C. The occurrence of spalling in LWAC is due to its lower tensile strength, higher moisture content and the development of higher thermal gradient during heat exposure. When spalling does not occur, the deterioration of LWAC due to elevated temperatures is similar to OC (Moreira de Oliveira Pino 2013) or smaller, thanks to lightweight aggregate that has already been exposed to temperature >1000⁰C during Pyroprocessing (ESCSI 2007). In fact, the residual strength is generally higher in LWAC than in OC due to the higher thermal compatibility of the constituents of LWAC. Since, the difference between the coefficients of thermal expansion of the aggregate and the cement paste is higher in the OC than in LWAC, the OC is more prone to cracking. Also, LWC protects more efficiently the tension bars from the heat flow, with a remarkable increase of the bearing capacity at any fire duration (Felicetti, et. al. 2013)

High strength concrete (HSC). Thanks to technical and economic benefits HSC is increasingly becoming a key component in large-scale construction, from tall commercial and residential buildings to bridges, tunnels and offshore structures. The basic properties of HSC are high compressive strength and modulus of elasticity (stiffness), decreased permeability and abrasion resistance. Fire-exposed HPC has a different tendency and feature of spalling compared with OC. Due to the low permeability of HPC, which makes it more difficult to transport vapour and moisture, very high vapour-pressure may occur close to the surface (Andberg, 1997), (Hager, 2013). This means that there is a greater risk that HPC spalls compared with OC. When the vapour zone moves to a certain distance from the hot surface, a maximum vapour pressure is created, and at greater distances the pressure decreases again. This critical distance is much less for HPC, about 5-10 mm than for OC, about 20-40 mm (Fig. 12). It has been observed from fire tests that spalling of HPC is characterized by a layer of about 5 mm of concrete falling off and after that a new vapour front build-up, which can create a new spalling of 5 mm, and in the end the total spalling can reach considerable depths (Andberg, 1997). The Compressive strength decrease of HSC begins at distinctly lower temperatures than that of OC. For example, at 150⁰C compressive strength of HSC decreased to 70% of its room temperature strength, while reduction of compressive strength in OC is negligible. In HPC cement matrix and coarse aggregate are loaded with same stress level, because they have similar values of modulus of elasticity and compressive strength. At elevated temperatures cement matrix begins to weak before coarse aggregate and it causes redistribution of internal stresses and the stress is concentrated on the coarse aggregate alone which lead to significant reduction of the compressive strength of HPC. On the other hand, weakening of the cement matrix due to heating causes only slight stress redistribution and consequently only a little bit reduction of compressive strength of OC (Diederichs et. al 1989). HSC exhibits brittle properties below 600⁰C, and ductility above 600⁰C.

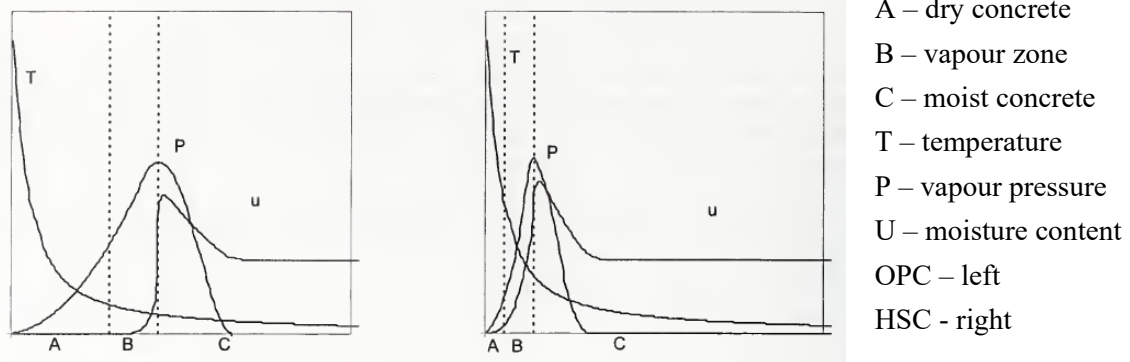


Fig. 12. Illustration of water clog position and internal pore pressure within heated OC and HCC

Fiber reinforced concrete (FRC). Fiber reinforced concrete (FRC) is concrete containing fibrous material which increases its structural integrity. It contains short discrete fibers that are uniformly distributed and randomly oriented. Fibers include steel fibers, glass fibers, synthetic fibers and natural fibers. Steel, glass and other mineral fibers are incombustible, while organic synthetic and natural fibers are combustible. Among the mentioned fibers steel and polypropylene fibers are commonly used in concrete. So far a number of tests have been done to investigate the explosive spalling of concrete with PP fibers or steel fibers or steel/PP hybrid fibers. In FPC PP fibers are deemed to be effective in mitigating spalling risk under fire due to micro-channels generated by melting of PP fibers (Fig. 13) (Smith and Atkinson 2010). PP fibers melt at approximately 170⁰C, and leave a network of open pores, which make steam evacuation easier, thus contributing to the reduction of internal pore pressure (Hager, 2013). Eurocode had prescribed that 3kg/m³ PP fibers can help avoid spalling. The diameter, length and amount of PP fibers have significant effect on reduction of spalling of concrete in fire, as well as on concrete compressive residual strength (Fig. 14) (Tan et. al 2015) For SFRC different conclusions were made about the effectiveness in mitigating explosive spalling under fire.



Fig. 13. A view of OC (left - explosive spalling) and PPFRC (right) after exposing to elevated temperatures

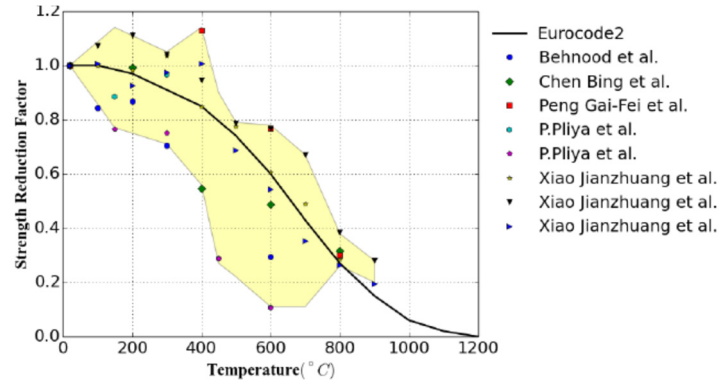


Fig. 14. Compressive strength reduction against temperature for PP-FRC with (a) calcareous aggregates

- **Construction and architectural details:** The arrangement of reinforcement in the structural members also has an impact on the degree of fire damage. Rebars with larger diameter and inadequate layout of reinforcement contribute to the intensification of damages caused by fire, especially in members with smaller dimensions or with insufficient cover (Fig. 16). Characteristic damages are falling off of concrete cover and plastic deformations of bared reinforcement.
- Placement of electrical and similar installations within cross-section of RC elements frequently leads to significant local damage of concrete and reinforcement. The installations in buildings are usually placed in plastic pipes which melt and burnt during fire and realise additional heat and causes local damage of concrete core following with plastic deformation of rebars. Fig. 17 illustrates local severe damages of beam and slab, respectively, due to afterburning of installations in plastic pipes.
- Inadequate sealing of holes for penetration of installations enables uncontrolled and fast fire spreading. Fig. 18 illustrates fast spreading of fire in both vertical directions caused by unsealed holes for installations in floor slabs and curtain façade wall without horizontal barriers.
- **Presence of defects and previous damages and repairs:** Defects (concrete honeycombing, segregation zones, improperly executed cold joints, insufficient concrete cover, uneven edges, etc.) and damages (cracks) that existed before fire significantly increase the damage rate of RC members exposed to fire. In such zones, fire damages are spreading faster and deeper into the concrete mass and usually occupy concrete matrix and even concrete core. Characteristic damages are falling off of thick pieces of concrete, impaired bond between the reinforcement and concrete, plastic deformation of the rebars, as well as local reduction of concrete mechanical properties. Influence of improper executed cold joint in the pan joist on the degree of fire damages is shown in Fig. 19.
- **Existence and nature of protective and decorative layers:** Inorganic mineral coatings of concrete surfaces (mortar, plasterboard, ceramic and stone tiles) play a very important role in protecting RC members during the fire. The advantages of these materials in fire are two-fold. They are incombustible and also good insulating materials possessing a low thermal conductivity. However, inorganic mineral materials are not refractory materials they will gain serious damages and even could be destroyed during the fire. Although these coatings are relatively thin (2-5 cm thick) they will prevent RC members from rapid heating and appearance of serious damages and increase their fire resistance. On the other side, organic coatings (wood, plastics, textiles, etc.) are combustible materials and contribute to local development of high temperature on the surface of RC members which leads to intensification of their fire damages. Influence of coating type on the fire damage degree of concrete columns is shown in Fig. 20.



Fig. 15. Typical damages of pan joist floor system due to fire

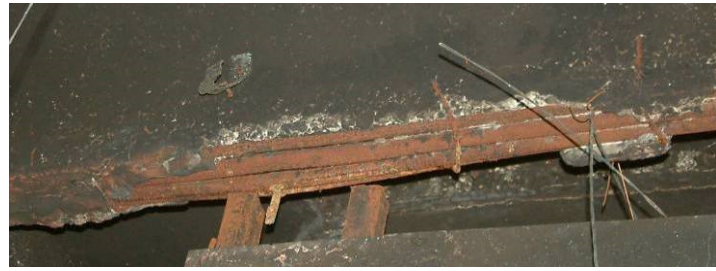


Fig. 16. Characteristic damages of improper reinforced rib due to fire



Fig. 17. Local deep overheating of concrete and deformed rebars due to wirings within cross-section (a – beam, b – slab)



Fig. 18. Spreading of fire in both vertical directions



Fig. 19. Influence of defects on fire damages degree in pan joist floor system

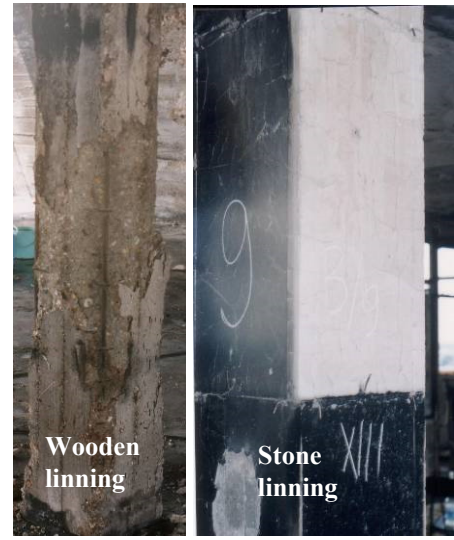


Fig. 20. Influence of type of decorative layer type on the fire damage degree of concrete columns

4.2 Analysis of vulnerability – case study

The aim of this chapter is to emphasize vulnerability of buildings regarding to structural members and entire structure behavior in fire. Analysed building is single story hall “Do It Yourself store”, designed as warehouse and shop (Fig. 21). The building’s dimensions in the base are 86.0x24.0 m (Fig. 22). Total height of the hall from the 9.3m. Load bearing structure of the hall is skeletal – frame system and consist of following prefabricated members: RC footings, RC columns (40/60cm), RC facade beams of G section (leaned directly on the columns), RC roof binding rafters (beams of T section, height 30 cm). The main roof girder of 24 m spans is designed as composite structure and consists of: top RC chord

(cross section 40x30 cm), bottom chord made of steel pipe and steel bracings in quarter spans (Fig. 23 and 24).



Fig. 21. View of the hall before the fire

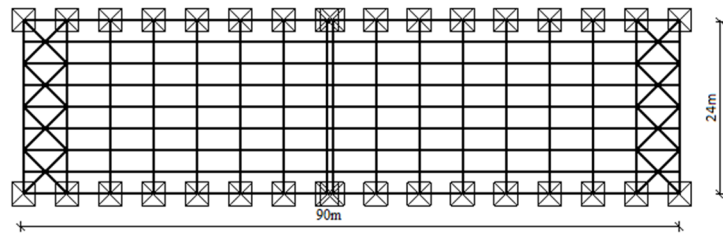


Fig. 22. The base plan of the hall

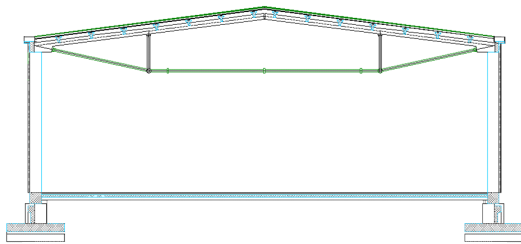


Fig. 23 Cross section of the DIY store



Fig. 24 Detail of joint in bottom chord

Designed concrete classes were C25/35 for RC footings and C35/45 for all other RC structural members. Floor slab was reinforced with mesh MA400/500 and all other RC structural members with steel RA 400/500 and GA240/360. Façade walls and roof cover were executed with thermo panels (aluminium sheets with infill of mineral wool). A lot of different flammable materials such as paints, wallpapers, wood flooring, PVC flooring, carpets, etc., were in the warehouse and in the shop (DIY store). On May 2013, a fire broke out in DIY store and parts of the interior, wirings, roof covering, facade claddings, as well as the entire supporting roof structure (RC binding rafters and RC main roof girders) were completely destroyed, while RC columns and RC facade beams suffered major damages. A view of the hall after fire is shown in Fig. 25.



Fig. 25. A view of the DIY store after fire and removal of burnt materials and destroyed structure parts RC columns, façade beams and roof rafters are classical RC elements made of ordinary concrete with siliceous aggregate and with hot rolled steel. Used concrete and reinforcing steel have satisfactory fire properties. When cross section of these members is analyzed it can be concluded that columns with rectangular cross section have most favorable shape, while façade beams and especially roof rafters are thinner and have larger exposed surfaces (G and T shape). Main roof girder represents three-hinged concrete arch with steel tie. The girder was designed as double chord girder with top chord made of RC ordinary concrete with siliceous aggregate and with hot rolled steel, while bottom chord and bracings were executed from steel pipes (Fig. 24). Regarding load bearing capacity this type of girder has the best utilization of used materials, concrete in compression and steel in tension. However, when fire resistance is analyzed, this girder is highly vulnerable without active fire protection measures. This statement is based on the fact that bottom chord is directly exposed to fire and is made of steel pipe which has unsatisfactory fire resistance. All analyzed structural members were executed without any protection layer.

Characteristic damages of columns are illustrated in Fig. 26. By visual inspection three characteristic groups of damages were registered:

1st group – damages caused by elevated temperature (corner spalling and cracking along main rebars, surface spalling, mesh like cracks, change of concrete colour). These damages encompass larger part of the columns, except bottom and top part (Fig. 26 - middle part).

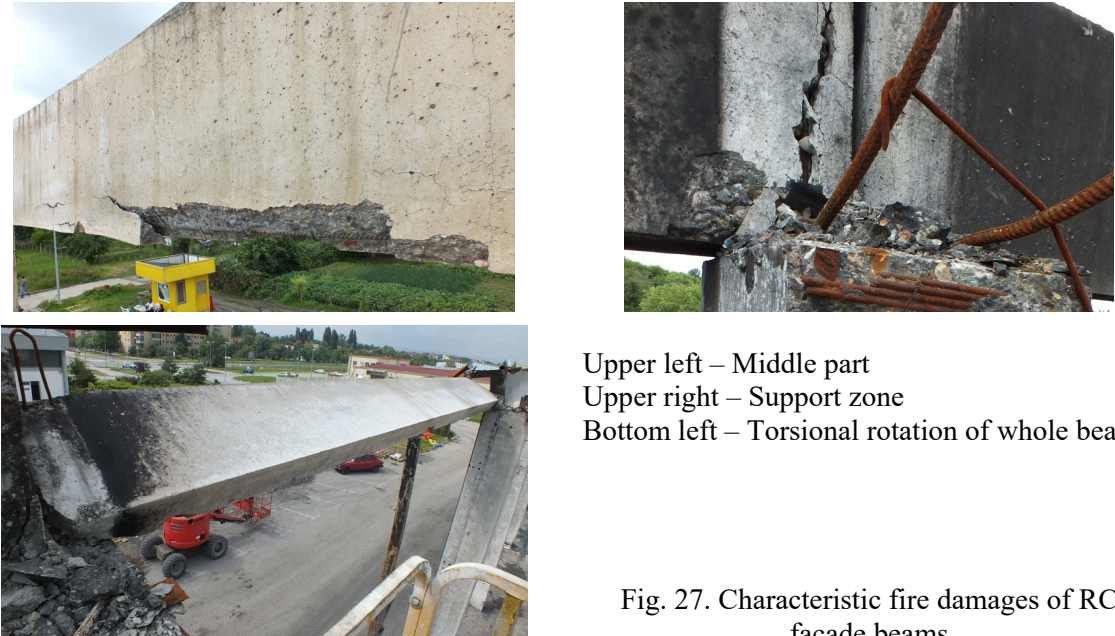
2nd group – damages caused by collapse of main roof girders (longitudinal splitting of column, crushing of concrete, deformed anchors). Mentioned damages are located in the top part of columns (Fig. 26 - top part).

3th group – damages caused by collapse of main roof girders and change of structural system (horizontal cracks caused by excessive bending of columns). Mentioned damages are located in the bottom part of columns (Fig. 26 - bottom part).



Fig. 26. Characteristic fire damages of RC columns

Characteristic damages of façade beam are illustrated in Fig. 27. Causes of appearance of damages on façade beams and columns are similar. Along beams characteristic fire damages were registered: corner cracking and falling off of concrete, mesh like cracks, bared reinforcement (Fig. 27 – upper left). Other damages were caused by collapse of main roof girder. In supporting zones of façade beams splitting of concrete in anchor area and crushing of concrete were registered (Fig. 27 – upper right). Also, some façade beams collapsed, while some beams have been rotated (Fig. 27 – bottom left).



Upper left – Middle part
 Upper right – Support zone
 Bottom left – Torsional rotation of whole beam

Fig. 27. Characteristic fire damages of RC façade beams

All RC structural members got serious damages not due to the fire, but because of the vulnerability of the structure as a whole system. The most fire vulnerable member of the structural system was main two chord roof girder. This girder had fixed bearings on columns and therefore during collapse pulled out columns and caused serious damages in their bottom and upper part. Collapse of main roof girders and excessive displacement of columns caused collapse of façade beams, torsion of beams and their damages in supporting zones.

5. METHODS FOR CONCRETE REMOVAL

Before beginning the repair and strengthening of the structure it is necessary to remove all additional loads and to support the structure. Besides preserving the stability of the structure during repair works, these activities are important in cases of structural repair where the new concrete is expected to carry its share of the load in the repaired elements. In the scope of repair very important role play proper selection of a method for concrete removal. Since there are a number of methods for concrete removal which differ in possibilities and limitations of application, it is not easy to select appropriate method. Depending on the damaged part of cross-section, authors of this paper propose following methods for concrete removal (Fig. 28).

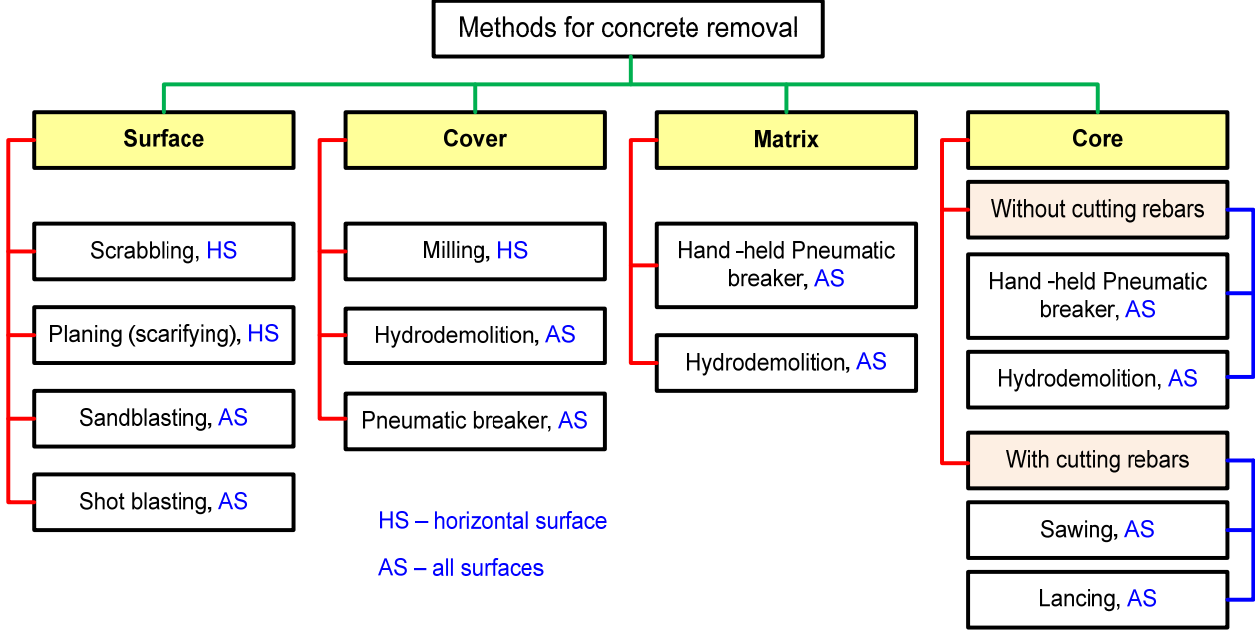


Fig. 28: Suggested methods for concrete removal

6. SELECTION OF REPAIR METHOD AND MATERIAL

Based on the recommendations for repair of fire damaged RC structures in analysed literature (ACI 2003), (Raupatch 2006), (CIB W 14 1989), (Concrete Society UK 2008) and on authors professional experience (Malešev et al. 2008) (Radonjanin et al. 2004) (Radonjanin et al. 2013) decision about general repair strategy (structural or non-structural repair) mainly depends on affected part of the cross-section and state of the reinforcement. Non-structural repair is proper choice if rebars are not or locally visible. In all other cases structural repair is required, when: reinforcement is visible, bond is destroyed, rebars have plastic deformations, structural elements have excessive deflections etc. Structural repair is also mandatory in situation when all pointed out features are not accented but inner delamination of concrete exists. In some cases main reasons for structural repair is doubt regarding remaining structural capacity and intention to provide additional structural safety during future exploitation. For easier decision about type of repair method, Table 2 could be useful.

Damage degree	Affected part of cross-section	General repair method	Short description
1	Surface thin layer	Minor surface repair	- Non-structural repair mortar (by hand)
2	Concrete cover	New concrete cover with/without light mesh	- Structural mortar (applied by hand or spraying) - Sprayed concrete with mesh
3	Concrete matrix	Structural repair and/or minor strengthening	- Reinstatement of concrete cross-section with or without partial replacement of damaged rebars (flowable or sprayed concrete with mesh) - Enlargement of cross-section and addition of new rebars (flowable or sprayed concrete)
4	Concrete core	Major strengthening or RC element replacement	- Enlargement of cross-section and addition of new rebars (flowable or sprayed concrete) - New RC element

Table 2: Suggested repair methods and materials

An example of structural repair solution for damaged RC beam is shown on Fig. 29.

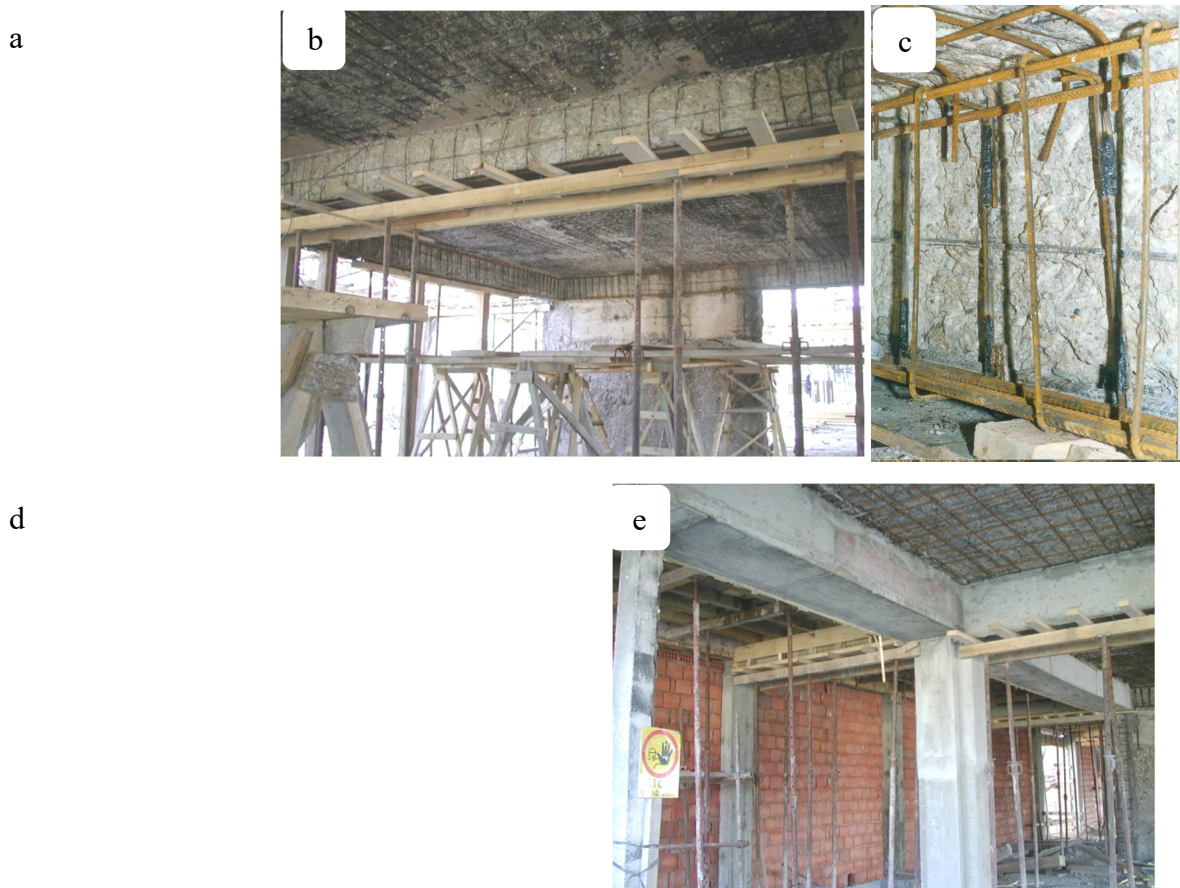


Fig. 29: Strengthening process: **a)** View of RC beam damaged in fire **b)** Supporting of the beam and removal of damaged concrete **c)** Instalment of new reinforcement **d)** Detail of enlargement of existing cross section and arrangement of reinforcement **e)** Vie of the beam after strengthening

7. CONCLUSIONS

The authors of this paper, through brief theoretical consideration of damage mechanisms of concrete and steel, classification of fire damages of RC structures and possible repair methods with respect to affected part of cross-section, tried to assist engineers in practice to understand complex behaviour of reinforced concrete at elevated temperatures and to make decision about possible repair solution.

Through many years of experience in the assessment and repair of the structures due to fire, as well as on the basis of the analysis of the vulnerability of structural elements at the material level, at the level of member and through the analysis of the entire loadbearing structure, the authors of this paper concluded that RC structures in general have satisfactory fire resistance, but analysed influence factors, such as type of concrete, shape and dimensions of members, defects etc., could improve or jeopardise vulnerability of whole structure. On the other hand, composite or prestressed structures are more sensitive when to elevated temperatures compared to RC structures. When composite structures are designed or structural elements of different materials are combined, the vulnerability of the entire primary loadbearing structure depends on the vulnerability of the most sensitive structural member. Therefore all elements of the primary structure must have the same degree of vulnerability, which is achieved by the adequate choice of the structural system, the material for the structural members and the active fire protection measures.

ACKNOWLEDGMENTS

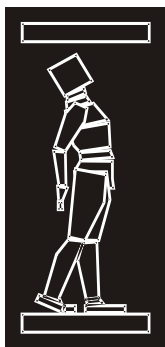
The paper presents the part of research realized within the project “Improvement of educational process and theoretical and applied research in civil engineering” conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

- [1] Alonso, C. (2009). Assessment of post-fire reinforced concrete structures: Determination of depth of temperature penetration and associated damage, *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, Taylor & Francis Group, London, 471-477.
- [2] Andberg, Y., (1997). “Spalling phenomena OF HPC and OC”, International workshop on fire performance of HSC”, Proceedings, NIST, 69-75.
- [3] Balázs, G. L., Lublóy, E. (2012) “Fire reinforced concrete structures in and after fire”, *Concrete Structures*, 73-80.
- [4] Bilbija, N., Matović, V., (2009). “*Primenjena petrografija - svojstva i primene kamena*”, Beograd, Građevinska knjiga
- [5] Breunese, A., Fellingner, J. (2004). “Spalling of Concrete—An Overview of Ongoing Research in the Netherlands, Proceedings of the Third International Workshop: Structures in Fire, Ottawa, Canada, 249–258.
- [6] CEN (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.
- [7] Clay & Slate Institute (ESCSI), Salt Lake City , Utah, (2007). “Physical Properties of Structural Lightweight Concrete, Expanded Shale”, 72
- [8] *Concrete Repair Manual*, ACI, Volume 2, 2003, pp. 1837-1910.
- [9] M.Cvetkovska, Lj.Lazarov, (2010) “Examination, assessment and repair of RC structure damaged by fire”, COST Action C26, Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events, Proceedings of the Final Conference, Naples
- [10] Milivoje Milanović, Meri Cvetkovska , Petar Knežević, (2015), “Load-bearing capacity of fire exposed composite columns“, *Journal Građevinar* (67) 12
- [11] Lj. Lazarov, M. Cvetkovska, K. Todorov, (2013), “Fire resistance of RC Frame in case of post earthquake fire”, *Journal of structural fire engineering*, Vol.4, No.2, 2013 pp.87-94

- [12] Diederichs, U., Jumppanen, U. M., Penttala, V. (1989) "Behaviour of HSC at high temperatures", Helsinki University of Technology, Report 92, 78.
- [13] Khoury, G. A. (2000) "Effect of fire on concrete and concrete structures", Imperial College, London, UK, Prog. Struct. Eng. Mater. 2, 429-447
- [14] Felicetti, R., Gambarova, P.G., Bamote, P.,(2013). "Thermal and mechanical properties of lightweight concrete exposed to high temperature" *FIRE AND MATERIALS Fire Mater.* 37:200–216
- [15] Fletcher, I. et al.: Performance of concrete in fire: a review of the state of the art, with a case study of the Windsor tower fire, Proceedings of the 4th International Workshop in Structures in Fire, Portugal, 2006, pp. 779-790.
- [16] Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M.: Evaluation and repair of reinforced concrete multi-story frame structures subjected to high temperatures, Workshop "Extreme Loadings, Aging and Durability of Concrete Structures", Hydro-Quebec, McGill University and Laboratoire de Beton, Montreal, 2004.
- [17] Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M.: The assessment of the structure of Novi Sad open University damaged in fire, J. Construction and Building Materials, No.16, 2002, pp.427- 440.
- [18] Hager, I., (2013) „Behaviour of cement concrete at high temperature“ *Bulletin of the Polish Academy Of Sciences, Technical Sciences*, Vol. 61, No.1
- [19] Ingham, I., Tarada, F.: Turning Up the Heat – Full service fire safety engineering for concrete structures, Proceedings "Concrete structures in fire", 2007, pp.27-30.
- [20] Jansson, R.: Fire spalling of concrete – Theoretical and Experimental studies, Doctoral Thesis in Concrete Structures, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2013, pp. 154.
- [21] Kalifa, P., Menneteau, F. D., Quenard, D. (2000). "Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures", *J. Cement and Concrete Research* 30, 1915 – 1927.
- [22] Klingsch, E. W. H.: Explosive spalling of concrete in fire, Doctoral Thesis, ETH, Zurich, 2014.
- [23] Malešev, M., Radonjanin, V., Folić, R., Lukić, I. (2008). "Karakteristična oštećenja AB konstrukcija zahvaćenih požarom", Simpozijum DGKS, Zbornik radova, 365-372.
- [24] Malešev, M., Radonjanin, V., Folić, R., Lukić, I.: Karakteristična oštećenja AB konstrukcija zahvaćenih požarom, Simpozijum DGKS, Zlatibor, Zbornik radova, pp. 365-372.
- [25] Malešev, M., Radonjanin, V., Folić, R.: Assessment of Bearing Structure of Culture Center in Gradiška After Fire, 12th Int. Con. "Structural Faults & Repair - 2008", Edinburgh, UK, 10.
- [26] Moreira de Oliveira Pino, E., (2013) „Behaviour of structural lightweight concrete subjected to high temperatures“, extended abstract of PhD, University of Lisboa, 12.
- [27] Radonjanin, V. et al: Repair of the Bearing Structure of the Culture Center in Gradiška After a Fire, 12th International Conference "Structural Faults & Repair - 2008", Edinburgh, UK, 10.
- [28] Radonjanin, V. et al: The Assessment of a warehouse RC structure damaged in an explosion, Int. Con. Structural faults & Repair, Editor M. Forde, London, 2003.
- [29] Radonjanin, V., Folić, R., Malešev, M.: Investigation, Evaluation and Repair of Reinforced Concrete Structures Damaged in Fire, Workshop "Extreme Loadings, Aging and Durability of Concrete Structures", Hydro-Quebec, McGill University and Laboratoire de Beton, Montreal, 2004.
- [30] Radonjanin, V., Malešev, M., Folić, R.: Repair of fire damaged RC structures, Congress of Structural Engineers of Macedonia, Ohrid, Macedonia, 2013.
- [31] Radonjanin, V., Malešev, M.: Repair of concrete structures in the light of new European standards", Introductory report, Conference, Society of structural engineers of Serbia, Zlatibor, Proceedings, 2008, pp. 147-158.

- [32] Raupach, M.: Concrete repair according to the new European standard EN 1504", Concrete repair, rehabilitation and retrofitting, Taylor & Francis Group, London, 2006, pp.1-10.
- [33] Repairability of fire damaged structures, CIB W 14 Report, May 1989.
- [34] Rotter, J.M. et al.: Structural performance of redundant structures under local fires, Proceedings of Interflam 99, Edinburgh, 1999, pp. 12.
- [35] Smith, K., Atkinson, T. (2010). "PP fibres to resist fire-induced concrete spalling", TunnelTalk.
- [36] Tan, K. T., Liu, J. C., Liu, J. (2015) "Fire performance of fiber-reinforced concrete: research needs", Conference 4th International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure, 20.
- [37] Technical report 68: Assessment, design and repair of fire-damaged concrete structures". Publisher Concrete Society Camberley, UK, 2008.
- [38] Wagner, P.: Fire world statistic", Centre of Fire Statistics of CTIF, 2006.
- [39] Yehia, S., Kashwani, G. (2013). "Performance of Structures Exposed to Extreme High Temperature—An Overview", *Open Journal of Civil Engineering*, 3, 154-161



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Златко МАРКОВИЋ¹

ДЕЈСТВА НА ВЕТЕР НА КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД – СПОРЕДБА СО ПРЕТХОДНИТЕ СТАНДАРДИ

РЕЗИМЕ

Европските норми за пресметка на конструкции, познати како Еврокод, претставуваат збир на хармонизирани кодови за проектирање. Главните правила и препораки за пресметка на дејствата на ветер на конструкции се дадени во EN 1991-1-4 што претставува основен документ. Исто така, некои напредни постапки за анализа на дејствата од ветер на кули и јарболи се дадени во EN 1993-3-1, со намера за нивно префрлање во основниот документ во подоцнежна фаза. Овој труд содржи кратка презентација на главните правила и препораки за анализа на дејствата од ветер и нивна споредба со претходните регулативи JUS(SRPS). Главниот фокус на овој труд е разгледување на дејствата на ветер на згради, прикажана е и компаративна нумеричка анализа. Исто така презентирани се дел од искуствата и заклучоците од процесот на изработка на Српскиот Национален Анекс.

Клучни зборови: дејства на ветер, конструкции, згради, Еврокод, JUS(SRPS), Национален Анекс

Zlatko MARKOVIĆ¹

WIND ACTIONS ON STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE - SPECIFICITY COMPARED TO THE PREVIOUS REGULATIONS

SUMMARY

European norms for civil engineering structures, well known as Eurocodes, are set of highly harmonized codes regarding structural issues. Main rules and recommendations for calculation of wind actions on structures are given in EN 1991-1-4 which is basic document. Also, some advanced analysis regarding wind actions on towers and masts are given in EN 1993-3-1, with intention to be transferred in basic document in later phase. This paper contains a short presentation of main rules and recommendations for wind action analysis and their comparison with previous regulations JUS(SRPS). Main focus of the paper is on wind action on buildings and comparative numerical example is also given. Some experiences and conclusions from process of Serbian National Annex preparation are also presented.

Keywords: wind actions, structures, buildings, Eurocodes, JUS(SRPS), National Annex

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, zlatko@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Wind actions on structures are covered by following parts of Eurocode EN 1991-1-4 [1] and EN 1993-3-1 [2]. Basic document for calculation of wind action on structures is [1], but some special problems regarding wind action on slender structures, such as steel towers, masts and chimneys are treated in [2]. EN 1991-1-4 is main document for wind analysis and it consists of eight chapters (General, Design situations, Modeling of wind actions, Wind velocity and velocity pressure, Wind actions, Structural factor, Pressure and force coefficients, Wind action on bridges) and six informative annexes (A-F). In this paper, some of most important parts of this code are presented, commented and compared with previous Yugoslavian codes for wind actions [4]-[7]. Special attention is paid on wind velocities and pressure, as well as structural factor, pressure coefficients and wind analysis for buildings.

2. WIND VELOCITIES

Eurocode [1] deals with three different wind velocities: fundamental basic wind velocity, basic wind velocity and mean wind velocity.

Fundamental basic wind velocity ($v_{b,0}$) is the 10-minute mean wind velocity with an annual risk of being exceeded of $p = 0.02$ (return period of 50 years), irrespective of wind direction, at a height of 10 m above flat open country terrain (category II - area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights) and accounting for altitude effects. The values of fundamental basic wind velocities, with or without influence of altitude, should be given in National Annexes of each country, in the form of wind map or/and table. In case that values of wind velocities are without influence of altitude, that influence should be taken into account multiplying by factor c_{alt} . Serbian new wind map from National Annex [3] has been based on 10-minute mean wind velocities with influence of altitude, so factor c_{alt} should not be used.

Considering that averaging time according to [1] is 10 minutes (600 s), values of fundamental basic wind velocity are generally higher than according to previous codes [4] which were based on one hour (3600 s) mean wind velocities. It is first and important difference that should be taken into account in wind analysis. It is possible to make conversion of wind velocities with different averaging time using averaging time factor k_t from [4], but results might be unreliable because of different terrain categories in [1] and [4].

Basic wind velocity (v_b) can take into account effects of wind directions and season's character of the wind through the values of coefficients c_{dir} and c_{season} :

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (1)$$

where:

c_{dir} is the directional factor ($c_{dir} \leq 1.0$),
 c_{season} is the season factor ($c_{season} \leq 1.0$).

In the absence of reliable wind records, these values should be taken as 1, so in that case basic wind velocity is equal to fundamental wind velocity ($v_{b,0} = v_{b,0}$). In Serbian National Annex [3] values of these factors are adopted as 1.

As it stated before, fundamental and basic wind velocities are based on return period $T = 50$ years or annual risk of being exceeded of $p = 0.02$. In case of different return period T or probability p , basic wind velocity should be corrected multiplying by following factor:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (2)$$

where:

p is required probability of exceeding ($p = 1/T$),
 K, n are parameters with following recommended values: $K=0.2$ and $n=0.5$.

With these recommended values of parameters, expression (2) gives similar results as return period factor k_T from previous regulation [4] (for example: $c_{\text{prob}} = 1.04$ for return period $T = 100$ years, and $c_{\text{prob}} = 0.90$ for return period of 10 years).

Mean wind velocity $v_m(z)$ takes into account terrain roughness and orography, as well as referent height above ground. In Eurocode, there are five different categories of terrain (see Table 1). Mean wind velocity should be calculated as following:

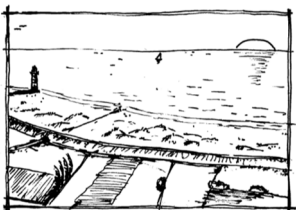
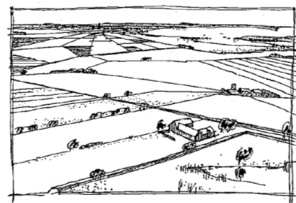
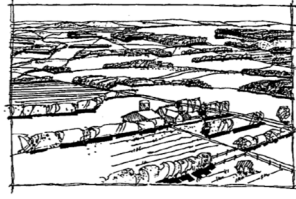
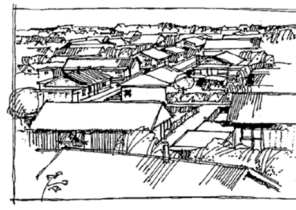
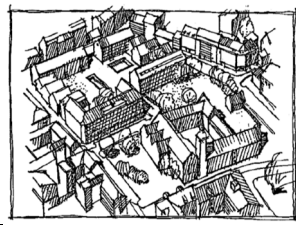
$$v_m(z) = c_o(z) c_r(z) v_b \quad (3)$$

where:

$c_o(z)$ is the orography factor,

$c_r(z)$ is the roughness factor.

Detailed procedures for numerical calculation of the orography factor $c_o(z)$ are given in Chapter A.3 of informative Annex A

Terrain categories		z_0	z_{min}	k_r	$c_r(z_{\text{min}})$
		[m]	[m]	[-]	[-]
0		0.003	1	0.156	0.906
I		0.01	1	0.170	0.782
II		0.05	2	0.190	0.701
III		0.3	5	0.215	0.606
IV		1.0	10	0.234	0.540

z_0 and z_{min} are ground terrain roughness parameters,
 $z_{\text{max}} = 200$ m (maximum considered height of wind profile).

Table 1. Terrain categories – descriptions and main parameters

The roughness factor $c_r(z)$ takes into account the variability of the mean wind velocity at the site due to the ground roughness of the terrain upwind of the structure in the considered wind direction and the height (z) above ground level. Lowest roughness in upstream wind direction should be adopted. Small isolated zones with different terrain categories can be ignored (see Fig. 1), but in case when the structure is situated near the change of terrain category, transition of different categories should be considered, using one of two alternative procedures given in Chapter A.2 of Annex A. Both alternative procedures are allowed for using in [3].

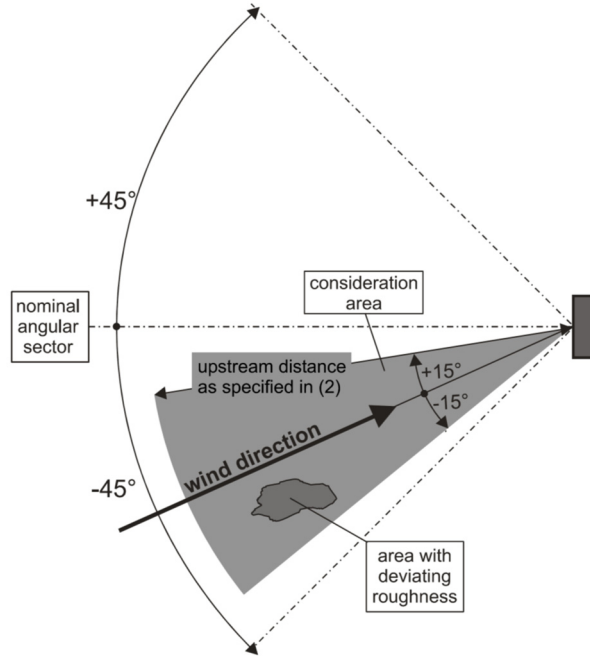


Fig. 1. Assessment of terrain roughness [1]

The roughness factor $c_r(z)$ should be determined as follow:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{\min} < z \leq z_{\max} = 200 \text{ m} \quad (4a)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{for } z \leq z_{\min} \quad (4b)$$

where k_r is terrain factor which is constant for each terrain category (see Table 1) and given by following expression:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.07} \quad (5)$$

3. WIND PRESSURES AND FORCES

Wind pressure is, in accordance with Bernoulli equation, proportional to the square of wind velocity, so basic wind pressure (or *basic velocity pressure* as it stated in Eurocode) should be calculated as following:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \approx \frac{v_b^2 [\text{m/s}]}{1600} [\text{kN/m}^2] \quad (6)$$

where v_b is basic wind velocity (according Eq. (1)) and ρ is air density, which depends on altitude, air temperature and barometric pressure (recommended value is $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$).

Fluctuating component of the wind velocity pressure or dynamic wind action should be taken into account by characteristic peak velocity pressure $q_p(z)$ at referent height z which should be calculated by following expression:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b \quad (7)$$

where:

$I_v(z)$ is the turbulence intensity,

$c_e(z)$ is the exposure factor that depends on turbulence intensity and terrain category.

The turbulence intensity of the wind at referent height z can be obtained as quotient of standard deviation of turbulence σ_v and mean wind velocity $v_m(z)$, as follow:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I \sigma_V}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{for } z_{\min} < z \leq z_{\max} \quad (8a)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{for } z < z_{\min} \quad (8b)$$

where k_I is the turbulence factor whose value can be defined in National Annex (recommended value is $k_I = 1.0$). Also, it should be noticed that turbulence intensity should be calculated as unique value for whole structure at referent height z_s (see Fig. 4).

There is no explicit expression for calculation of $c_e(z)$ in [1], but only general expression that is derived from Eq. (7). Using general expression (7), with equations (3), (4a) and (8a), it can be finally obtained in following shape:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \left[1 + 7 \frac{k_I}{c_o(z) \ln(z/z_0)} \right] k_r^2 \ln^2(z/z_0) c_0^2(z) \quad (9)$$

Looking at previous expression (9) it can be observed that the exposure factor $c_e(z)$ is a function of referent height z and terrain category and, in some way, define wind velocity pressure profile (see Fig. 2).

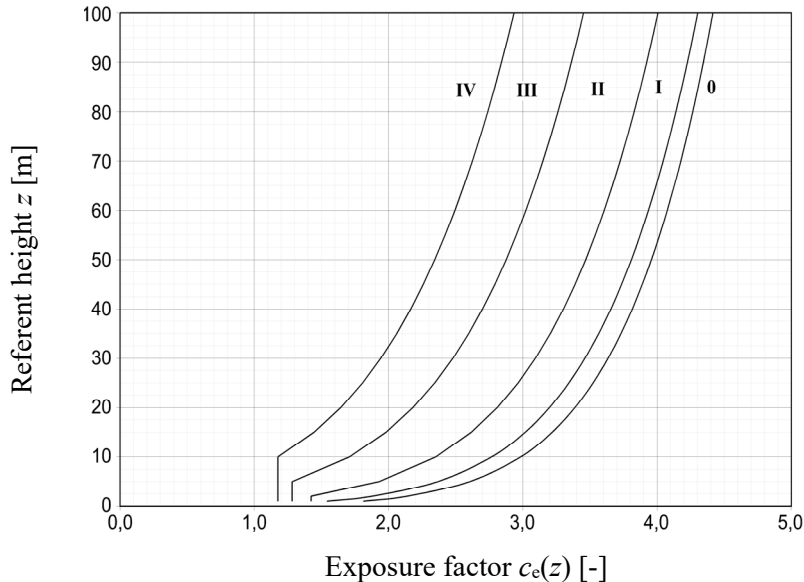


Fig. 2. Exposure factors (wind profiles) for different terrain categories (for $c_o(z) = 1.0$ and $k_I = 1.0$)

Wind actions on whole structure, cladding or structural elements, depending on type of structure and wind analysis, can be analyzed through using wind pressure on surfaces or wind forces.

Wind pressure on surfaces can be external (w_e) and internal (w_i) and should be taken as positive or negative. Pressure which is directed towards the surface should be taken as positive, but suction, directed

away from the surface, should be taken negative (see Fig.3). Total, net wind pressure is equal to the sum of pressures (with appropriate signs) that acts on opposite sides of considered surfaces such as walls or roofs (see Fig 3).

External and internal wind pressures on surfaces for referent height (z_e or z_i) should be calculated by following expressions:

$$w_e(z_e) = q_p(z_e) c_{pe} \quad (10)$$

$$w_i(z_i) = q_p(z_i) c_{pi} \quad (11)$$

where $q_p(z)$ is peak velocity pressure and c_{pe} and c_{pi} are external and internal pressure coefficients, respectively, which are given in Chapter 7 of EN1991-1-4 for different types of buildings.

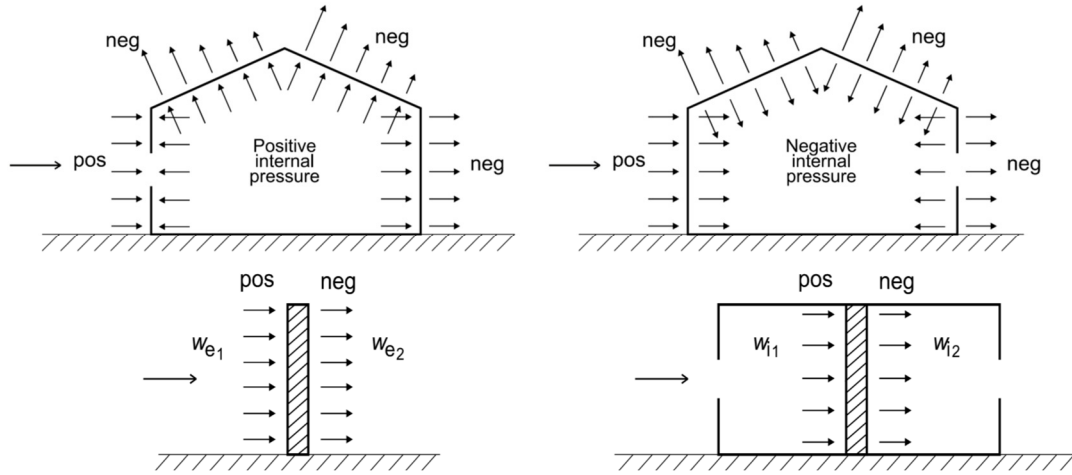


Fig. 3. Wind pressures on surfaces – convention for positive and negative pressure

According to [1] wind actions on the structure or a structural component should be analyzed using wind forces. Wind forces can be determined by calculation of forces using force coefficient c_f or by calculating wind pressure on surfaces (with pressure coefficients). First approach, with force coefficient, is usually used for wind action on structural elements. In that case, wind force should be determined by next expression:

$$F_w(z) = q_p(z) c_{s c_d} c_f A_{ref} \quad (12)$$

where:

$q_p(z)$ is the peak velocity pressure, see Eq. (7),

$c_{s c_d}$ is the structural factor, see Eq. (16),

c_f is the force coefficient for structure or structural element,

A_{ref} is referent area of the structure or structural element.

For wind actions on buildings, using of second approach with wind pressure on surfaces is more convenient. Forces on structure from external and internal wind pressures on surfaces, in that case, should be obtained as follow:

$$F_{w,e}(z_e) = w_{pe}(z_e) c_{s c_d} A_{ref} \quad (\text{from external pressure}) \quad (13)$$

$$F_{w,i}(z_i) = w_{pi}(z_i) c_{s c_d} A_{ref} \quad (\text{from internal pressure}) \quad (14)$$

Replacing $w_p(z_e)$ with Eq. (10) and $q_p(z)$ with Eq. (7), and using Eq. (1) and (3), expressions (13) can be transformed into the following form:

$$F_{w,e}(z) = \frac{1}{2} \rho (v_{b,0} c_{dir} c_{season} c_{prob} c_r(z) c_o(z))^2 [1 + 7I_v(z_s)] c_s c_d c_{pe} A_{ref} \quad (15)$$

In this way expression for wind force on structure according to Eurocode [1] is transformed in form which is similar with one given in previous Yugoslavian codes [4]-[7]. Also, the structural factor $c_{s c_d}$

should be replaced with Eq.(16) to get final expression that is completely comparative with previous Yugoslavian codes.

4. STRUCTURAL FACTOR - DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURE

The structural factor $c_s c_d$ takes into account the effect on wind actions from the non-simultaneous occurrence of peak wind pressures on the surface c_s together with the effect of the vibrations of the structure due to turbulence c_d . Procedure for calculation of structural factor $c_s c_d$ is given in Section 6 of EN 1991-1-4 and its alternative in Annexes B and C.

As a simplification, the structural factor may be taken as 1 ($c_s c_d = 1$) in following cases:

- for buildings with a height less than 15 m;
- for facade and roof elements having a natural frequency greater than 5 Hz (glazing spans smaller than 3 m usually lead to natural frequencies greater than 5 Hz);
- for framed buildings which have structural walls and which are less than 100 m high and whose height is less than 4 times the in-wind depth;
- for chimneys with circular cross-sections whose height is less than 60 m and 6.5 times the diameter.

For civil engineering works (other than bridges, which are considered in Section 8), and chimneys and buildings outside the limitations given in a), c) and d) above, and alternatively for all cases, values of $c_s c_d$ should be determined as follow:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (16)$$

where:

k_p is the peak factor, defined as the ratio of the maximum value of the fluctuating part of the response to its standard deviation;

B^2 is the background factor, allowing for the lack of full correlation of the pressure on the structure surface;

R^2 is the resonance response factor, allowing for turbulence in resonance with the vibration mode.

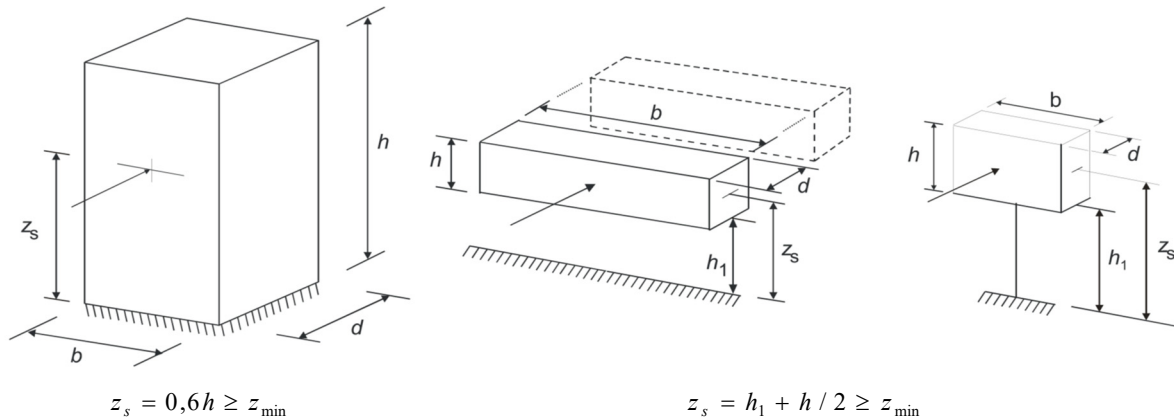


Fig. 4. Structures covered by general procedure for $c_s c_d$ and their referent heights z_s [1]

Eurocode (EN 1991-1-4) gives two alternative procedures for calculation of these parameters (k_p , B^2 and R^2): Procedure 1, according to Annex B and Procedure 2, in accordance with Annex C. Using of Annex C is not allowed in National Annexes of most developed European countries such as UK, Germany and France. Also, according to Serbian National Annex for EN 1991-1-4 [3], Annex C should not be used, but Annex B has normative status, so calculation of all parameters (k_p , B^2 and R^2) that are necessary for determining of structural factor $c_s c_d$ shall be done according to Annex B. Also, indicative values of structural factor $c_s c_d$ can be obtained for some types of structures such as steel and concrete buildings and chimneys from diagrams given in Annex D, but use of this Annex is not allowed in UK, Germany, France and also in Serbia.

The background factor, according to Annex B, should be obtained by following expression:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad (17)$$

where:

- b is the width of structure,
- h is the height of structure,
- $L(z_s)$ is the turbulent length scale for referent height z_s (see Fig. 4).

Conservatively, it can be used $B^2 = 1$. In that case $c_s = 1$.

The turbulent length scale $L(z_s)$ presents the average gust size for natural winds at referent height z_s and it can be obtained by following expressions:

$$L(z) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^\alpha = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^{0.67+0.05 \ln(z_0)} \quad \text{for } z \geq z_{\min} \quad (18a)$$

$$L(z) = L(z_{\min}) = 300 \left(\frac{z_{\min}}{200} \right)^{0.67+0.05 \ln(z_0)} \quad \text{for } z < z_{\min} \quad (18b)$$

where: $L_t = 300$ m, $z_t = 200$ m and $\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$.

According to Annex B peak factor k_p should be calculated as following (see Fig. 5):

$$k_p = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad \text{but not less than 3.0} \quad (19)$$

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08 \quad (20)$$

where:

- T is the averaging time for the mean wind velocity ($T = 600$ s),
- ν is the up-crossing frequency [Hz],
- n_{1x} is the first fundamental flexural frequency of the structure.

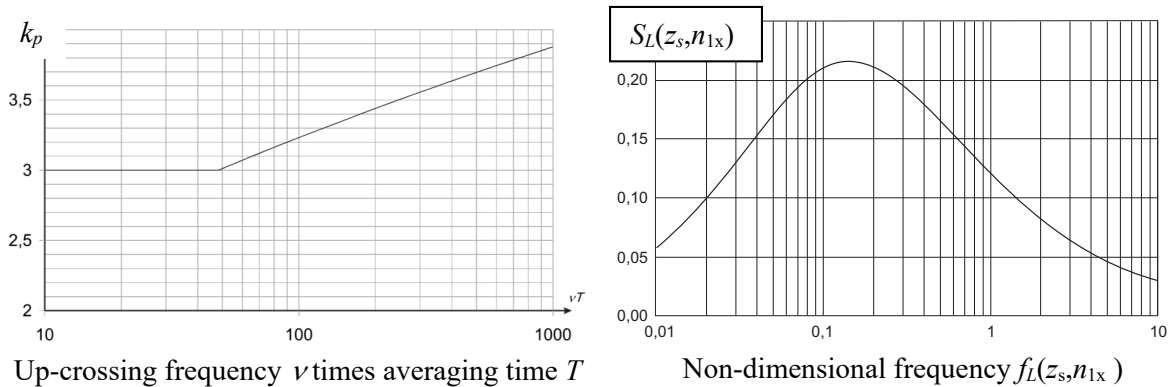


Fig. 5. Peak factor k_p and non-dimensional power spectral function $S_L(z_s, n_{1x})$ [1]

Resonance response factor R^2 , in accordance with Annex B, should be obtained by next equation:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (21)$$

where:

δ is the total logarithmic decrement of damping,
 $S_L(z_s, n_{1,x})$ is the non-dimensional power spectral function at referent height z_s for first fundamental flexural frequency $n_{1,x}$,
 R_h, R_b are the aerodynamic admittance functions, given by following expressions:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad \text{and} \quad R_h = 1 \text{ for } \eta_h = 0 \quad \eta_h = \frac{4.6h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x})$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad \text{and} \quad R_b = 1 \text{ for } \eta_b = 0 \quad \eta_b = \frac{4.6b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x})$$

Non-dimensional power spectral function $S_L(z_s, n_{1,x})$ represent wind distribution over frequency and should be determined by following expression (see Fig.5):

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} S_V(z_s, n_{1,x})}{\sigma_v^2} = \frac{6.8 f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10.2 f_L(z_s, n_{1,x}))^{5/3}} \quad (22)$$

where $f_L(z_s, n_{1,x})$ is non-dimensional frequency that is given by following expression, in function of first flexural frequency, turbulent length scale and mean wind velocity at referent height:

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (23)$$

Total logarithmic decrement of damping δ from Eq. (21), according to Chapter F.5 of Annex F, is equal to the sum of all dampings:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (24)$$

where:

- δ_s is the logarithmic decrement of structural damping (from Annex F),
- δ_a is the logarithmic decrement of aerodynamic damping (see Annex F; conservatively it can be taken as 0),
- δ_d is the logarithmic decrement of damping due to damping devices, if any.

5. AERODYNAMIC COEFFICIENTS FOR WIND ACTION ON BUILDINGS

Eurocode [1] recognizes different types of aerodynamic coefficients for buildings: external and internal pressure coefficients, net pressure coefficients, friction coefficients and force coefficients.

The external pressure coefficients c_{pe} should be used for calculation of wind action on walls and roof surfaces. Different types of roofs are covered by Eurocode: flat, monopitch, duopitch, hipped, multispans, vaulted roofs and domes. The external pressure coefficients c_{pe} for buildings or parts of buildings depend on the size of the loaded area A . There are two types of external pressure coefficient for buildings: $c_{pe,1}$ and $c_{pe,10}$. For small loaded areas ($A \leq 1.0 \text{ m}^2$), the external pressure coefficient $c_{pe,1}$ should be used. So, $c_{pe,1}$ is local coefficient intended for the design of small elements such as cladding elements and roofing elements. Otherwise, values of external pressure coefficient $c_{pe,10}$ should be used for larger loaded areas ($A \leq 10.0 \text{ m}^2$). It is global coefficient that should be used for design of main structure of building.

The values of both coefficients $c_{pe,1}$ and $c_{pe,10}$ are given in appropriate tables for walls and different types of roofs. In case of the loaded area A between 1 and 10 m^2 value of coefficient c_{pe} can be obtained by linear logarithmic interpolation, using following recommended expression:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \quad (25)$$

Chapter 7 of [1] gives values of both coefficients $c_{pe,1}$ and $c_{pe,10}$ for different zones of vertical walls and roofs with different configurations (flat, monopitch, duopitch, hipped, multispans, vaulted roofs and domes). For cases of roofs (buildings) that are not covered by Eurocode, wind tunnel tests are recommended for determination of aerodynamic coefficients.

The values of internal pressure coefficient c_{pi} depends on the size and distribution of the openings (windows, doors, chimneys) in the building, as well as on background permeability (air leakage around doors). In case of uniformly distributed openings, which is characteristic for regular buildings, the internal coefficient should be obtained using parameter μ which presents ratio of area of openings with negative or zero value of c_{pe} and total area of all openings. Where it is not possible to reliably estimate mentioned parameter μ , the value of internal coefficient c_{pi} should be adopted as the more onerous of +0.2 and -0.3. Internal and external pressures shall be considered to act together at the same time, and the worst combination shall be taken.

In some cases, such as canopies, free standing walls, parapets etc., unique, total net pressure coefficients $c_{p,net}$ should be used.

Force coefficients c_f are regularly used for: signboards, structural elements with different cross sections (rectangular, sharp edged, regular polygonal, circular), lattice structures and scaffoldings and flags.

External and internal aerodynamic coefficients, as well as wind load distribution for typical industrial building ($b/d/h=30/60/12$ m) with duopitch roof (with slope of 5°) are given in Fig. 6.

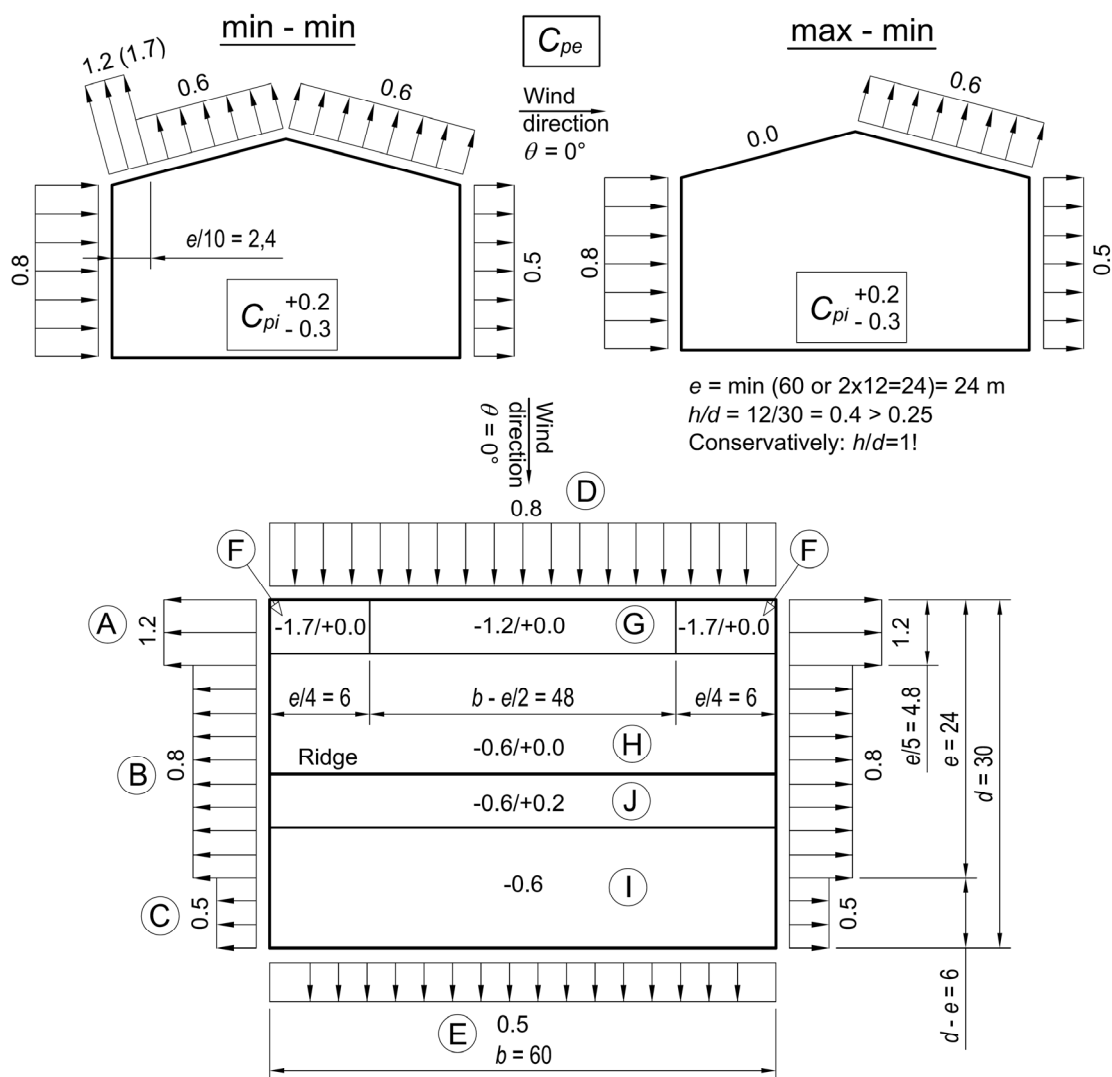


Fig. 6. External and internal coefficients for a typical industrial building [10]

6. COMPARATIVE ANALYSIS - EC vs. JUS(SRPS)

Comparing EC and JUS regarding wind actions, first important difference is in averaging time for basic wind velocity. Namely, fundamental basic wind velocity $v_{b,0}$ from EC is based on 10-minutes

averaging time, but JUS(SRPS) deal with one hour mean wind velocity $v_{m,50,10}$, so EC operates with higher wind velocity (about 8-10%). Only because of that, considering that wind velocity is main input data for calculation of wind actions that depends on square of wind velocity, intensity of wind pressures and forces are more than 20% higher (see results of numerical example given in Table 3 and Fig. 9 and Fig. 10). Also, EC gives possibility for adjustment of wind velocity through direction and season factors, what is not case in JUS(SRPS). It should be notice that return period of 50 years is the same in EC and JUS(SRPS).

Beside of that, there are five different terrain categories in EC (0, I, II, III and IV) instead of three (A, B and C) in JUS(SRPS). So, EC gives more possibilities for description of site location and more accurate results of wind analysis. Expressions for exposure factor are different: EC uses logarithmic function but JUS(SRPS) uses exponential function. Comparing the exposure factors, that are shown on Fig. 7, it can be observed that, despite of different nature of expressions, functions of exposure factors for default terrain categories (II and B) are very similar. Same situation is with turbulence intensity.

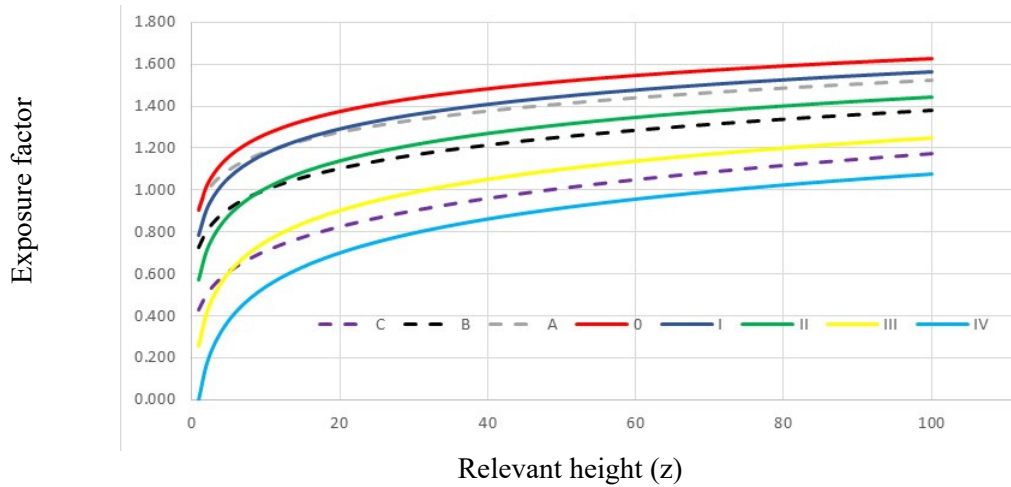


Fig. 7. Exposure factor for different terrain categories A, B and C (JUS) and 0, I, II, III and IV (EC)

Generally, algorithms for calculation of wind actions (forces or pressures) are similar. Some terms are different, as well as expressions for calculation of some intervals in different steps of calculation, but it can be shown that the final expressions are quite similar (see Table 2).

Wind velocity	
EC	$v_m(z) = v_{b,0} c_{dir} c_{season} c_{prob} c_r(z) c_o(z)$
JUS(SRPS)	$v_{m,T,z}(z) = v_{m,50,10} k_t k_T S_z K_z(z)$
External wind pressure on structure (for small rigid buildings - $c_s c_d = 1$)	
EC	$w_e(z) = \frac{1}{2} \rho (v_{b,0} c_{dir} c_{season} c_{prob} c_r(z) c_o(z))^2 [1 + 7I_v(z_s)] c_{pe}$
JUS(SRPS)	$q_w(z) = \frac{1}{2} \rho (v_{m,50,10} k_t k_T S_z K_z(z))^2 (1 + 6I_z B) C \quad (\text{for } g = 3.0)$
Wind force – general case ($c_s c_d \neq 1$)	
EC	$F_w = \frac{1}{2} \rho (v_{b,0} c_{dir} c_{season} c_{prob} c_r(z) c_o(z))^2 \left(1 + 2k_p I_v \sqrt{B^2 + R^2}\right) c_{pe} A_{ref}$
JUS(SRPS)	$F_w = \frac{1}{2} \rho (v_{m,50,10} k_t k_T S_z K_z(z))^2 \left(1 + 2g I_z \sqrt{B^2 + R^2}\right) C A$

Table 2. Comparison of main expressions from EC and JUS(SRPS)

Criteria for dynamically susceptible structures are essentially different in EC and JUS(SRPS). For dynamically susceptible structures (with $c_s c_d \neq 1$), EC proscribes additional calculation of structural factor $c_s c_d$ (see Eq. (16)), in accordance with Chapter 6 and Annex B. JUS(SRPS) has completely different procedure for calculation of dynamic coefficient G_z for structures that are susceptible to resonance (slender structures) and that are not (big rigid structures), as following:

$$G_z = 1 + 2g I_z B = 1 + 6 I_z B \quad (\text{for big rigid structures}) \quad (26a)$$

$$G_z = 1 + 2g I_z B \sqrt{1 + (R/B)^2} = 1 + 2g I_z \sqrt{B^2 + R^2} \quad (\text{for slender structures}) \quad (26b)$$

where g is gust factor, almost the same as the peak factor k_p from EC, see Eq. (19):

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \quad (27)$$

Basic expression for the peak velocity pressure $q_p(z)$, according to EC, includes certain dynamic amplification $(1+7I_v(z))$, that is similar to dynamic coefficient G_z for big rigid structures (buildings). On the other hand, if the criteria for simplified calculation of structural factor are not met, dynamic effects should be taken. In those cases final expression for wind force can be obtained replacing $c_s c_d$ in Eq. (15) with Eq. (16). Comparison of most important final expressions for wind analysis, such as wind velocity, wind pressure and wind force, according to EC and JUS(SRPS) is given in Table 2.

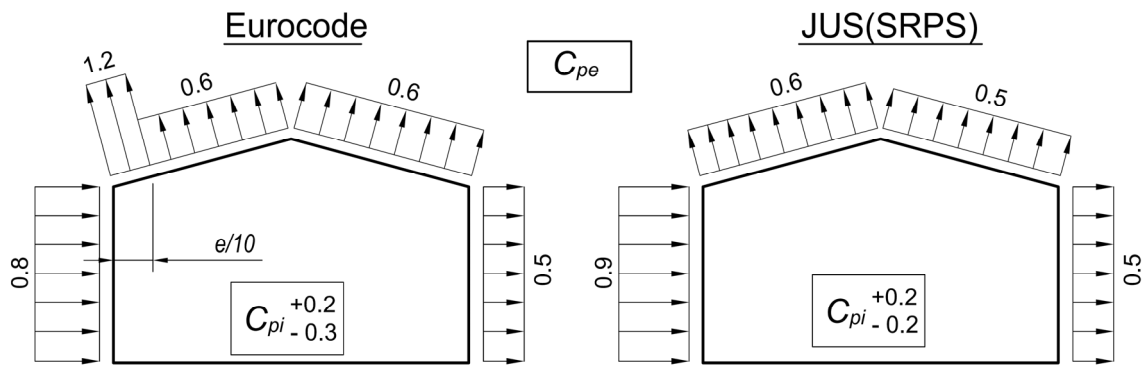


Fig. 8. Comparison of aerodynamic coefficients c_{pe} and c_{pi} for typical industrial building

It should also be noticed that there are some differences in aerodynamic coefficients. Eurocode provides aerodynamic coefficients for almost all usual types of buildings that can be met in engineering practice. In that sense, EC is more comprehensive than JUS(SRPS). Comparison of aerodynamic coefficients for simple industrial building is shown on Fig.8.

JUS(SRPS)	EC
Terrain category: B	Terrain category: II
Basic wind velocity	Fundamental and basic wind velocities
$v_{m,T,10}^B = 26 \text{ m/s}$ (averaging time 3600 s) $k_t = 1.0 \quad k_T = 1.0$ (for 50 years return period)	$v_{b,0} = k_t^B v_{m,T,10}^B = 1.6509 \cdot 600^{-0.0645} = 28.41 \text{ m/s}$ (averaging time 600 s) $v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 28.41 = 28.41 \text{ m/s}$
Orography factor: $S_z = 1.0$	Orography factor: $c_o(z) = 1.0$
Exposure factor (for $z = 12 \text{ m}$)	Exposure factor (for $z = 12 \text{ m}$)
$K_z(12) = \sqrt{b} (z/10)^\alpha = \sqrt{1} \cdot (12/10)^{0.14} = 1.026$	$c_r(12) = k_r \ln(12/z_0) = 0.19 \ln(12/0.05) = 1.041$

Mean wind velocity	Mean wind velocity
$v_{m,T,z} = k_t k_T K_z S_z v_{m,50,10}^B = 1 \cdot 1 \cdot 1.026 \cdot 1 \cdot 26 = 26.67 \text{ m/s}$	$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b = 1.041 \cdot 1 \cdot 28.41 = 29.59 \text{ m/s}$
Aerodynamic wind pressure	Peak velocity pressure
$q_{m,T,z} = \frac{1}{2} \rho v_{m,T,z}^2 = \frac{1}{2} 1.225 \cdot 10^{-3} \cdot 26.67^2 = 0.436 \text{ kN/m}^2$ $q_{g,T,z} = G_z q_{m,T,z} = 2.0 \cdot 0.436 = 0.872 \text{ kN/m}^2$ (for $G_z = 2.0$)	$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(12/0.05)} = 0.182$ $q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0.182] \frac{1}{2} 1.225 \cdot 10^{-3} \cdot 29.59^2$ $q_p(z) = 2.277 \cdot 0.536 = 1.221 \text{ kN/m}^2$

Table 3. Comparative analysis of wind pressure according to EN and JUS(SRPS) – Numerical example for simple industrial building ($h = 12 \text{ m} < 15 \text{ m}$, $c_s c_d = 1$)

Finally, differences in calculation of wind action on a typical industrial building according to EC and JUS(SRPS) are shown through numerical example. Results of calculation of wind actions are given in Table 3. Wind load layouts are shown in Fig. 9 and internal forces and moments are presented in Fig. 10.

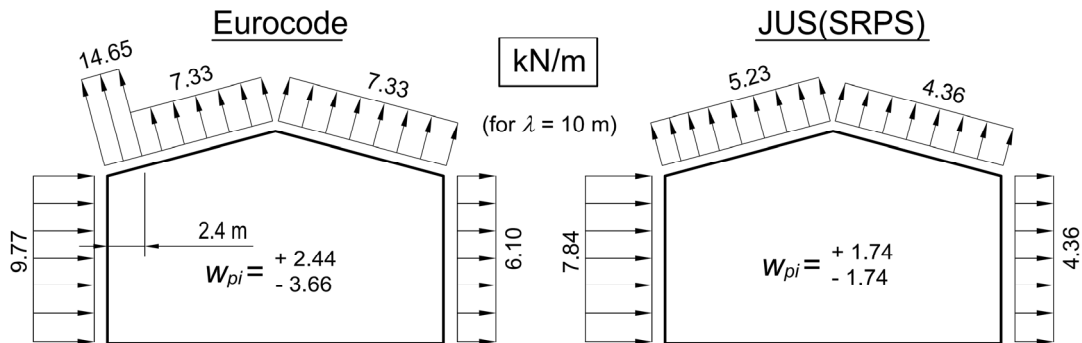


Fig. 9. Wind actions on industrial building – EN vs. JUS(SRPS)

Analyzing results of numerical example, it is obvious that final results of wind actions on structure (internal forces and moments) are significantly higher according to EC than JUS(SRPS). Maximal bending moment in beam-column is higher for 34% (503.9/377.3), axial forces in top and bottom chord of truss girder are higher for 50% (407.2/271.2) and 49 % (393.2/263.9), respectively (see Fig. 10).

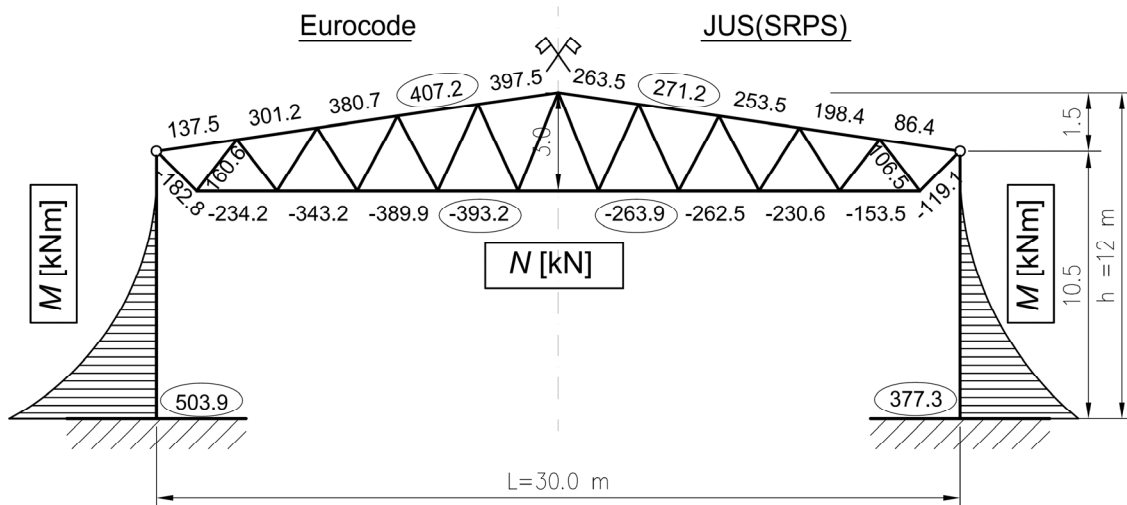


Fig. 10. Internal forces and moments due to wind actions on industrial building – EN vs. JUS(SRPS)

Also, it should be noticed that EC is based on limit state theory and partial safety factors, but JUS(SRPS) deal with allowed stresses for different design cases with unique safety factors. Because of that it is not easy to precisely compare final results of design according to these different codes. But, USL load combinations with wind action as dominant variable action give more unfavorable effects of wind actions than JUS(SRPS), especially in case of wind suction on roof girders.

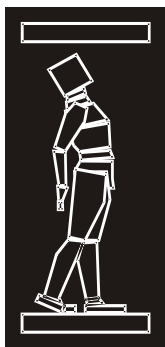
7. CONCLUSIONS

Eurocode is, without doubt, the most contemporary and the most comprehensive set of codes for civil engineering structures. But, in its part that deals with wind actions, as well as in some other parts, there are some shortcomings and inconsistencies. Speaking about wind actions, one of the biggest problems is huge number of clauses in which National choice is allowed (even 65). Also, leading European countries (Germany, France and UK) had very different approaches in process of adoption of Nationally Defined Parameters (NDPs). Beside of that, Annexes of EN 1991-1-4 are quite discussible and even unreliable, so most of them are not recommended for using or have only informative status, without clearly defined alternatives. Rules for design of wind action on slender structures (towers, masts and chimneys) and their dynamic response, as well as criteria for application of multimodal dynamic analysis, are not given in basic standard for wind actions [1], but in part of Eurocode for steel structures EN 1993-3-1 [2], which is not logical. However, hope remains that observed shortcomings and inconsistencies will be corrected in new generation of Eurocode that is intended to be published at the end of 2020.

Regarding previous Yugoslavian codes, they were, generally very similar to Eurocode, as it has been shown in this paper, but they gave importantly lesser intensity of wind effects on structures than Eurocode. Main reason for that is one-hour averaging time for wind velocity and smaller values of aerodynamic coefficients. If some inconsistencies regarding choice of aerodynamic coefficients and big changes of wind actions for slender structure with ratio $(R/B)^2$ close to 0.5, as well as some discussible wind velocities (for example for Novi Sad) are excluded, these codes can be considered quite correct, especially for the time when they have been published (1991.).

REFERENCES

- [1] Eurocode 1: Action on structures, Part 1-4: Wind actions (EN1991-1-4: 2005 + A1:2010, Incorporating corrigendum July 2009 and January 2010)
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures, Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts (EN 1993-3-1:2006 incorporating corrigendum July 2009)
- [3] SRPS EN 1991-1-4/NA: Dejstva vetra - Nacionalni prilog. 2017.
- [4] SRPS U.C7.110: Osnove proračuna građevinskih konstrukcija – Opterećenje vetrom – Osnovni principi i osrednjeni aerodinamički pritisak, 1991.
- [5] SRPS U.C7.111: Osnove proračuna građevinskih konstrukcija – Opterećenje vetrom – Dinamički koeficijent i aerodinamički pritisak vetra, 1991.
- [6] SRPS U.C7.112: Osnove proračuna građevinskih konstrukcija – Opterećenje vetrom – Opterećenje vetrom zgrada, 1991.
- [7] SRPS U.C7.113: Osnove proračuna građevinskih konstrukcija – Opterećenje vetrom – Opterećenje vetrom ostalih građevinskih konstrukcija osim zgrada, 1991.
- [8] Peter Sachs: Uticaj vetra na konstrukcije, prevod sa engleskog S. Brčić, Građevinska knjiga, Beograd 1986.
- [9] Z. Marković, D. Buđevac, J. Dobrić: Dejstvo vetra na konstrukcije prema Evrokodu / 6. naučni skup Savremena teorija i praksa u graditeljstvu / 15-16 april 2010. Banja Luka / N.I.G.D, Banja Luka, ISBN 978-99955-630-5-9 COBISS.BH-ID 1426968, Banja Luka 2010. str. 25-42.
- [10] Z. Marković: Granična stanja čeličnih konstrukcija prema Evrokodu / Akademski misao i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd 2014 / ISBN 978-86-7466-510-7 (AM) COBISS SR-ID 208502284/ Dedraplast, Beograd/ 477 str.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Мирослав НАСТЕВ¹

ИНТЕРАКТИВНА ИНТЕРНЕТ АПЛИКАЦИЈА ЗА ОЦЕНКА НА НЕГАТИВНИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ОД ЗЕМЈОТРЕСИ И ПОПЛАВИ

РЕЗИМЕ

Презентирани се етапите во развој на интерактивна интернет апликација за оценка на ризици од земјотреси и поплави. Апликацијата е дизајнирана на начин што им овозможува на користниците брзо и лесно да егзекутираат сценарија за кои инаку би биле потребни комплексни математички модели и експертско познавање на проблематиката. Анализата започнува со определување на истражната област, на параметри потребни за определување на hazardот, на градежниот фонд изложен на тој hazard и на моделите на повредливост на конструкциите и внатрешната опрема во функција од интензитетот на hazardот (влезно спектрално забрзување или длабочина на вода). Се очекува резултатите да се користат за припрема на акциони планови за ублажување на негативните последици и за оперативна обука.

Клучни зборови: земјотреси, поплави, оценка на негативни последици, функции на повредливост, градежен фонд.

Miroslav NASTEV¹

A WEB-BASED APPLICATION FOR INTERACTIVE SEISMIC AND FLOOD RISK ASSESSMENT

SUMMARY

Ongoing work on an interactive web-based application envisaged as a hub for seismic and flood risk assessment is presented. The application is designed to allow non-expert users from the public safety community to run otherwise complex risk scenarios at a 'press of a button'. The analysis runs through a simple selection process based on intuitive step-by-step prompts which begin with determination of the study area, hazard parameters (shake-maps for probabilistic, historic, and what-if scenarios), inventory of assets at risk (building structural types, occupancy and economic value) and vulnerability (fragility curves as a direct function of the hazard intensity). It is expected that the combination of the ready-to-use information and the user-friendly visual web-environment will further promote the use of knowledge in preparation of mitigation and emergency action plans and for operational training.

Keywords: earthquakes, inundations, risk assessment, fragility curve, building inventory

¹ Research scientist, Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, Quebec City, Canada
miroslav.nastev@canada.ca

1. INTRODUCTION

Disastrous extreme weather events and geological hazards happen all over the world every single year. In the last decades, a threefold increase in the occurrence of extreme natural hazard events was observed accompanied by approximately sixfold increase in associated economic damages (UN 2016). The ever increasing trends and almost continuous occurrence of disasters represent a major challenge to societies worldwide. Local governments seem often not adequately prepared should they face the occurrence of natural hazards and the often limited disaster management resources are generally planned to match the more frequent low magnitude events. In addition, threats posed by extreme events still seem remote to many people living in hazard prone areas. Such situation underlines the need to increase the public awareness and the necessity for more effective mitigation, preparedness and emergency response measures.

Disastrous events happen and if not adequately addressed the loss of life and property can be enormous. The natural hazard risk assessment process is central to the planning of the mitigation, preparedness and emergency response measures. Numerous computer models are available for natural hazard risk analyses, e.g., Kalypso (Belger et al 2009), Hazus (FEMA 2012), OpenQuake (GEM url), CAPRA (ERN-AL url), InaSAFE (AIFDR url), RiskSCAPE (NIWA and GNS url), etc. Although technologically sophisticated, these programs are intended, first of all, for use by a small number of technical and scientific experts. Regardless of how comprehensive these tools are, they can hardly be fully adapted for the Canadian hazard and exposure settings. In addition, they usually involve intensive data preparation and processing of the results and are therefore ill-suited for application by the broader non-expert public safety community (Nastev et al 2017). As such, communicating natural hazard risk to local end users so that they indeed understand their exposure and vulnerability represents an outstanding challenge.

Knowledge of exposure and vulnerability is the first prerequisite to any mitigation initiative. To meet the pressing demands of Canadian municipalities and other levels of governments to perform multi-hazard risk assessment, the Geological Survey of Canada (GSC) has proposed web-based tools with the specific objective to bridge the current communication barriers between risk experts and decision makers within the public safety community. GSC has partnered with federal and provincial / territorial departments, municipalities and academia to work jointly on the development of standardized methods and tools for seismic and flood risk assessment and to promote their understanding, acceptance and widespread usage. The focus was put on the user friendly web-application which can run by a simple 'push of the button' in an acceptable amount of time. This paper describes part of the ongoing activities addressing the needs of the non-expert public safety community. An example of seismic risk assessment of the Montreal region is given at the end.

2. RISK ASSESSMENT PROCESS

The natural hazard risk assessment process generally involves the quantification of three major components: natural hazard in question, inventory of assets at risk (exposure), and vulnerability. The seismic hazard is defined with the intensity of the expected earthquake motion at a particular location and over a given time period. Similarly, the flood hazard is defined with the water level or depth of water which can be expected at a given location and given return period. The assets at risk are the buildings, various infrastructures and population present in the affected area. The vulnerability represents the physical, economic and social susceptibility or predisposition to damage defined by the expected degree of damage and loss that would result under different intensities of the natural hazard.

2.1. Natural hazard

In the proposed web-application, the focus is on rapid state-of-the-art methods for both seismic and flood risk assessment in a user friendly web environment. The seismic and flood hazard scenarios are modelled as probabilistic scenarios with a given return period, as recorded historic events, and as deterministic what-if scenarios developed interactively by the user.

The current National Building Code of Canada - NBCC 2015 (NRC 2016) probabilistic seismic shake-maps for spectral accelerations with return periods of 100, 250, 500, 750, 1000, 1500, 2000 and 2475

years will be embedded together with several well documented historic events, e.g. the 1988 M5.9 Saguenay earthquake. The what-if seismic scenarios allow users to elaborate own deterministic scenarios in and around the study area with minimum input requirements through a series of intuitive menus and step-by-step prompts. An algorithm has been developed with a shake-map generation capacity for earthquake events with user specified magnitude, depth and epicentral coordinates, and a simple fault geometry (point source or finite fault). A few ground motion prediction equations GMPE are applied to model the attenuation processes with distance (Boore and Atkinson 2008, Akkar and Boomer 2010, Atkinson and Adams 2013). The ground motion for the reference site conditions is corrected for the local soil conditions with the amplitude dependent and frequency-dependent site amplification factors with respect to the shear-wave velocity of the top 30 m as defined by the NHERP (1994), or by amplification embedded in the respective GMPE.

The flood hazard, a crucial and often limiting factor in flood risk assessment, is defined based on existing provincial flood-maps with return a period of 5, 20 and 100 years. In Canada, the 100-year flood event is considered as the Regulatory Flood but some provinces consider more-severe events with a return period of up to 500 years. The Regulatory Flood is used to establish policies specific to development in the floodplain. Historic floods will be provided in the database, e.g. the 2011 Richelieu flood. For what-if flood scenarios the floodplain extent will be generated based on the precomputed flood-maps and respecting the river discharge rate. The respective flood-depth grid is obtained as a subtraction between the floodplain and the digital elevation model which considers the configuration of the river channel. The method will enable what-if flood scenarios to be elaborated by simply selecting the desired floodwater level at a given point within the study reach.

To run the reduced complexity what-if hazard scenarios, the user are prompted to:

- (i) Earthquakes: select the location of the earthquake epicenter by clicking on the interactive map and assign a given magnitude (Nastev et al 2017), or
- (ii) Floods: select floodwater level at the referenced stream-gage or at a given point (building) within the study reach for automatic generation of constant discharge or OD (uniform horizontal or inclined) flooded water surfaces; select a watershed, precipitation rate and local runoff conditions for hybrid 1D/2D cell storage modelling (Poulin et al 2012, McGrath et al 2014)

2.2. Inventory of assets at risk

The inventory database consists of information on the occupancy (residential, commercial, industrial, governmental, educational, etc.), structural type (wood, concrete, steel, masonry, design year, basement type, foundation type, etc.) and economic value. Due to the similarity of the construction practices in the U.S. and Canada, the generic structural types and parameters applied in Hazus are retained in the analyses (FEMA 2012). They were further optimized to decrease the computation time.

A standard and relatively coarse inventory of the exposed buildings is provided to users as a first-hand option. However, building and maintaining an accurate nation-wide inventory of local assets under the current rapid development conditions in major urban centers represents an unrealistic task. In addition, the flood risk scenarios involve computation of negative impacts on building-by-building basis, i.e. require inventory accuracy at the building level. Users will therefore be provided with the option to modify the embedded database and/or to build their own local inventories. Project partners will be encouraged to develop detailed inventory databases for local and urban scale risk assessments. To this end, guidelines were prepared on how to translate the detailed property assessment information existing in municipal databases into occupancy and structural categories used in the analyses (Nollet et al 2013)

2.3. Vulnerability

The recently developed and validated algorithms are used to assess the negative impacts from both earthquake and flood hazards. Central to the vulnerability modelling is the concept of vulnerability (damage) curves. At a given location and for a given structural type, they compute the potential impacts as a direct function of the hazard intensity at that location (intensity of the ground motion, flood depth). In the case of earthquakes, the shaking intensity is determined with spectral accelerations $Sa_{0.3sec}$ and $Sa_{1.0sec}$ (Porter 2009, Abo-El-Ezz et al 2013 and 2014). These spectral accelerations fully define short

and long periods of vibration of buildings and the simplified 5% damped elastic response spectrum for a given seismic scenario (magnitude, distance) including local site conditions. Typical damage curves and respective damages are given in Fig. 1.

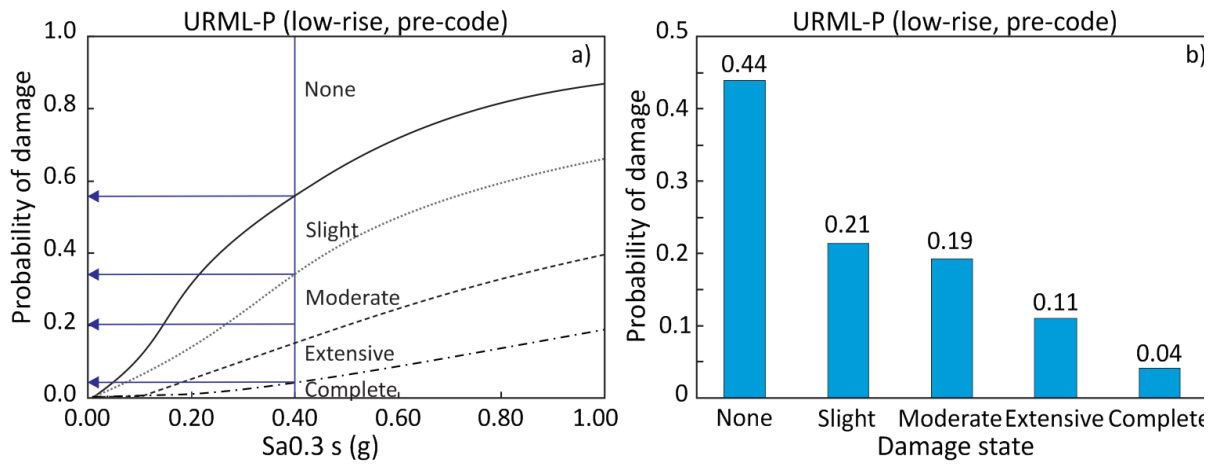


Fig. 1. Examples of a) closed form fragility curves conditioned to spectral acceleration at 0.3 seconds ($Sa_{0.3}$) for low-rise unreinforced masonry buildings (URML), and b) damage state probabilities for seismic scenario with $Sa_{0.3}=0.4g$.

Similarly, the most common and internationally accepted method for assessment of urban flood damage is through the use of water depth related fragility functions (depth-damage curves). Depth-damage curves, at a minimum, require two inputs, namely the occupancy classification of the building and the depth of flooding (Figure 2). The output is an estimate of the damage, expressed generally as a percentage of damage or economic loss as percentage of the replacement cost (Table 1, Fig. 2). Depth-damage functions may be developed separately for structural or load-bearing components; for contents (e.g.: interior furniture, art, appliances, etc.); and for inventory in place (e.g.: commercial stock McGrath 2017).

Single residential building	Water depth (m)	Building value (\$)	Damage (%)	Damage (\$)	Content - 50% of bldg. (\$)	Damage (%)	Damage (\$)	Total economic loss (\$)
no basement	1	200,000	22.84	45,680	100,000	20.6	20,560	66,240
with basement	2	300,000	40.8	122,400	150,000	36.4	54,540	176,940

Table 1. Flood damage computation

Once developed as functions of the hazard intensity, fragility curves represent a powerful instrument for rapid risk assessment.

2.4. Negative impacts

The results of the risk analysis process consist of visual and quantitative outputs of a range of potential negative impacts. The earthquake damage to structures and their contents is defined with the probability of a given damage state: none, slight, moderate, extensive and complete damage. On the other hand, only one damage state is assumed for a given water depth. The direct economic losses are expressed in dollar amounts, needed to reconstruct the damaged structure/content and remove the debris generated by the disaster. Social losses consist of number of injuries requiring attention, injuries requiring hospitalization, life threatening injuries, fatalities, shelter needs, and displaced population. Injuries and fatalities are computed only for seismic scenarios when a sixth damage state, collapse, is confirmed.

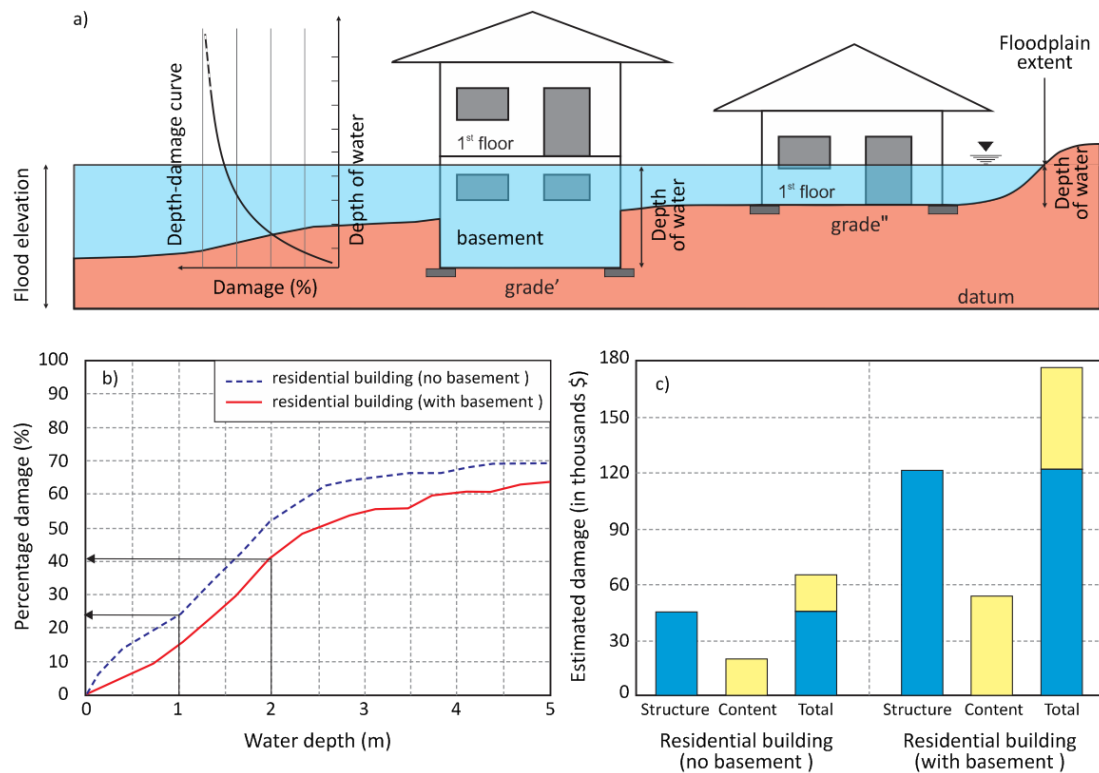


Fig. 2. Schematic presentation of a) the hazard parameters for a typical residential house with and without a basement, b) respective depth-damage functions, and c) flood damage assessment.

3. EXAMPLE SEISMIC SCENARIO

To demonstrate the potential capabilities of the proposed web-application, a prototype illustrating a seismic risk scenario has been built that is discussed herein. The work on the System Requirements Specification and the System Design documentation for the application is in the final stage of development. The programming of the beta version is underway using the Java programming language and PostgreSQL database as the back-end (interface between the user and the data access layer). The interactive web-application will be freely accessible via internet, with no need for any commercial software or advanced GIS (geographic information system) or engineering knowledge. To this end the Federal Geospatial platform will be used to provide a link to the application in line with Canada's Action Plan on Open Government.

The example presented in Figure 3 considers a Montreal magnitude M7.25 scenario about 30 km from the downtown area. This scenario is comparable to the NBCC 2015 probability of exceedance of 2% in 50 yr. The web-application starts with an interactive window requesting the user to select the hazard type (Fig. 3a). For deterministic what-if seismic scenarios, the user is prompted to select the epicenter of the scenario and assign the desired magnitude (Fig. 3b). Recommended reasonable what-if scenarios for Eastern Canada are those obtained with deaggregation of the national hazard map: about M6 with 10-15 km distance from downtown, and M7.25 with 25-35 km distance from downtown. The latter will be the maximal magnitude allowed by the application. The minimal distance allowed is 10 km for M6 and 15 km for M7.25.

The software automatically computes the study area as a function of the magnitude. In this case, the risk analysis was carried out for a radius of about 45 km around the epicenter (Fig. 3c). In the final version, the user will be able to select/deselect census blocks for which the earthquake negative impacts will be determined. The application automatically generates the inventory of buildings in the selected study area (Fig. 3c). The inventory consists of population and number, type and occupancy of buildings aggregated at the census tract level. By clicking on the screen, the user will be able to verify the inventory for each census tract, to modify it if necessary or to introduce their own values, and to save it for further use.

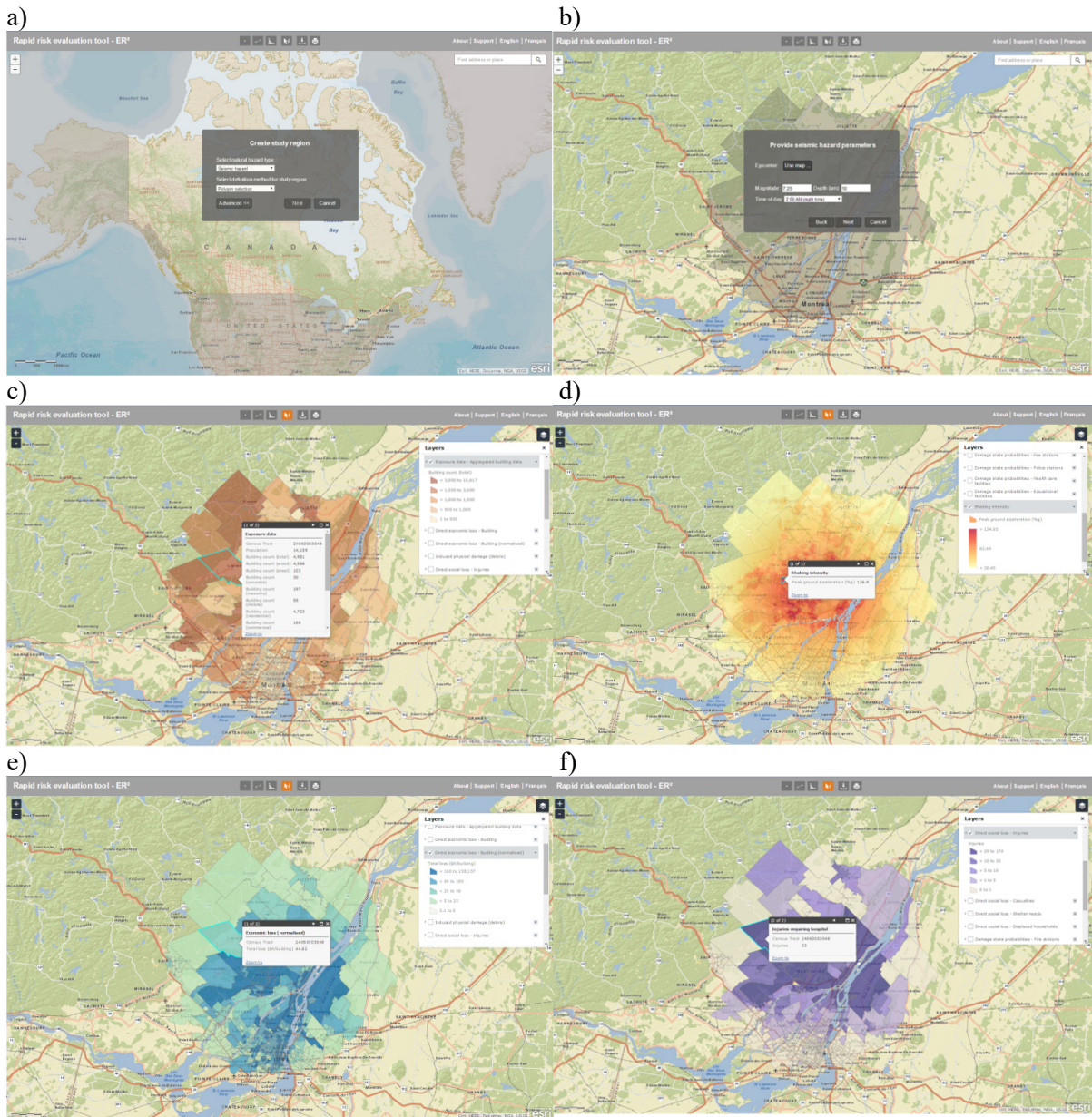


Fig. 3. Prototype of the web-application: a) opening window allowing the selection of the desired hazard, b) selecting the epicentral coordinates, depth and magnitude of the seismic scenario, c) considered study area with the provided inventory, d) shakemap: peak ground acceleration for the M7.25 scenario, e) normalized economic loss per building per census tract, and f) injuries requiring hospitalization per census tract.

The next step in the analysis is the computation of the shake-maps for the selected scenario. The example shake-map shown in Fig. 3d applies the AA13 GMPE (Atkinson and Adams 2013) to obtain the spatial distribution of the peak ground acceleration for a point source scenario. Respective vulnerability curves are then applied to directly correlate the expected structural and content damage to the seismic parameters of the shake-maps. The economic losses are calculated analytically from the level of the occurred damage. Injuries and fatalities are computed empirically assuming the population distribution by structure type and time of day as non-structural parameters in casualty estimations (10am, 5pm, and 2am). The mean fatality rate is estimated according to the expected collapse rate by structural type, which represents additional damage state not explicitly shown in Fig. 1a.

4. CONCLUSION

An interactive web-based application is proposed for a user-friendly multiple hazard risk assessment applicable across Canada. The web-application will combine seismic and flood hazard information, inventory of assets at risk and vulnerability models to compute the potential negative impacts. The analysis will run through a series of intuitive step-by-step prompts which begin with establishing location and hazard type, before requiring user input details of the event to simulate. The application will be freely accessible through the internet with no need for any commercial software or advanced engineering knowledge.

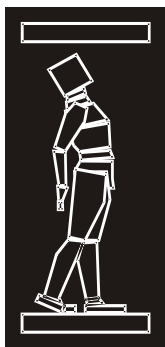
To date, the work on the System Requirements Specification and the System Design documentation of the application is in the final stage of development. Prototype seismic scenarios have been run and are being validated against Hazus results to verify the integrity and accuracy of the results. The flood hazard simulations will be the next key component to build and test. The prototype will be tested over a number of scenarios before acceptance and publishing of the web application for widespread use.

The application is primarily intended for use by the non-expert public safety community and is envisaged as a hub for earthquake and flood hazard and risk assessment in Canada. The range of available natural hazards could be increased in the future maintaining the same modular framework. It will enable users to conveniently combine the provided ready-to-use information in order to create various risk scenarios for quantification of negative impacts, preparation of appropriate emergency and mitigation plans and for operational training. Running otherwise complex risk scenarios in a friendly visual environment will offer a direct communication and understanding of their own exposure and vulnerability to local end users.

REFERENCES

- [1] Abo-El-Ezz, A., Nollet, M-J, Nastev, M. (2013). Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(1): 87-97.
- [2] Abo-El-Ezz, A., Nollet, M-J, Nastev, M. (2014). Methodology for rapid assessment of seismic damage to buildings in Canadian settings. Geological Survey of Canada Open File 7450, Ottawa, 41 p.
- [3] AIFDR (Australia-Indonesia Facility for Disaster Reduction), url. InaSAFE Indonesia Scenario Assessment for Emergency. Jakarta, Indonesia (<https://github.com/AIFDR/inasafe>), accessed June 15, 2017.
- [4] Atkinson G.M. and Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal Civil Engineering*, 40: 988-998.
- [5] Belger, G., Haase, M., Jung, T. and Lippert, K. (2009). A GIS based platform for environmental and water resources modelling – Kalypso open source. *GEO Informatics Magazine for surveying, mapping and GIS professionals*, March 2009, 36-39.
- [6] Boore, D.M. and Atkinson, G.M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24, 99-138.
- [7] ERN-AL - Natural Risk Evaluation - Latin America, url. CAPRA Probabilistic Risk Assessment Initiative. (http://www.ecapra.org/sites/default/files/software/Setup_ERN-Inundaci%C3%B3n%20v2.1_100812.rar), accessed June 15, 2017.
- [8] FEMA (Federal Emergency Management Agency). (2012). Hazus-MH 2.1 – Earthquake Model User Manual. Washington, D.C., 863 p.
- [9] GEM (Global Earthquake Model) url. OpenQuake Platform. Pavia, Italy (<https://github.com/gem/oq-platform>), accessed June 15, 2017.
- [10] McGrath, H., Stefanakis, E. and Nastev, M. (2014). Sensitivity Analysis of Flood Damage Estimates: A Case Study in Fredericton, New Brunswick. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 14: 379-387.
- [11] McGrath, H. (2017). Web-based flood risk assessment – Rapid, user friendly tools leveraging

- open data. PhD thesis, University of New Brunswick, Canada, 150 p.
- [12] Nastev, M., Nollet, M.J., Abo El Ezz, A., Smirnoff, A., Ploeger, S.K., McGrath, H., Sawada, M. and Stefanakis, E. (2017). Methods and tools for natural hazard risk analysis in Eastern Canada – Use of knowledge to understand vulnerability and implement mitigation measures. *Natural Hazards Review*, American Society of Civil Engineers ASCE, 18(1): 1535-1543.
 - [13] NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program). (1994). Recommended provisions for seismic regulations of new buildings: Part 1, provisions. FEMA 222A, National Earthquake Hazard Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
 - [14] NRC (National Research Council of Canada). (2016). National Building Code of Canada - NBCC 2015. Ottawa, Ontario
 - [15] NIWA (National Institute of Water and Atmospheric Research) and GNS (Geological and Nuclear Science). RiskSCAPE. Christchurch, New Zealand (<https://riskscape.niwa.co.nz/>), accessed June 15, 2017.
 - [16] Nollet, M.J., Désilets, C., Abo-El-Ezz, A. and Nastev, M. (2013). Approche méthodologique d’inventaire de bâtiments pour les études de risque sismique en milieu urbain: Ville de Québec, Arrondissement La Cité – Limoilou.” Geological Survey of Canada Open File 7260, 103 p.
 - [17] Poulin, J., Chokmani, K., Tanguy, M. and Bernier, M. (2012). Cartographie dynamique du risque d’inondations en milieu urbain. Institut national de la recherche scientifique – INRS Research Report #R1428, Quebec, 59 p.
 - [18] Porter, K.A. (2009). Cracking an open safe: Hazus vulnerability functions in terms of structure independent spectral acceleration. *Earthquake Spectra*, 25, 361–378.
 - [19] UN (United Nations). 2014. Measuring Vulnerability to Natural Hazards Towards Disaster Resilient Societies (Second Edition). Birkmann J. Editor, United Nations University Press, 509 p.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

IP - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Кианг ХУ¹, Мери ЦВЕТКОВСКА²

ТЕСТОВИ НА ЗАПАЛИВОСТ НА РАЗЛИЧНИ ВИДОВИ XPS ИЗОЛАЦИЈА

РЕЗИМЕ

Два типа на XPS панели најчесто се користат како надворешен систем за изолација во Кина. Едниот е со сива боја и со густина 37.8 kg / m^3 , означен како XPS-сив. Другиот е со црвена боја и со густина $52,6 \text{ kg / m}^3$, означена како XPS-црвен. Овие два типа на XPS беа тестирани на различни тестови за да се дефинира однесувањето на пожар. Резултатите презентирани во овој труд се добиени од MCC тест (микроскалиран тест за мерење на ослободена енергија при согорување), додека вториот е Конусен калориметриски тест. И двата теста се спроведени во Кина и утврди се: брзината на ослободување на топлина по единица површина, времето на палење и минималниот топлински проток потребен за запалување на тест примероците. Главниот заклучок е дека, од аспект на пожарен ризик, сивиот XPS подобро се однесува од црвениот XPS.

Клучни зборови: запаливост, пожарна безбедност, конусен тест, MCC тест, изолација, XPS

Qiang XU¹, Meri CVETKOVSKA²

FLAMMABILITY TESTS FOR DIFFERENT TYPES OF XPS INSULATION

SUMMARY

Two kinds of XPS foam panels are commonly used as exterior insulation finishing system in China. One is with grey color and a density of 37.8 kg/m^3 , which is labeled as XPS-grey. The other one is with red color and a density of 52.6 kg/m^3 , which is labeled as XPS-red. These two types of XPS were tested on different scale tests to define the fire behavior of XPS. The test results presented in this paper are derived from MCC tests in State Key Lab of Fire Safety Science, China, and cone calorimetry tests in Qingdao University of Science and Technology, China. With both tests the heat release rate per unit area, ignition times, and the derived minimum igniting heat fluxes were determined. The main conclusion is that, from the aspect of fire hazard, red XPS foam is more dangerous than the grey XPS.

Keywords: flammability, fire safety, cone test, MCC test, insulation, XPS

¹ Prof. PhD, School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210014, China, kentqxu@hotmail.com

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Fire on the façade of tall buildings has been recognized as one of the main risks during urbanization procedure not just in developing countries, but also in developed countries, such as the Grenfell Tower fire that killed 79 in London UK June 23, 2017, the horrific blaze on China Central TV building in Beijing China 9 Feb. 2009. Besides the heavy losses (including lives and property) of this kind of fire, a huge sense of panic was brought to urban residents. Insulate materials inside the façade is the main burning matters during the fire, and its chemical and physical behavior led to the rapid spread of fire. The flammability of insulate materials is a popular topic in international fire research association.

Fire test facilities of different scales have been used in evaluating flammability and fire behaviors of insulate materials. Microscale combustion calorimetry (MCC) and cone calorimetry are the mostly used facilities in microscale and bench scale fire test.

In order to improve the reliability and the acceptability of the measurement results, round robin tests have been carried out among fire research institutes and laboratories. Two kinds of extruded polystyrene (XPS) foam are tested by our research group using two sets of MCC and cone calorimeter. First stage test results were presented in the paper (Xu, 2017) of Journal Thermal Analysis and Calorimetry, in which the MCC tests were conducted in VTT Technical Research Center of Finland and cone calorimetry tests were conducted in State Key Lab of Fire Safety Science, China. The test results of the same materials presented in this paper are derived from MCC tests in State Key Lab of Fire Safety Science, China, and cone calorimetry tests in Qingdao University of Science and Technology, China.

2. MCC TEST

MCC tests were conducted with a Govmark MCC-2 at the State Key Lab of Fire Safety Science, China. The tests followed the “Method A” (ASTM, 2013) procedure of the MCC. From the “Method A” procedure, the maximum heat release rate (HRR) per unit mass, onset temperature, temperature at maximum HRR per unit mass, total heat release, heat release capacity, and oxygen concentration at maximum heat release rate may be determined.

In the tests, 5 heating rates, 10, 20, 30, 50, and 100K/min, were selected. Specimen mass was controlled around 1.5 mg. For the high heating rate, the lowest oxygen concentration level was monitored.

Two kinds of XPS foam panel were commonly used as exterior insulation finishing system in China. One is with grey color and a density of 37.8kg/m³, which is labeled as XPS-grey. The oxygen index as measured by ASTM2863 is 20.5%. Specimen was taken from the foam panel. The specimens were prepared in three groups with nominal specimen masses of 1.50, 2.50, and 3.50mg. The other one is with red color and a density of 52.6 kg/m³, which is labeled as XPS-red. The oxygen index as measured by ASTM2863 is 19.3%. The specimens were also prepared in three groups with nominal specimen masses of 1.00, 1.50, and 2.00mg.

3. CONE TEST

A cone calorimeter is one of the widely used devices to study the fire behavior of small samples of various materials in condensed phase. It is regarded as a bench scale facility used in the field of fire safety engineering. It provides flammability parameters of the tested material in the form of ignition time, mass loss, combustion products, heat release rate and other parameters associated with its burning properties. The principle for the measurement of the heat release rate is based on the gross heat of combustion of any organic material is directly related to the amount of oxygen required for combustion. In cone calorimeter test, small sample 100mm×100 mm is exposed to a conical shape of the radiant heater that produces a nearly uniform heat flux to determine its flammability. Many models have been developed to classify the flammability based on the cone test results. The method has been designated ASTM E 1354, ASTM D 5485, CAN/ULC-S135, ISO 5660-1, NFPA 271 by different organizations.

Cone calorimeter tests were carried out with the cone calorimeter in the Qingdao University of Science and Technology, China. All test specimens were wrapped in aluminum foil with the upper surface uncovered, put into a specimen-holder and exposed in the horizontal orientation. Specimens were packed to the appropriate test level height using Kaowool ceramic fiber. The specimen-holder's edge

frame retains the specimen as allowed in the standard ISO 5660-1(ISO, 2002). The edge frame reduces the test surface area to 0.008848 m², and this is the area used in calculations. The nominal exhaust system flow rate for all tests was 0.024 m³/s. Triplicate specimens of each XPS were tested under 17, 25, 35, and 50kW/m² incident heat flux respectively.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1. MCC test results

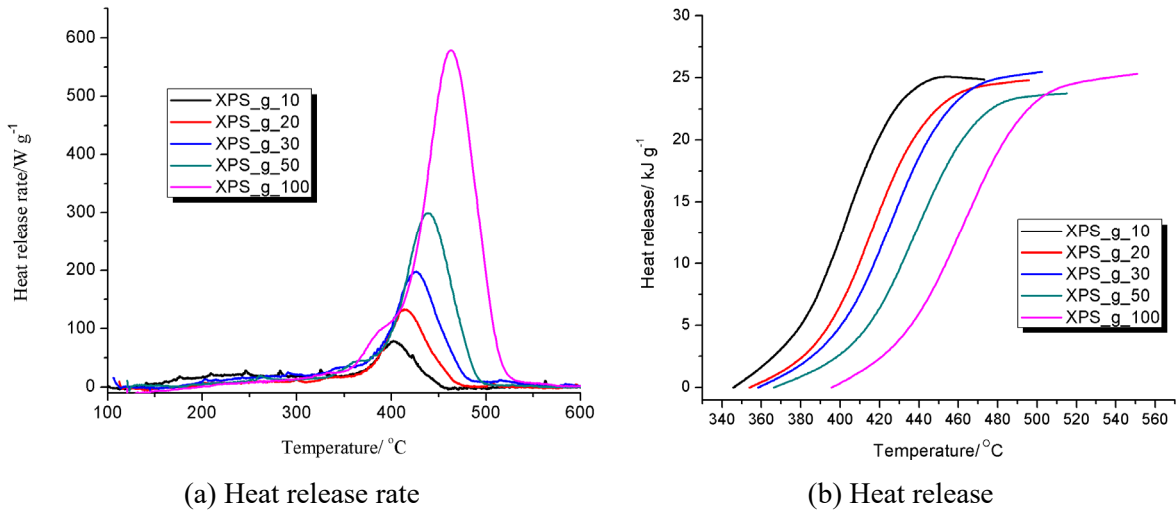


Fig.1 MCC results of XPS_g

The HRR curves obtained from the MCC tests for the grey color XPS are illustrated in Fig.1. The heat release of the sample which derived from integration of HRR curves are also shown in Fig.1. The same is done to the red color XPS, and the results are illustrated in Fig.2.

Red XPS has much higher HRR than that of grey one. The temperature ranges of the red XPS at all heat rates are narrower than those of grey XPS. Typical parameters derived from HRR curves are listed in Table 1.

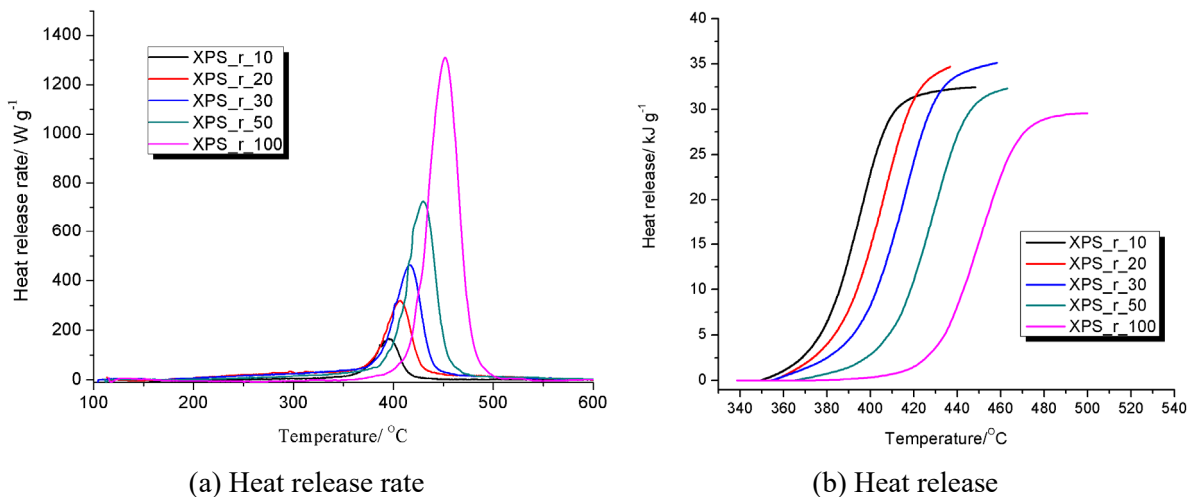


Fig.2 MCC results of XPS_r

Sample label	HRC / J/g°C	pHRR / W/g	THR / kJ/g	T _{pHRR} / °C	T _{up5} / °C	T _{down5} / °C
XPS_g_10	474.6	79.1	24.9	402	346	473
XPS_g_20	399.0	133.0	24.8	413	354	496
XPS_g_30	395.4	197.7	25.5	426	358	502
XPS_g_50	359.5	299.6	23.8	438	366	515
XPS_g_100	347.1	578.5	25.3	463	396	551
XPS_r_10	990.0	165.0	32.5	396	349	448
XPS_r_20	959.1	319.7	34.7	406	356	443
XPS_r_30	928.4	464.2	35.1	417	361	458
XPS_r_50	870.6	725.5	32.3	430	379	467
XPS_r_100	785.9	1309.8	29.6	452	405	500

T_{pHRR} temperature of peak heat release rate, T_{up5} temperature of 5% peak heat release rate in rising stage, T_{down5} temperature of 5% of peak heat release rate in declining stage.

Table 1. Typical data obtained from MCC

4.2. Cone test results

There was no ignition for both XPS foams at the incidence heat flux of 17 kW/m². HRR curves obtained from cone calorimeter tests are shown in Fig.3 and Fig.4. The minimum ignition heat flux for each foam is derived by Janssens' method (Janssens, 1993), 21.83kW/m² for grey XPS (shown in Fig.3), and 21.12kW/m² for red XPS (shown in Fig.4). That's why the XPS foams could not be ignited at 17kW/m². Typical parameters obtained from the tests are listed in Table 2. Both the foams have close ignition time at incidence heat flux of 35 and 50 kW/m², but the ignition time of red XPS is much shorter than that of grey XPS at 25 kW/m².

Above analysis illustrates that both of these two kinds of XPS foam are combustible, red XPS foam is more dangerous than the grey one in fire hazard. For the round robin analysis, the group of cone test curves have difference shape and peaks with those in another group conducted on different cone calorimeter (Xu, 2107).

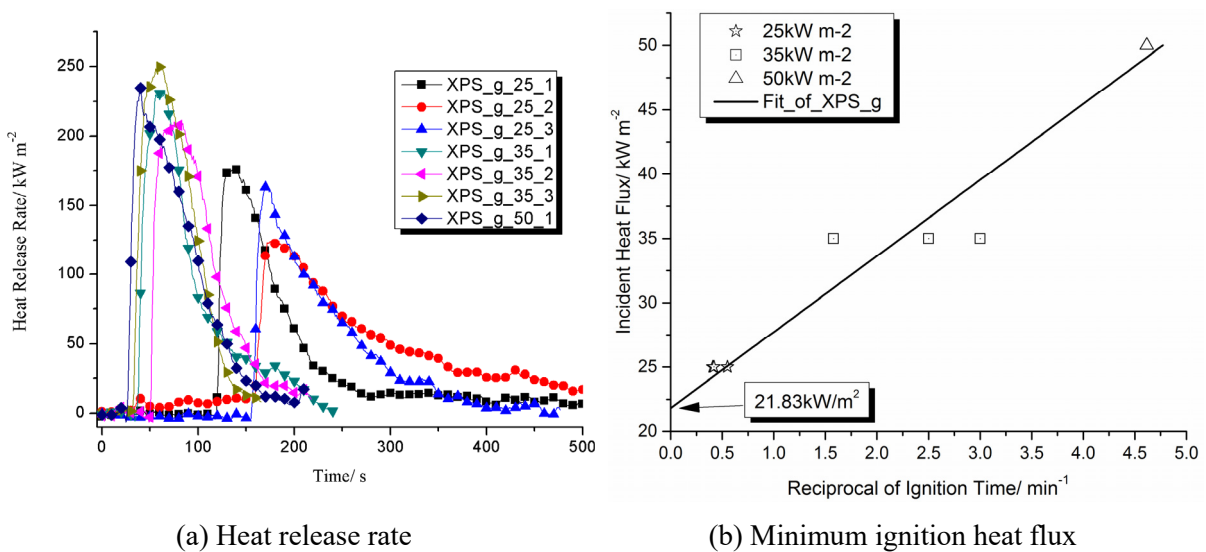


Fig.3 Cone test of XPS_g

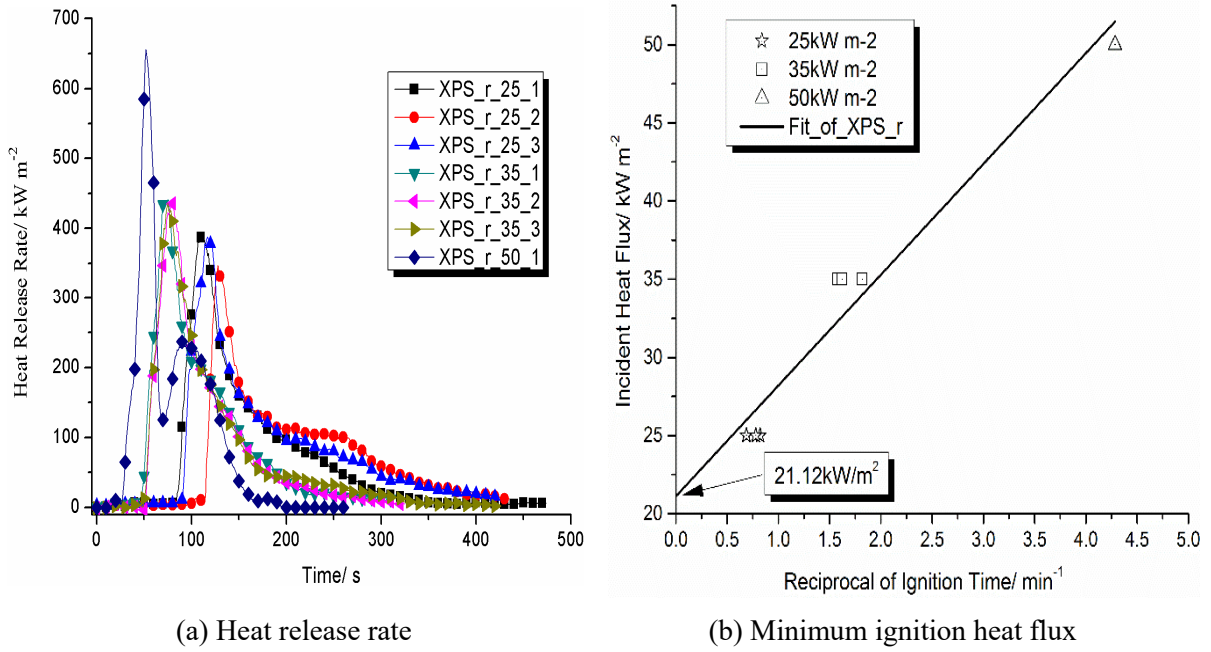


Fig.4 Cone test of XPS_r

Sample label	Mass /g	Time to Ignition /s	Peak HRR / kW/m ²	Time to Peak HRR /s	Mean EHC / MJ/kg
XPS_g_25_1	6.3	109	177.1	139	62.4
XPS_g_25_2	6.2	147	125.4	182	85.9
XPS_g_25_3	6.2	143	165.0	171	74.2
XPS_g_35_1	6.2	24	233.0	65	55.4
XPS_g_35_2	6.3	38	210.3	75	59.4
XPS_g_35_3	6.4	20	251.8	59	59.0
XPS_g_50_1	6.3	13	234.5	40	54.3
XPS_r_25_1	10.2	73	392.5	111	123.2
XPS_r_25_2	10.2	87	347.1	128	153.1
XPS_r_25_3	10.5	77	388.1	117	151.5
XPS_r_35_1	10.2	33	441.6	75	114.2
XPS_r_35_2	10.3	38	437.2	81	103.3
XPS_r_35_3	10.5	37	436.5	75	115.7
XPS_r_50_1	10.7	14	656.3	52	87.4

Table 2. Typical data obtained from Cone test

5. CONCLUSIONS

This study provides information for a deeper understanding the fire behavior of XPS panels. Above analysis illustrates that both of these two kinds of XPS foams are combustible.

Red XPS panels have much higher Heat Release Rate than the grey ones. The temperature ranges of the red XPS at all heat rates are narrower than those of grey XPS. In case of grey XPS the time of ignition is higher than for the red one.

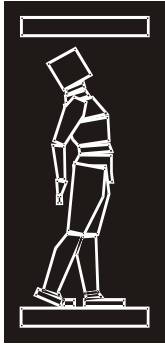
The main conclusion is that, from the aspect of fire hazard, red XPS foam is more dangerous than the grey one.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research is supported by the Natural Science Fund of China, No. 51376093 and No.51776098, and China-Macedonia joint research project 4-1.

REFERENCES

- [1] ASTM D7309-13,(2013) “Standard Test Method for Determining Flammability Characteristics of Plastics and Other Solid Materials Using Microscale Combustion Calorimetry”
- [2] ISO 5660-1, (2002) “Reaction to fire tests- Heat release, smoke production and mass loss rate, Part 1: Heat release rate (cone calorimeter method)”
- [3] Janssens, M. L.,(1993) “Improved method of analysis for the LIFT apparatus, Part I: ignition”. In Proc. 2nd Fire and Materials Conf. Interscience Communications, London, England, pp. 37-46.
- [4] Qiang Xu, Cong Jin, Yong Jiang. (2017) “Compare the flammability of two extruded polystyrene foams with microscale combustion calorimeter and cone calorimeter tests”. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, Vol.127, No.3, p:2359-2366, DOI 10.1007/s10973-016-5754-6



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Наида АДЕМОВИЌ¹, Маријана ХАЦИМА-НИЈАРКО², Тања КАЛМАН ШИПОШ³

ЕФЕКТИ НА КОНСТРУКЦИИ ОД СИМУЛТАНО ДЕЈСТВО НА РАЗЛИЧНИ ХАЗАРДИ

РЕЗИМЕ

Главната цел на овој труд е да се потенцира важноста на симултаното дејство на повеќе хазарди на конструкциите. Направен е преглед на неколку поединечни хазарди, нивни комбинации, различни перспективи и последици. Поради тоа, мулти-хазардните дејства на конструкции мора да се имплементираат во стандардите за проектирање, кои треба да се ажурираат со цел вклучување на овој феномен. За подобрување на сигурноста на конструкциите, намалување на трошоците и зголемување на ефикасноста во проектирањето, потребно е да се прави проценка на мулти-хазардните дејства со цел создавање на отпорни конструкции на вакво симултано дејство.

Клучни зборови: мулти-хазард, проценка, земјотрес, ураган, ветер, ерозија на темели

Naida ADEMOVIĆ¹, Marijana HADZIMA-NYARKO², Tanja KALMAN ŠIPOŠ³

MULTI-HAZARD EFFECT ON STRUCTURES

SUMMARY

Main intention of this paper is to highlight the importance of multiple-hazard effect on structures. The study summarizes a number of individual hazards, their combinations, different perspectives and consequences. Therefore, multi-hazard effect on structures need to be implemented in multi-hazard design in standards which should be updated in order to take into account these phenomena. For improving the safety of structures, reducing building life cycle costs and increasing efficiency in design of structures multi-hazard assessment is needed to be done to create a multiple-hazard resilient constructed environment.

Keywords: multi-hazard; damage, assessment, earthquake, hurricane, wind, scour

¹Assis. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Sarajevo, Sarajevo, Bosnia and Herzegovina, naidadem@yahoo.com

²Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University J.J. Strossmayer, Osijek, Croatia, mhadzima@gfos.hr

³Assis. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University J.J. Strossmayer, Osijek, Croatia, tkalman@gfos.hr

1. INTRODUCTION

A natural disaster is a major adverse event resulting from natural processes of the Earth; examples include floods, hurricanes, tornadoes, volcanic eruptions, earthquakes, tsunamis, and other geologic processes (Wikipedia 2017). Throughout the centuries the devastation effect of individual hazards has been seen and reported. All the current standards, from Eurocodes, ASTM, Italian Codes etc. treat these effects completely separately and no interconnection is observed in the partial safety coefficients. Additionally, some of the natural disasters may not happen at the same time, like wind and earthquake, however, if the region is prone to both disasters this increases the potential risk to structures. On the other hand, some natural disasters are interconnected, and as such should be taken into account, for example earthquake induced landslides, earthquake and floods as a scour effect on the piers of bridges, floods and landslides, etc. Fig. 1 illustrates the occurrence and consequences of multiple hazards. A structure could be subjected to more than one critical type of hazards during its service life – multi hazard. It is quite evident that standards should be updated in order to take into account these phenomena.

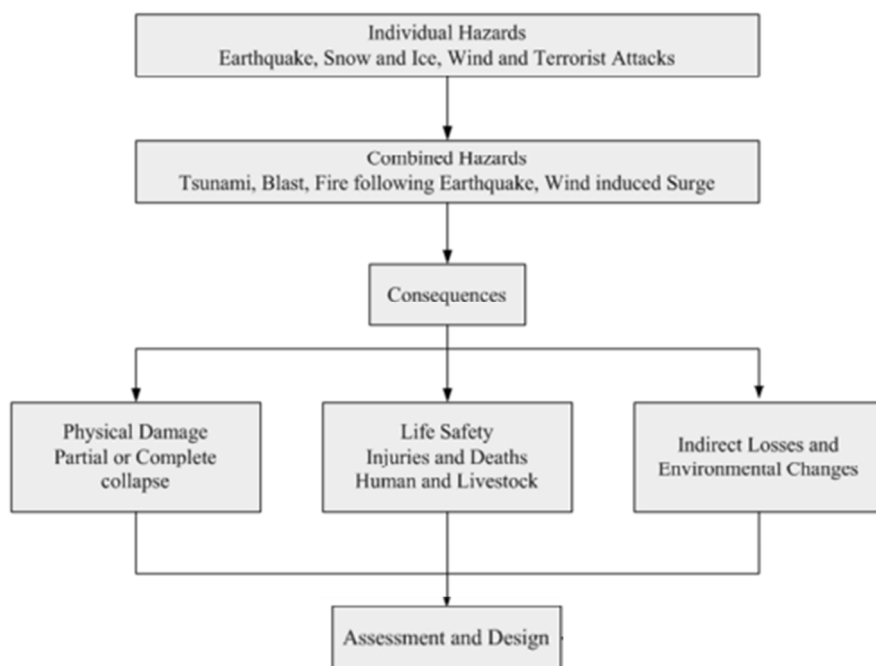


Fig. 1. Occurrence and Consequences of Multiple Hazards (Li et al. 2012)

2. REQUIREMENT FOR MULTI-HAZARD DESIGN

It is only at the beginning of the 21st century that the need for multi-hazard design started. The trigger for this requirement was September, 11th, 2011 terrorist attack, as blast effect and fire had to be analyzed together. In the last decades, the importance of multi-hazard effect on structures has emerged and this is seen in the development of the multi-hazard design. It is essential for improving the safety of structures, reducing building life cycle costs and increasing efficiency in design of structures. The findings on the variation in structural behavior from the analysis provide a unique understanding of the effects of different natural disasters for the advancement of multi-hazard design.

2.1. Wind and earthquake actions

In all the current design codes wind and earthquake actions are treated separately. Wind loading on buildings can be evaluated analytically using some codes and formulas (ASCE 7-2010), (Eurocode 1 2005), (Kareem 1992), (Kareem 1998) and (Zhou et al. 2003) and seismic action through example (Eurocode 8 2004), (ASCE 7-2010 2010). From the physical point of view this is true. Both wind and earthquake cause dynamic actions on buildings but they are treated differently as their dynamic character

is different. In that respect these actions are represented by two different kinds of forces and they require different kinds of structural response. Valuable information regarding the behavior of the structure under different loads can be obtained from the eigen values, static pushover analysis, and dynamic time history analysis. The structural response significantly differs in respect to the selected loading that the structure was designed to. The findings on the variation in structural behavior from the analyses provide a unique understanding of the effects of wind and earthquake is necessary for the advancement of multi-hazard design.

In the earthquake, the building is exposed to random ground motion at its base, which induces inertial forces in the building that in turn causes stresses and this is considered as displacement-type loading (Fig. 2). The wind acts on the entire face (area of the wall) of the building, pushing it to one side and represents a force type loading (Fig. 2).

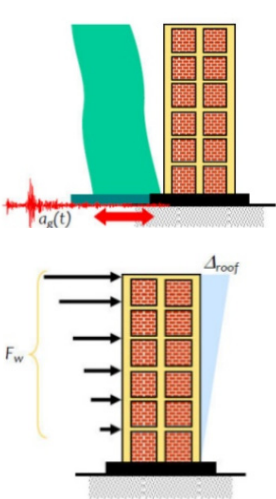


Fig. 2. Earthquake and wind load

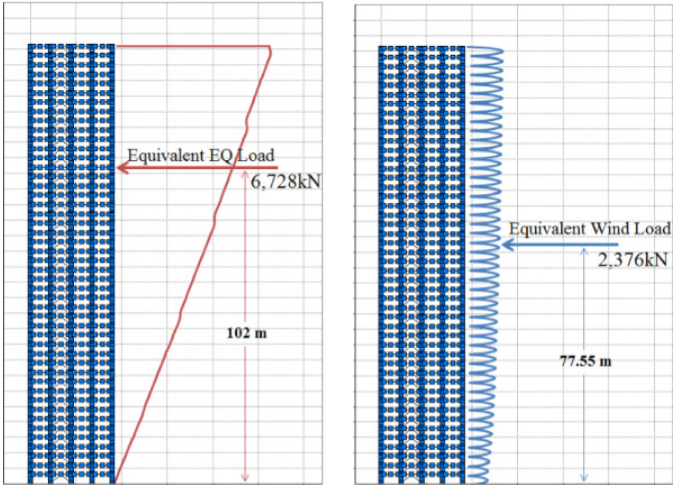


Fig. 3. Equivalent earthquake and wind load

Wind force on the building has a non-zero mean component which is superposed with a relatively small oscillating component (Bungale 2005). Consequently, the building may experience very small fluctuations in the stress field. Reversal of the stress is possible only when the direction of the wind changes, however this happens over a very long period of time, and as such can be neglected. On the other hand the ground motion during earthquake action is cyclic about the neutral position of the structure. Consequently, the building experiences complete reversal of stresses over a short period of time. Due to their different nature and different impacts on the structure, it is quite understandable that these loads have been and still are treated separately. In the wind design the structures are designed for a lower lateral load and they favor higher stiffness, while for earthquake design, depending on the peak ground acceleration (PGA) the structures possess a much greater strength and favor higher ductility in order to be able to form adequate plastic hinges before structural failure. Chen (Chen 2012) investigated an existing 47-story steel frame building in downtown San Francisco, California. Natural frequency for wind design was $T_1=6.15$ s, while for seismic design $T_1=4.62$ s. This clearly indicates that the wind model is more flexible in respect to the seismic model. This is reaffirmed by the design calculations (Chen 2012).

Fig. 3 shows the two models (Chen 2012). The lateral load for the wind is relatively uniformly distributed, while seismic loads have a more triangular distribution. Additionally, the earthquake load is nearly three times greater than the wind load and the level arm is higher resulting in a larger base moment. This will have a direct implication on the column dimensions which will have to be of bigger dimensions for the seismic design.

Capacity curve obtained from the static pushover analysis clearly indicated that the earthquake model has significantly greater stiffness, strength, and ductility than the wind model. Dynamic time history analysis was used for evaluation of the local and intermediate level characteristics of structural response under realistic simulated earthquake loading. In dynamic time history analysis, for the same ground

motion record, the earthquake model experiences greater accelerations due to its greater mass and stiffness. Higher accelerations translate to higher loads, so although the earthquake design has greater strength capacity, it is also subjected to greater loads. Under earthquake loading conditions, inter-story drift is more evenly distributed across floors for the wind model than the earthquake model (Chen 2012).

Significant wind damage was observed for many wood-frame structures. For example, surge and waves generated by hurricane Katrina were higher than those obtained from design criteria of the Hurricane Protection System (HPS). The houses were designed to resist moderate winds due to its self (dead) weight and the overhang had been built to resist gravity loads. However, with the wind gusts associated with Hurricane Katrina, the porch uplifted, the column was blown out and then the overhang collapsed due to lack of support (Fig. 4a) (van de Lindt et al. 2007). Common failures that were observed were the loss of sheathing on the gable end walls, loss of roof sheathing was observed at the perimeters and corners in numerous cases etc. From an experimental investigation of the performance of a wood-frame structure subjected to simulated Northridge earthquake ground motions, van de Lindt et al. (2007) concluded that qualitative damage descriptions were not significantly different from those given in building codes and standards such as FEMA-356 (FEMA 2000) or ASCE 41-06 (ASCE 2007). Since an earthquake causes damage primarily by imposing excessive dynamic inelastic deformations on the lateral force-resisting system, the structural and nonstructural damage to light-frame wood residential construction generally can be related to excessive lateral drift of the building system (Li and Ellingwood 2009). In Figure 4b the porch in front of this house has collapsed due to inadequate bracing, Whittier earthquake, 1987.



Fig. 4a. Porch overhang collapse due to lack of anchorage for support column/post (Van de Lindt et al. 2007)



Fig. 4b. The porch in front of this house has collapsed due to inadequate bracing, Whittier earthquake, 1987 (Arnold 2002)

The building design and construction practices should address the overall risk to residential construction from multiple hazards. Thus, to achieve design strategies, Li and Ellingwood (Li and Ellingwood 2009) provided a comparative risk assessment of the impact of hurricane and earthquake hazards. This was applied for two types of common one-storey wood light-frame residences: building A, which is assumed to be constructed to minimum historically acceptable standards of wind protection and its shear walls anchored to the foundation with only the minimum number of bolts and building B, which is constructed to an enhanced standard to comply with modern codes.

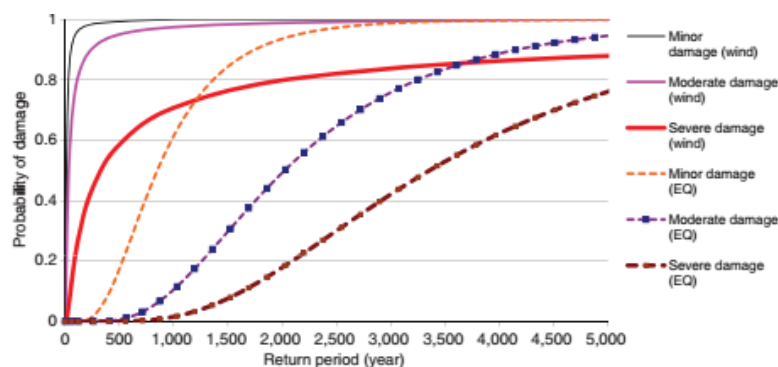


Fig. 5. Probability of hurricane and earthquake damage for building B (with enhanced practice) in Charleston (Li and Ellingwood 2009)

A comparative “conditional” risk assessment was performed for hurricane and seismic hazards using the return period T as the common control variable in the hurricane and seismic fragilities, which were determined for buildings A and B in order to calculate the probability of failure of components (Fig. 5). As it can be seen from Fig. 5, the hurricane is the dominant hazard at return periods of less than 1,000 years. For example, the probability of hurricane damage is more than 43%, while the likelihood of severe earthquake damage is virtually zero at a return period of 250 years.

Padgett et al. (Padgett et al. 2008) pointed out that there are some similarities regarding failure modes and critical components under earthquake and hurricane induced loading, particularly in the case of bridges. Based on damage patterns of bridges under Hurricane Katrina described in (Padgett et al. 2008), the authors concluded that there are similarities with respect to types and patterns of bridge damage for these two hazards. Superstructures suffered most damage, which was manifested in unseating or drifting of decks and failure of bridge parapets due to storm surge. The US-90 Biloxi-Ocean Springs Bridge suffered severe damage due to a combination of surge and wind/wave-induced loading, which led to strong transverse forces, sufficient to unseat a majority of the spans (Fig. 6a).



Fig. 6a. Span unseating due to storm surge-induced loading on US-90 Biloxi-Ocean Springs Bridge (Padgett et al. 2008)



Fig. 6b. Girder unseating in the 1999 Chi-Chi Earthquake Taiwan (Moehle and Eberhard 2000)

This has also been a common failure mode in earthquake events (Moehle and Eberhard 2000) and the collapse of the deck spans occurs if the seat width is not adequate to accommodate the excessive displacements induced by inertial loads from the earthquake (Fig. 6b).

2.2. Earthquake actions and scour

Combined effects of scouring and earthquake actions on bridge performance has started first in the USA, Japan, China and then expanded to other countries as well. Flood-induced damages and earthquakes are the most common causes of the actual collapse of bridges in the USA (Wardhana and Hadipriono 2003), (AASHTO LRFD 2012), (Briaud et al. 2005), as well as in United Kingdom (Maddison 2012). According to the USA Design Specifications (AASHTO LRFD 2012) scouring is not considered as a loading effect. As the scouring effect increases, which is characterized by its depth, deepens around the bridge piers, and in such a way applies changes to the structural characteristics. This can have a major and large effect on the bearing capacity of the foundations, increasing the vulnerability and fragility of the structure which due to an earthquake action can even lead to failure.

There are three different scouring phenomena that can happen on the pier of the bridge: general scour, contracting scour, or local scour. The latter is caused by the interface between the substructure of the bridge and the river flow, forming a scour hole at the bridge piers or abutments (AASHTO LRFD 2012), (Lin et al. 2005), (Lin et al. 2006) and (Lin et al. 2009). It is this scour which is the most critical for the safety and load bearing of the structure as the foundations are exposed to different damages and can impair the seismic performance of bridges and leads to possible structural collapse during earthquakes. In flood-prone regions, scour will cause a degradation of the capacity of the bridge foundation, which will in turn influence the dynamic behavior and the seismic response of the bridges. Effect of local scouring due to floods is presented in Figures 7a and 7b. However, the seismic performance of scoured

bridges and the interaction of earthquake and scour is still not well understood yet. It has become a field of intensive research and investigation. Recent studies have begun to analyze the combined action of these phenomena (Ghosn et al. 2003), (Han et al. 2010), (Wang et al. 2012), (Banerjee et al. 2012) (Ganesh and Banerjee 2013), (Alipour et al. 2013), (Wang et al. 2014), (Guo et al. 2016). The origin of these actions is not related and these events cause significantly different effects on bridge's response in relation to the state of each action, as is the case with wind and earthquake. As the scour removes the sediments from around the bridge abutments and/or piers, stiffness of the foundations is reduced, which means that the modal periods are lower and as a consequence this may reduce the effect of seismic inertial forces. On the other hand, the increase of modal periods induced by the reduced stiffness of the foundations can even have a beneficial effect in terms of reduction of the inertia forces - similar to the effect provided by an isolation system - before scour induces the wash out of the foundation (Zanini et al. 2017).



Fig. 7a. Xizhou bridge (February, 1994) (Wu et al. 2002)



Fig. 7b. Xizhou bridge (January, 2002) (Wu et al. 2002)

Preliminary tests on the mutual effect shaking and scouring effect in respect to effect of scouring followed by shaking were done by Chen Hsiao-Chi (Chen 2008). Experiments led to the conclusion that difference of the scour depths for these tests range from 0.3% to 145%. The percent difference of the maximum scour depths between concurrent and sequential test varied in an enormous amount from maximum 11% to 145% for, 7 to 9 Hz respectively.

The seismic demand imposed on the bridge column gradually decreases with increasing scour depth, reducing the damage potential for the bridge column. However, the lateral strength of the foundation can be reduced significantly by pile exposure, and the seismic demand imposed on the foundation may increase with the increase in scour depth.

3. MULTI-HAZARD RISK PERSPECTIVE AND ASSESSMENT

A structure during its life time may be exposed to different kinds of natural disasters. At it has been seen they can cause considerable damage to structures (Fig. 4, 6 and 7). On one hand one natural event can trigger different hazards and on the other hand several hazards can hit a structure during its life time. The growing interest and importance of multiple-hazard engineering has been recognized recently. This has urged the evolution of multiple-hazard risk-assessment frameworks and development of design approaches which have paved way for future research towards sustainable construction of new and improved structures and retrofitting of the existing structures (Fig. 8).

Reduction of risks against an individual hazard may decrease the structure's vulnerability to another hazard. Thus, more ductile design details and enhancing connections between components (e.g. roof-to-wall, wall-to foundation) may reduce damage from both hurricane and earthquake loading. Use of seismic shear wall anchors will be beneficial for buildings to resist horizontal wind loads as well. However, in other cases reduction of one hazard may increase vulnerability to other hazards. A lighter structure, such as a glass wall or light roof system, may reduce the impact of seismic forces, but the potential damages due to wind would increase. Construction standards and practices should aim at optimizing overall costs and risks, and to do this effectively, the relative risks associated with a structure's performance under a spectrum of multiple hazards must be well understood. Enforcement of

the multiple hazards in codes is an enormous challenge to the structural engineering community. Numerous elements have to be combined, different return periods: 50-year return period for wind, 475 for seismic actions, 100 years for flood and 50 years for snow loads years (ASCE 7-2010), different effects on the structures.

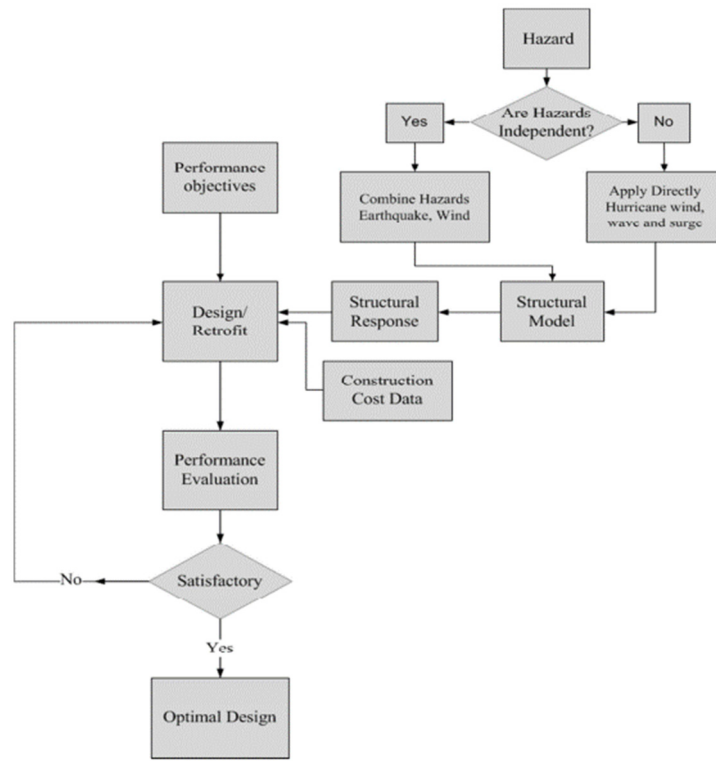


Fig. 8. Performance-based design approach for multiple hazards (Li et al. 2012)

As a result of this a multi-hazard mapping (MHM) was developed in order to perform better assessment in respect to vulnerability and risk. The main purpose of MHM is to gather together in one map the different hazard-related information for a study area to convey a composite picture of the natural hazards of varying magnitude, frequency, and area of effect. The MHM is an excellent tool to create an awareness in mitigating multiple hazards. Figure 9 illustrates the global distribution of multiple hazards mortality risk which covers tropical cyclones, floods, earthquake and landslides.

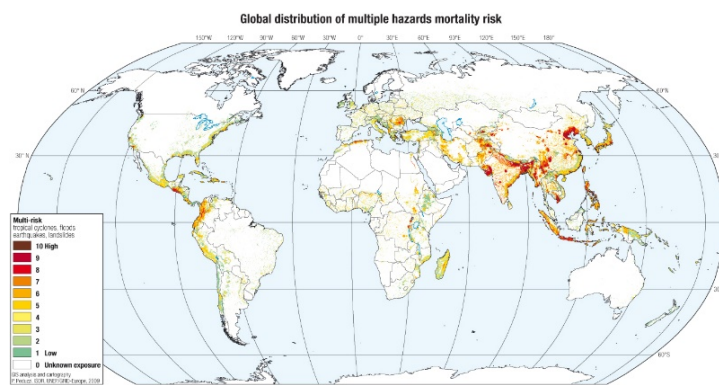


Fig 9. Global distribution of multiple hazard mortality risk
<http://www.preventionweb.net/english/professional/maps/v.php?id=10605>

4. CONCLUSION

In many parts of the world structures are subjected to one or more natural hazards, such as earthquakes, wind, tsunamis, landslides, tropical storms and flooding. In recent decades, rapid population growth and economic development in hazard-prone areas have greatly increased the potential of multiple hazards to cause damage and destruction of buildings, bridges and other infrastructure.

In the regions where both natural disasters do not happen, separate analysis of the effects is acceptable, however for the regions where this is the case such philosophy has to be changed. In this respect it is necessary to find a design that will balance in an adequate matter the requirements of both hazards.

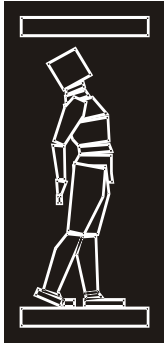
The structure has to be designed in such a way to withstand strong winds as well as a major earthquake in its lifetime. It is evident that in the regions prone to both seismic and flooding events both effects have to be taken into account as individual action as well as interconnected. The complexity of the phenomena is more than evident. Structural design and construction practices should address multiple hazards in an integrated manner to achieve structural performance that is consistent with owner expectations and general societal objectives. The growing interest and importance of multiple-hazard engineering has to be transformed in evolution of multiple-hazard risk-assessment frameworks and development of design approaches by upgrading and improvement of the current design codes.

REFERENCES

- [1] AASHTO LRFD (2012) "Bridge specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [2] Alipour, A., Shafei, B., Shinozuka, M. (2013) "Reliability-Based Calibration of Load and Resistance Factors for Design of RC Bridges under Multiple Extreme Events: Scour and Earthquake." *Journal of Bridge Engineering*, 18(5), pages 362–71.
- [3] Arnold, C. (2002) "Housing Report: Wood frame single family house", *World Housing Encyclopedia*, Report # 65.
- [4] ASCE (2007) "Seismic rehabilitation of existing buildings." ASCE 41-06, Reston, Va.
- [5] ASCE 7-2010, (2010) "Minimum design loads for buildings and other structures." ASCE Standard, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [6] Banerjee, S., Prasad, GG. (2012) "Seismic risk assessment of reinforced concrete bridges in flood-prone regions". *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(9), pages 1–17.
- [7] Briaud, J.L., Chen, H., Li, Y., Nurtjahyo, P., Wang, J. (2005) "SRICOS-EFA method for contraction scour in fine grained soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (10), pages 1283–1294.
- [8] Bungale, S. Taranath, John S.A. (2005) "Wind and Earthquake Resistant Buildings and Design-Civil and Environmental Engineering." A Series of Reference Books and Textbooks Editor: Michael D. Meyer Department of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia Inc. Los Angeles, California Structural Analysis.
- [9] Chen, H-C. (2008) "Multi-Hazard of a Bridge Pier due to Earthquake and Scour.", PhD thesis, Faculty of the Graduate School of the University of Maryland.
- [10] Chen, Y.E., (2012) "Multi-hazard design of mid- to high-rise structures.", Master Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [11] Eurocode 1, (2005) "Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions." EN 1991-1-4, European Standard.
- [12] Eurocode 8, (2004) "Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings." EN 1998-1, European Standard.
- [13] FEMA (2000) "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings." FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- [14] Ganesh, P.G., Banerjee, S. (2013) "The Impact of Flood-Induced Scour on Seismic Fragility Characteristics of Bridges." *Journal of Earthquake Engineering*, 17(6), pages 803–28.
- [15] Ghosn, M., Moses, F., Wang, J. (2003) "Design of highway bridges for extreme events." NCHRP report, Transportation research Board of the National Academics, Washington, DC.
- [16] Guo, X., Wu, Y., Guo, Y., (2016) "Time-dependent seismic fragility analysis of bridge systems under scour hazard and earthquake loads", *Engineering Structures* 121, pages 52–60.
- [17] Han, Z., Ye, A., Fan, L. (2010) "Effects of river bed scour on seismic performance of high-rise pile cap foundation". *Earthquake Engineering and Engineering Vibrations* 9(4), pages 533–43.
- [18] Kareem, A. (1992) "Dynamic Response of High-Rise Buildings to Stochastic Wind Loads," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 42(1-3), pages 1101-1112.
- [19] Kareem, A. (1998) "Aerodynamic Response of Structures with Parametric Uncertainties," *Structural Safety*, 5(3), pages 205-225.
- [20] Li, Y., Ellingwood, B.R. (2009) "Framework for Multihazard Risk Assessment and Mitigation for Wood-Frame Residential Construction", *Journal of Structural Engineering* 135(2), pages 159-168.
- [21] Li, Y., Ahuja, A., Padgett, J. (2012) "Review of Methods to Assess, Design for, and Mitigate Multiple Hazards", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26 (1), pages 104-117.
- [22] Lin, Y-B., Chen, J-C., Chang, K-C., Chern, J-C., Lai, J-S. (2005) "Real-time monitoring of local scour by using fiber Bragg grating sensors." *Smart Materials & Structures*, 14(4), pages 664–670.
- [23] Lin, Y-B., Lai, J-S., Chang, K-C., Li, L-S. (2006) "Flood scour monitoring system using fiber Bragg grating sensors." *Smart Materials & Structures*, 15(6), pages 1950–1959.
- [24] Lin, Y-B, Lai, J-S, Chang, K-C, Chang, W-Y, Lee, F-Z, Tan, Y-C. (2010) "Using MEMS sensors in the bridge scour monitoring system." *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 33(1), pages 25–35.
- [25] Maddison, B. (2012) "Scour failure of bridges." *Proceedings of the ICE–Forensic Engineering*, 165 (1), pages 39–52.
- [26] Moehle, J.P., Eberhard, M.O. (2000). "Earthquake Damage to Bridges." *Bridge Engineering Handbook*. Ed. Wai-Fah, C. and Duan, L. Boca Raton: CRC Press.
- [27] Padgett, J., DesRoches, R., Nielson, B., Yashinsky, M., Kwon, O.-S., Burdette, N., Tavera, E. (2008) "Bridge Damage and Repair Costs from Hurricane Katrina", *Journal of Bridge Engineering*, 13(1), pages 6-14.
- [28] <http://www.preventionweb.net/english/professional/maps/v.php?id=10605>
- [29] Song, S-T., Wang, C-Y, Huang W-H. (2015), "Earthquake damage potential and critical scour depth of bridges exposed to flood and seismic hazards under lateral seismic loads", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.14, No.4, pages 579-594.
- [30] Van de Lindt, J.W., Graettinger, A., Gupta, R., Skaggs, T., Pryor, S., Fridley, J. (2007). "Performance of Wood-Frame Structures during Hurricane Katrina", *Journal of Performance of Constructed Facilities* 21(2), pages 108-116.
- [31] Wang, Z., Song, W., Li, T. (2012) "Combined fragility surface analysis of earthquake and scour hazards for bridge". In: *Proceedings of 15th world conference on earthquake engineering*, September 24–28, 2012, Lisbon, Portugal.
- [32] Wang, Z., Dueñas-Osorio, L., Padgett, JE. (2014) "Influence of scour effects on the seismic response of reinforced concrete bridges." *Engineering Structures* 76, pages 202–214.
- [33] Wang, Z., Padgett, JE., Dueñas-Osorio, L (2014a) "Risk-consistent calibration of load factors for the design of reinforced concrete bridges under the combined effects of earthquake and scour hazards." *Engineering Structures* 79, pages 86–95.

- [34] Wardhana, K, Hadipriono, F. (2003) "Analysis of recent bridge failures in the United States." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 17(3), pages 144–50.
- [35] Wu, R.L., Jhan, Y.J., Wang, L.Y. (2002) "A technical report for the substructure retrofit project of the Xizhou Bridge in Taiwan." *Taiwan Highway Engineering*, 29(6), pages 2–9.
- [36] Zanini, A.M, Faleschini, F., Ademovic, N., Prendergast, J.L., Gavin, K., Limongelli, P. M, (2017) "Structural Health Monitoring and Design Code compliance for performance assessment of bridges under scour and seismic hazards." The Joint workshop of COST Action TU 1402 "Quantifying the value of structural health monitoring", COST Action TU 1406 "Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level" and IABSE Working Commission WC1 "Structural Performance, Safety and Analysis" of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Editors: Marić Ivanković, A., Matos, J., Thons, S., Hoj, N.P., Publisher: Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb.
- [37] Zhou, Y., Kijewski, T., Kareem, A. (2003) "Aerodynamic loads on tall buildings: interactive database," *Journal of Structural Engineering*, 129(3), pages 394-404.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Кенет КРАФОРД¹, Стојан КРСТЕСКИ²

УЛОГАТА НА FRP СИСТЕМИТЕ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ КАЈ АБ МОСТОВИ ЗА ВРЕМЕ НА ПРИРОДНИ КАТАСТРОФИ

РЕЗИМЕ

Целта на овој труд е да се анализира влијанието на FRP (полимери зајакнати со влакна) конструктивните системи за зајакнување и стабилизација кај АБ мостови во случај на природни катастрофи. Презентирани се два силни земјотреси во јужна Калифорнија и испитувани се срушените мостови, причините и обликот на лом и промените во филозофијата на проектирање како резултат на овие согледувања. Примената на FRP системите за зајакнување на носивите елементи кај мостовите е анализирана преку CFRP зајакнатите мостови во Македонија и нивната осетливост на потреси. За постоечките зајакнати АБ мостови, применета е недеструктивна метода за определување на трајноста на вркката FRP-бетон.

Клучни зборови: мостови, земјотреси, FRP системи, трајност, филозофија на проектирање

Kenneth C. CRAWFORD¹, Stojan KRSTESKI²

THE ROLE OF FRP STRUCTURAL SYSTEMS FOR STABILITY IN RC BRIDGES DURING NATURAL DISASTERS

SUMMARY

The purpose of this paper is to examine the role of FRP (fiber-reinforce polymer) structural systems applied to RC (reinforced-concrete) highway bridges for strengthening and stabilization under natural disaster conditions. Presenting a description of two major earthquakes in southern California an examination of bridge collapses and modes of failure is made and the resulting changes in bridge structural engineering design philosophy. The use of FRP systems to retrofit existing bridge beam and column structures is examined with consideration of the CFRP-strengthened bridges in the Republic of Macedonia and their vulnerability to earth tremors. For existing FRP-retrofitted RC bridges a non-destructive testing process to evaluate CFRP plate-concrete bond durability is presented.

Keywords: bridges, earthquakes, FRP systems, durability, design philosophy

¹ Director, Institute of Bridge Reinforcement and Rehabilitation, Bloomington, Indiana, USA, ken.crawford@ibr.org

² Senior Student, Financial Economics, Wabash College, Crawfordsville, Indiana USA, skrstes18@wabash.edu

1. INTRODUCTION

A national highway system is a large and extensive infrastructure made up of roads, tunnels, bridges, interchanges, ramps, and embankments in a complex combination of designs and configurations. The continuous and uninterrupted flow of traffic in a highway system is vital to a nation's economy and flow of goods and services. The efficient operation of a highway transportation system is dependent on its original construction and maintained condition of its key elements, in particular bridges. RC bridges are a critical component in a national highway system requiring sound design and high quality construction with an effective long-term inspection and maintenance program. The performance and survivability of bridges in a natural disaster, such as a seismic event, is critical in a transportation network. The performance of RC highway bridges in the event of an earthquake is a function of their ability to withstand damaging ground movements. Many bridges constructed in the 1960's and 70's, both in Europe and the USA, do not meet current seismic design standards and are subject to possible failure in the event of a natural disaster. Retrofitting older highway bridges to reduce the risk of damage and collapse in an earthquake is a viable option to the high cost of full replacement.

1.1. Objective of paper

In looking at the impact of two major earthquakes in southern California on the critical Los Angeles highway network and a key interchange 20 miles north of Los Angeles, and other bridges, the objective of this paper to examine the failure of critical bridge elements in the earthquakes, to present the lessons learned from these earthquakes and their influence on California structural engineering, and to consider the role structural upgrades with FRP structural systems play in mitigating earthquake damage to highway bridges. The issue addressed in this paper focuses on the importance of FRP systems applied to RC highway bridges and the role these systems contribute to bridge stability to decrease the probability of loss of function and to increase the life-safety margin in an earthquake. Research in many countries, particularly China and Japan, continues in the applicability of FRP systems to RC bridges for improving their seismic stability and survivability in earthquakes.

2. RC BRIDGE SEISMIC DESIGN IN CALIFORNIA

The development of seismic design criteria and guidelines in the US, and particularly in California, has evolved in response substantial earthquake damages to bridges and structures. Following the 1971 Sylmar earthquake near Los Angeles a major bridge retrofit program was started by CalTrans. Following the devastating 1989 Loma Prieta earthquake in Oakland, CA, the Governor of California created, in 1990, the Seismic Advisory Board (SAB) under the California Department of Transportation (CalTrans). The SAB is an independent body whose role is to advise Caltrans on seismic policy and technical practices to enhance the seismic safety and functionality of California's transportation structures. The SAB initiated significant changes in bridge and structural design philosophy and criteria, moving from established prescriptive criteria to developing performance-based seismic engineering (PBSE) concepts and methodologies. FEMA-273 guidelines (1997) made PBSE a reality for structural engineers by defining performance of components and systems in terms of a spectrum varying from continuous operation to collapse prevention. (Naeim 2004).

2.1. RC Bridge Seismic Response

The response of RC highway bridges under conditions of a natural disaster such an earthquake is a function of its design and construction and its ability to withstand the energy of local ground shaking without collapse. In analyzing the ground motion of the 1994 Northridge earthquake state the strength of ground shaking is measured in the velocity of ground motion, the acceleration of ground motion, the frequency content of the shaking and duration of the shaking. When assessing the potential shaking hazard at a given site, how frequently strong motion is expected to re-occur, consideration is made of the characteristics of waves produced by an earthquake rupture, also strongly influenced by the fault rupture orientation, its depth, and the details of how the slip spread across the ruptured fault patch. In the Northridge earthquake the rupture of a concealed fault beneath an urban area caused widespread and extensive damage to bridges and buildings.(Boore 2003).

2.2. RC Bridge Seismic Design

The ability of a RC highway bridge to withstand damaging impacts of an earthquake depends on available seismic design guides at the time of construction. Bridges designed and constructed before the 1971 Sylmar earthquake did not comply with the latest seismic design guides. Following three relatively moderate earthquakes between 1971 and 1994, two in southern California and one in Oakland, California, which resulted in significant infrastructure damage, Caltrans made a substantial effort to redefine and improve their seismic structural codes led by the Seismic Advisory Board. For RC highway bridges Caltrans specifies in their Seismic Design Criteria that ductile/seismic-critical members are defined as columns, Type I shafts, pile/shaft groups and Type II shafts in soft or liquefiable soils, pier walls, and pile/pile-extensions in slab bridges (designed and detailed to behave in a ductile manner) are designated as seismic-critical members. A ductile member is defined as any member that is intentionally designed to deform in-elastically for several cycles without significant degradation of strength or stiffness under the demands generated by the Design Seismic Hazards. Seismic-critical members may sustain damage during a seismic event without leading to structural collapse or loss of structural integrity. Other bridge members such as dropped bent cap beams, outrigger bent cap beams, “C” bent cap beams, and abutment diaphragm walls shall be designed and designated as seismic-critical if they will experience any seismic damage as determined by the project engineer and approved during type selection. All other components not designated as seismic-critical shall be designed to remain elastic in a seismic event. (SDC 2013).

3. INTERSTATE 5–HIGHWAY 14 INTERCHANGE OVER NEWHALL PASS

The Interstate 5 (I-5) is the main Interstate Highway on the West Coast of the United States running largely parallel to the Pacific coast of the continental U.S. and U.S. Route 99, from Mexico to Canada. When the freeway reaches the East Los Angeles Interchange one mile (1.6 km) east of downtown Los Angeles, I- 5 becomes the Golden State Freeway.

The route continues through the San Fernando Valley and then crosses the Newhall Pass through the Santa Susana Mountains into the Santa Clarita Valley. The interchange with State Route 14 (SR 14) to Palmdale is unusual in that truck traffic is separated into its own lanes for both the mainline of the free way and the transition ramps to and from SR 14. I-5 goes north from the Newhall Pass over the Grapevine Pass to eventually reach its second-highest point at the Tejon Pass with an elevation of 1,275 m.



Fig. 1. Interstate I-5 and State Road 14 Interchange over the Newhall Pass

The Newhall Pass Interchange, Fig. 1, is a highway interchange north of Sylmar in Southern California, connecting Interstate 5 (Golden State Freeway) with State Route 14 (Antelope Valley Freeway). The interchange is extremely large, and consists of numerous flyover ramps and two tunnels. Portions of Interstate 5 in the pass reach up to 21 lanes wide. The complex structure combines a directional T-interchange with a collector–distributor bypass. The bypass, signed as truck lanes, allows traffic to and from State Route 14 to avoid the congested pass summit. These truck lanes extend south to the Interstate 210 interchange, and have direct ramps to and from the 210 Freeway.

4. IMPACT OF EARTHQUAKES ON RC BRIDGES IN CALIFORNIA

The failure of the Interstate 5–SR 14 at Newhall Pass interchange in southern California, along with other freeway overpasses, in the 1971 earthquake, and again in the Northridge earthquake in 1994, provided an example of the devastating impact an earthquake can have on the local economy and a critical state highway network in an urban area. The failure of RC highway bridges in these two earthquakes (1971 and 1994) occurred because they did not meet the updated Caltrans bridge seismic design criteria and had not been retrofitted before the earthquakes occurred.

4.1. 1971 Sylmar Earthquake

The Sylmar earthquake (also known as San Fernando earthquake) took place near the San Fernando Valley in southern California on February 9, 1971. This earthquake was of magnitude 6.6 on the Richter scale and had an epicenter with coordinates of 34.41°N 118.40°W. The earthquake lasted 12 seconds and had a depth of 13km (8.1 miles). Thrust faulting ruptured a segment of the San Fernando fault zone with a total surface rupture of 19 kilometers with a maximum slip of 2 meters. 65 persons died, 49 in the collapse of a Veterans Administration Hospital. 200 people were injured. An estimated \$505-553 million occurred in structural damage. Fig.2. shows the earthquake zone, and Fig. 3. displays the earthquake ground velocity spectrum. (Gray 2011).

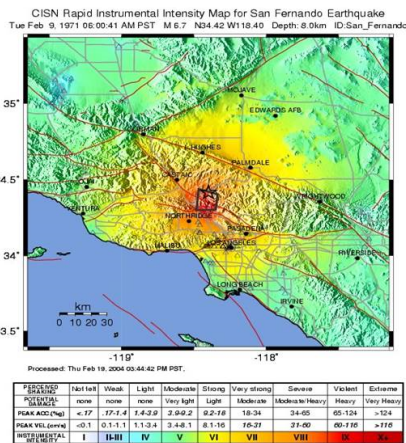


Fig. 2. 1971 Sylmar Earthquake Zone

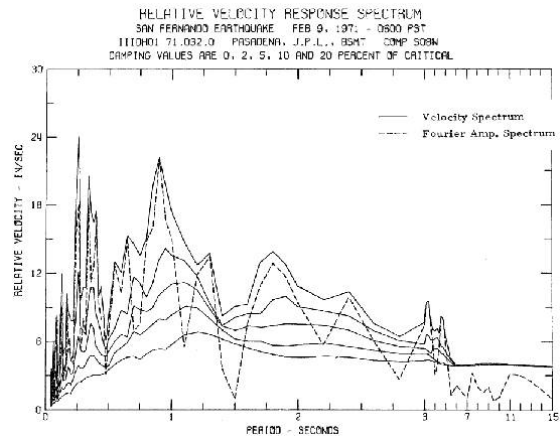


Fig. 3. Sylmar Ground Velocity Spectrum

4.1.1. Highway Bridge Damage from Sylmar Earthquake

In the Sylmar earthquake twelve overpass bridges failed and fell onto the freeways below. Major bridge failures occurred at the Interstate 5 and State Road 14 interchange. A total collapse of the southbound I-5 to northbound SR14 overpass occurred as a result of the February 9, 1971 Sylmar earthquake. This collapse resulted in the additional collapse of the intersecting southbound SR 14 to southbound I-5 overpass (as this connector bridge was directly beneath the 5/14 overpass).

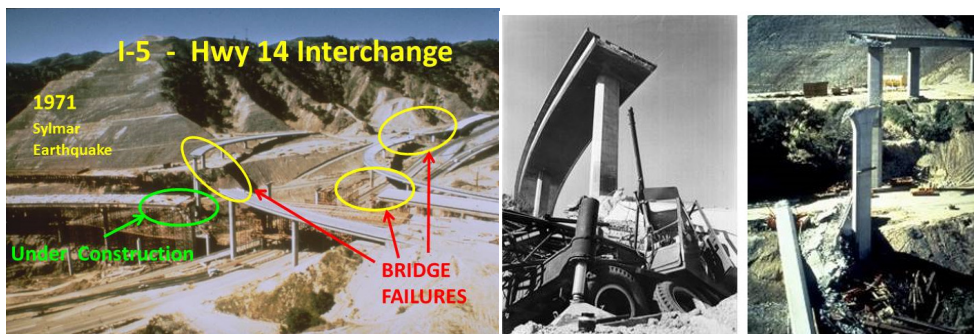


Fig. 4. 1971 Sylmar Earthquake Bridge Failures on I-5– State Road 14 Interchange

Both bridges fell directly onto the southbound I-5 truck bypass. There was damage to all bridge structures involved, varying from minor cracking and splaying, to the loss of complete sections of bridges. Most of the bridge damage of the Sylmar earthquake occurred on the I-5 Golden State Freeway and Antelope Valley Freeway (State Road 14) interchange, Fig 4. Vibrations from this 6.6 magnitude earthquake caused the structure between two columns to separate from the actual supporting column which had caused the highest overpass road (Newhall Pass) to collapse on top of the overpass below it, which then all collapsed onto the freeway below it. The interchange was rebuilt in 1973.

4.1.2. Causes of Sylmar Earthquake Bridge Failures

On the I-5–SR 14 interchange, it was noted the column that collapsed experienced damage at the ends, while the middle part of the column received little damage. Jennings noted, the small length of seating at the end of the fallen section, the lack of effective ties (steel reinforcing) to neighboring sections, and the general configuration of the inverted-pendulum structure were indicative of inadequate attention to the effects of strong earthquake motion. There are a variety of possible ways that the bridge structure might have failed, but two points are clear. First, the evidence strongly indicated a vibration failure. Permanent ground displacements (none were noted) were not thought to have played a significant role in the collapse. Second, the small length of seating at the end of the fallen section, the lack of effective ties to neighboring sections, and the general configuration of the inverted-pendulum structure were indicative of inadequate attention to the effects of strong earthquake motion. (Jennings 1971).

4.2. 1994 Northridge Earthquake

The 1994 Earthquake (known as Northridge Earthquake) occurred on January 17, 1994 near Reseda, California, a neighborhood in the north-central San Fernando Valley region of Los Angeles. The epicenter was 34.213°N 118.537°W. The magnitude of the earthquake was 6.7 Mw (moment magnitude) and caused roughly \$50 billion in damage. 57 died and over 8,700 were injured. 40,000 buildings were damaged and 20,000 were homeless. While about \$2 billion occurred in damaged transportation infrastructure, over \$50 billion in damages occurred with impacts on the local economy over the following three years. The lesson learned is that small damage to a transportation network can have a devastating economic impact on the local economy for years after.

At 4:30 am residents of the greater Los Angeles area were awakened by the strong shaking of the Northridge earthquake. This was the first earthquake to strike directly under an urban area of the United States since the 1933 Long Beach earthquake. The earthquake occurred on a blind thrust fault, and *produced the strongest ground motions ever instrumentally recorded in an urban setting in North America*. Damage was wide-spread, sections of major freeways collapsed, parking structures and office buildings collapsed, and numerous apartment buildings suffered irreparable damage. The high accelerations, both vertical and horizontal, lifted structures off of their foundations and/or shifted walls laterally. Bridge damage was substantial. Over 4,000 square kilometers of the earth's crust deformed forcing the land surface upward in the shape of an asymmetric dome. (Finn 1995)

The most costly American earthquake since 1906 struck Los Angeles on 17 January 1994. The magnitude 6.7 Northridge earthquake resulted from more than 3 meters of reverse slip on a 15-kilometer long south-dipping thrust fault that raised the Santa Susana mountains by as much as 70 centimeters. The fault appears to be truncated by the fault that broke in the 1971 San Fernando earthquake at a depth of 8 kilometers. Of these two events, the Northridge earthquake caused many times more damage, primarily because its causative fault is directly under the city. Many types of structures were damaged, but the fracture of welds in steel-frame buildings was the greatest surprise. The Northridge earthquake emphasizes the hazard posed to Los Angeles by concealed thrust faults and the potential for strong ground shaking in moderate earthquakes. (FHA 1994)

4.2.1. Bridge Damage from Northridge Earthquake

The Northridge earthquake caused the collapse of seven freeway overpass bridges and the disruption of a large portion of the northwest Los Angeles freeway system.



Fig. 5. Two bridge failures on I-5–State Road 14 Interchange

The Northridge earthquake caused the southbound SR14 to southbound I-5 connector to collapse and a bridge crossing San Fernando Road further north along I-5 to partially fail. It also caused the south 14 overpass to south I-5 to collapse directly onto the main I-5 freeway and the southbound I-5 truck bypass, nearly exactly as had happened in the 1971 Sylmar earthquake. (SAB 1994).



Fig. 6. SR14 ramp collapsed onto I-5



Fig. 7. I-5 Newhall bridge failure near SR14

4.2.2. Causes of Northridge Earthquake Structural Failures

Damage was extensive to residential and commercial buildings and lifelines in the epicentral region. The main shock and aftershocks affected the built environment in an area of about 900 square kilometers (350 square miles). In addition to Northridge, residents of Sylmar, Newhall, San Fernando, Burbank, Van Nuys, Glendale, and Santa Monica were affected. By earthquake standards, this magnitude 6.7 event was a moderate quake. By comparison, the 1964 Alaska earthquake had a magnitude of 8.1; the 1971 San Fernando had a 6.4; the 1987 Whittier Narrows had a 5.9; the 1989 Loma Prieta had a 7.1; and the 1991 Sierra Madre had a 5.8 magnitude.

There was also major bridge damage to the Golden State Freeway (I-5) and Foothill Freeway (I-210) Interchange. The westbound I-210 to southbound I-5, under construction and complete except for paving at the ramp section, collapsed over the I-5. Possible cause of failure was vibration that moved the overpass off its supports due to an inadequate column seat. Unlike the situation at the I-5–SR 14 Interchange, permanent ground movement (defined as several inches of left-lateral displacement with possibly an element of thrusting) was observed in the area. (SCVTV 1994).



Fig. 8. Failure of I-210 overpass to I-5 south with column failure

4.3. Bridge Column Failures

The Northridge earthquake caused extensive damage to bridge columns, particularly on the Santa Monica Freeway from the I-5 to Santa Monica on the ocean and SR 118. The column failures were caused by flexure/shear failures of short stiff columns and by the brittle shear failure of stiff columns. The earthquake high vertical acceleration was the primary force causing the bridge column failures. The rate of vertical acceleration was the highest ever recorded in North America.

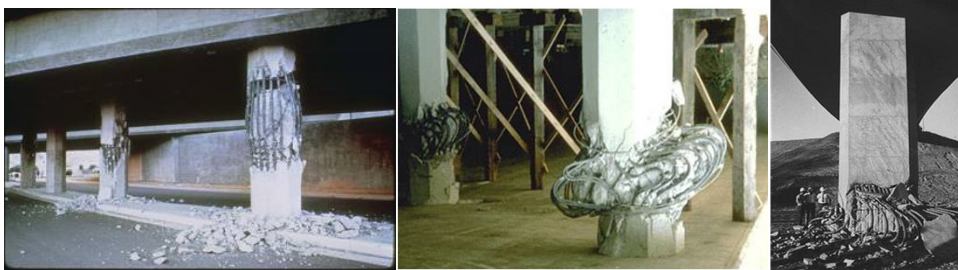


Fig. 9. Failed highway bridge columns

4.4. Causes of northridge bridge failures

Examination of the earthquake magnitude and epicenter and resulting bridge failure was made with consideration for the specific modes of bridge failure. Of the seven major freeway bridges that failed, two bridges on the SR 118 had flexure/shear failure of short and stiff columns and a low transverse reinforcement ratio. The I-5 bridge failure was from skewed geometry and unseating of expansion joints. The I-10 bridge failures were caused by flexure/shear failure of short stiff columns and brittle shear failure of stiff columns. The I-5--SR 14 bridge failures were caused by short column brittle shear failure. Five of the failed bridges were scheduled for retrofit which had not been accomplished before the earthquake. The two other failed bridges had been identified as not requiring retrofit. (SAB 2003).

5. LESSONS LEARNED FROM SOUTHERN CALIFORNIA EARTHQUAKES

No single earthquake like the 1994 Northridge earthquake had such an impact on the art and practice of structural engineering, causing an overall and widespread reevaluation of engineering practices so deeply rooted in structural engineering. Following 1994 the most significant changes by the SAB in the philosophy and design practice of structural engineering were in the following areas:

1. Understanding the dire consequences of unjustified extrapolations
2. Significant improvements in knowledge of design characteristics of strong ground motions
3. Limits on the understanding of ultimate behavior of structures.
4. Value of seismic instrumentation and its widespread use.
5. Insufficiency of design practice targeted only to life-safety and collapse prevention.
6. Development and application of performance based design methodologies
7. Significant changes and additions to building codes and standards

Prior to the 1994 Northridge earthquake welded steel moment resistant frames (WSMRF) were considered the most reliable and sought after structural systems for earthquake-resistant construction. The poor performance of WSMRFs in the Northridge earthquake, with failures in steel frame welds because of the ductility of steel with ground movement forces, revealed the limitations on the valid bounds of experimental research on which the use of WSMFR was based. (Naeim 2004).

The Northridge earthquake brought home several important lessons. When earthquakes occur directly beneath a city, it will be subjected to ground motions with peak accelerations approaching the force of gravity, exceeding the levels of shaking anticipated by building codes. Systems of concealed faults under the Los Angeles area are more complex than previously thought. The significant fracturing of welds in steel frame buildings was unexpected because of the ductility of steel. Understanding the cause and correcting the problem will be essential to continue building in earthquake prone regions. The current understanding of earthquake hazards has been integrated in the production of national and regional maps of probabilistic earthquake ground shaking through the USGS (US Geological Survey), National Seismic Hazard Mapping Project (NSHMP). These maps integrate the results of research in historical seismicity, paleo-seismology, strong motion seismology, and site response. The maps try to take into account all the possible locations and magnitudes that are likely to happen in future hypothetical earthquakes. As of the year 2000, all US model building codes incorporate ground motion hazard maps derived from the USGS studies. This integration of earthquake hazards science and building codes helps assure structures will be engineered to have the appropriate level of resistance to catastrophic damage from shaking likely to occur in the area where they are built.

6. ROLE OF FRP SYSTEMS FOR BRIDGE STABILITY IN EARTHQUAKES

The past decade (2000's) has seen a significant increase worldwide in the use of advanced composite materials for bridge rehabilitation to repair damaged structures, to strengthen structures for increased demand, and to retrofit structures for seismic action. In the United States, advanced composites were first used for seismic retrofit of buildings and bridges in the mid-1990s. However, uncertainties about durability and maintenance issues have limited installation on bridges to specially-funded demonstration projects. Advanced composite materials consist of glass, carbon, or aramid fibers embedded in a polymer matrix and are referred to as fiber reinforced polymers (FRPs). FRP overlays have been used successfully to strengthen columns or girders for shear, reinforced concrete slabs in flexure, and even on joints for external cap/ column connections. Some of the early applications of FRPs were developed and implemented during the Caltrans Phase I and Phase II Bridge Column Retrofit Program, and demonstrated significant benefits over the more conventional steel jacketing. Other key benefits of FRPs are their high mechanical characteristics and their light weight (up to 5 times stronger and 5 times lighter than mild steel). Other issues the Seismic Advisory Board believes need to be better addressed for broad based FRP applications concern fire resistance and quality control/inspection measures during and after the retrofit installation. Since life safety performance of a bridge depends on these retrofit applications, Caltrans required both proof-of-concept (proof testing) and performance validation (performance testing) of FRP bridge retrofit technology. While in many cases the basic retrofit concept was developed and tested on scaled model components of a bridge, final proof testing is often performed on full-scale prototype elements. (SAB 1994).

7. NON-DESTRUCTIVE TESTING OF BONDED FRP SYSTEMS ON RC BRIDGES

Extending the circumstances of the California bridge failures in 1971 and 1994 to possible earthquake scenarios in the Republic of Macedonia consideration is made of the highway bridges on the M1 and M2 strengthened with CFRP systems and the role these systems can play in providing increased structural integrity and stability in the event of local earth tremors. While strengthening of beams and slab areas provides increased stability in the bridge flexural areas, bridge columns that have not been strengthened could be of concern in a natural disaster scenario, as illustrated in the bridge failures in the three California earthquakes in 1971, 1989, and 1994.

A central issue on the use of FRP systems on bridges is knowledge and data on the long-term durability of the systems. This focuses on the reliability of the FRP-concrete bond. The continued performance of CFRP (carbon fiber-reinforce polymer) systems applied to RC bridges depends on the long-term CFRP-

concrete bond integrity. Periodic testing for FRP plate de-bonding is necessary to insure sustained bridge load and stability performance. A non-destructive testing (NDT) process for CFRP-concrete bond involves a low-impact mobile device producing multiple acoustic signal responses from an FRP plate bonded to a bridge concrete structural member. Signal analysis is performed on the recorded impact acoustic signals. Separate and distinct exponentially decaying sinusoidal waveforms are generated by bonded and de-bonded CFRP plate conditions. Each bond condition has different sinusoid decay rates, waveform times, frequencies, and amplitudes. The goal is to provide an understanding of the role FRP systems play in providing increased structural integrity in RC highway bridges in the event of a natural disaster. (Crawford 2016).

7.1. Analysis of FRP Bond Impact Test Data

There are distinct frequency differences of the waveforms between bonded and de-bonded zones of the plate. With the frequencies of the bonded zones falling in a narrow band of 2.94 kHz (± .2 kHz) and the frequencies of the de-bonded zones falling also in a band of 1.68 kHz (± .2 kHz) the frequency difference between bonded and de-bonded zones averaged about 1.2 kHz. The pulse shape and width remained consistent for multiple impacts for both bonded and de-bonded zones. The most notable difference in the impact waveforms is seen with the oscilloscope sweep set on 2 ms/div which presents a clear dampened (decaying) sinusoidal waveform (sinusoid) for both the bonded and de-bonded impacts. There is a remarkable difference in the time (length) and rate of decay between the bonded and de-bonded waveforms, as shown in Figs. 10. and 11. (Crawford 2017).

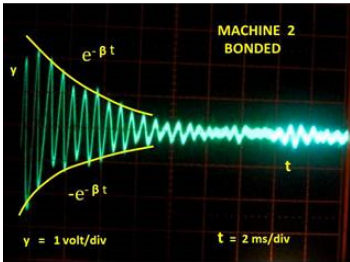


Fig. 10. Bonded CFRP plate waveform

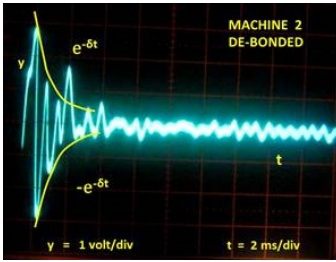


Fig. 11. De-Bonded CFRP plate waveform

With the results and data obtained in the impact tests the following points are made:

1. The impact machine systems used in the tests produced separate frequencies and distinct waveforms for bonded and de-bonded CFRP plates.
2. The impact signals produced are dampened exponential decaying sinusoidal waveforms (sinusoids).
3. The impact sinusoidal waveforms can be expressed in a mathematical function as a dampened (decaying) exponential sinusoid with a specific decaying constant. The decaying constant is defined by the CFRP plate bonding condition.

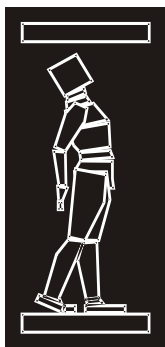
8. CONCLUSION

The 1971 Sylmar and 1994 Northridge earthquakes, causing major damage and disruptions in the economy and highway systems in southern California, drove the Seismic Advisory Board to make significant changes in the design philosophy in structural engineering and the approach Caltrans uses in designing and constructing bridges. The bridge retrofitting program used after the 1971 earthquake and the lessons learned in the 1989 and 1994 earthquake bridge failures provided a new basis for designing and constructing highway bridges to withstand (survive) moderate to major earthquakes. All 60 bridges retrofitted after 1971 survived the 1994 earthquake with minimal damage. Retrofitting bridge columns with FRP and steel systems proved valuable in reducing column flexure/shear failure. FRP structural systems applied to bridge columns offer a reliable alternative for retrofitting and strengthening bridges to mitigate the impact earthquakes.

Considering the probability of earthquake damage to highway bridges and with a risk analysis, examination of the columns on the M1 and M2 bridges in the Republic of Macedonia and their vulnerability to earth tremors is recommended. If the risk is found to be moderate to high for bridge column failures, a European Commission funded program should be considered to retrofit with FRP systems those bridges having some degree risk in an earthquake. As the California experience has demonstrated retrofitting highway bridges is a cost effective program, considering the cost of replacing a collapsed bridge. Collapsed bridges can cause severe economic impacts, such as occurred in southern California.

REFRENCES

- [1] Boore, D.M., et al., (2003), “Estimated Ground Motion from the 1994 Northridge, California, Earthquake”, *Bulletin of Seismological Society of America*, 93(6), pp 2737-2751
- [2] CalTrans (California Department of Transportation) (2013), “Seismic Design Criteria (SDC)”,
- [3] Crawford, K.,(2016), “NDT evaluation of long-term bond durability on CFRP-structural systems applied to RC highway bridges”, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 8(2), 161-168
- [4] Crawford, K., (2017), “Integrated Non-Destructive Testing of CFRP-Laminate Bond on RC bridges”, *Proc., Durability of Fiber-Reinforced Polymer(FRP) composites for Construction and rehabilitation of Structures*, CDCC, Sherbrook, Quebec, Canada, 137-144
- [5] FHA (Federal Highway Administration) (1994), “The Northridge Earthquake: Progress Made, Lessons Learned in Seismic Resistant Bridge Design”, 58(1), pp 300-315
- [6] Finn, W.D., Ventura, C.E., Schuster, N.D., (1995), “Ground motions during the 1994 Northridge earthquake”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2), pp 300-315
- [7] Gray, D.P., (2011) ”40 Years Ago Today: San Fernando Earthquake Topples Freeways & Prompts Seismic Retrofitting Plan”, *Metro Digital Resources*, Los Angeles Library
- [8] Jennings, P.C. (1971), “Engineering features of San Fernando earthquake in 1971”, *CalTech*
- [9] <http://authors.library.caltech.edu/26440/1/7102.pdf>
- [10] Naeim, F., (2004), “The Impact of the 1994 Northridge Earthquake on the Art and Practice of Structural Engineering”, *John A. Martin & Associates*, paper
- [11] SAB (Seismic Advisory Board)(1994), “ The Continuing Challenge: The Northridge Earthquake of January 17, 1994” , *California Department of Transportation’s (CalTrans)*
- [12] SAB (Seismic Advisory Board) (2003),“The Race to Seismic Safety”, *CalTrans (California Department of Transportation)*, pp 100-102
- [13] SCVTV (1994), “I-5 Freeway Overpass – 1994 Northridge Earthquake”, *Santa Clarita, California*
- [14] <<http://scvhistory.com/scvhistory/sc9402.htm>>



ДГKM
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Драги ДОЈЧИНОВСКИ¹, Марта СТОЈМАНОВСКА²

СЕИЗМИЧКИ МОНИТОРИНГ НА БРАНИ ВО РМ- ИСКУСТВА И РЕЗУЛТАТИ

РЕЗИМЕ

Браните се исклучително значајни конструкции кои во голема мерка допринесуваат кон економскиот развој на земјите. Земјотресите, пак по својата природа на појавување како и по нивното дејство на објектите претставуваат сложена појава, која во многу краток временски интервал може да предизвика разурнување на природата и објектите во големи размер. Поради тоа се повеќе доаѓа до израз неопходноста од сеизичкиот мониторинг на браните, како важен допринос во однос на намалувањето на сеизмичкиот ризик. Во овој труд презентурани се дел од резултатите добиени од сеизмичкиот мониторинг на брани во Република Македонија во последниот период.

Клучни зборови: инструменти за регистрација на јаки земјотрес, брани, земјотрес

Dragi DOJCHINOVSKI¹, Marta STOJMANOVSKA²

SEISMIC MONITORING OF DAMS IN RM-EXPERINCE AND RESULTS

SUMMARY

Dams are particularly important structures that greatly contribute to the economic development of countries. Earthquakes, though by nature of appearance as well as their effect on objects are a complex phenomenon, that can cause large scale destruction of nature and buildings in a very short time. Therefore, the necessity of seismicity monitoring of dams becomes more and more emphasized, as an important contribution towards overall seismic risk reduction. This paper presents some results from seismic monitoring dams in the Republic of Macedonia, that were recently obtained.

Keywords: strong motion instrumentation, dams, earthquake

¹ Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, dragi@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Assist. prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, marta@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Земјотресите по својата природа на појавување како и по нивното дејство на објектите претставуваат компликувана појава, која што содржи потенцијална опасност да во многу краток временски интервал извршат разурнување на природата и објектите во големи размер. Поради тоа во целиот свет се актуелизира проблемот на безбедноста на браните. Причините за зголемениот интерес е релативната старост на веќе изградените брани, во некои примери и над 80 години, новите сознанија за влијанието на водените акумулации и браните врз хидролошкиот режим, климата и останатите карактеристики на поширокиот регион. Во изминатите децении забележани се неколку уривања и оштетувања на брани, не само како резултат на неповолната хидролошка состојба туку и заради сеизмички дејства. Честа причина за хаварија на браните се смета недоволни истражувања за дефинирање на геомеханичките карактеристики на тлото, лошо изведената основа за фундаирање, како и неадекватното одржување и недостаток на квалитетни податоци од оскултација на сите релевантни параметри кои се клучни за непречена експлоатација.

Затоа е неопходно сериозно да се пристапи кон набљудувањето на сеизмичката активност на поширокиот регион на браната и акумулацијата како и сеизмичко набљудување на браната од инженерски аспект преку инсталирање на мрежа од инструменти за регистрација на силни земјотреси. Овие инструменти се поставуваат на карактеристични места на телото и основата, а резултатите од регистрациите претставуваат одлична подлога за верификација на математичкиот модел на браната и за нејзина анализа при дејство на реални земјотреси. Бројот на инструменти зависи од типот и висината на браната, должина на круната, големина на акумулацијата, економската моќ на инвеститорот, во согласност со Правилникот за инструментирање на високи брани (Службен весник бр.6 стр150 од 22-01-1988год.)¹⁾

Анализата на однесувањето на браните изложени на сеизмичко дејство неможе да се изврши без поседување на податоци од регистрациите на реални земјотреси, кои во најповолен случај се регистрирани на телото на брана. Ваквите податоци се основа за оценка на сеизмичкиот hazard, дефинирање на проектните параметри и критериуми, како и за сите останати динамички истражувања. Во отсуство на податоци од регистрациите на реални земјотреси, сите анализи се засновани на одредени претпоставки. Дејството на земјотресот врз околината, луѓето и изградените објекти, е во зависност од неговата јачина, и во интервалот од занемарливо до катастрофално и затоа во регионите со изразена сеизмичка активност неопходно е континуирано следење на истата. Со оглед дека земјотресот е појава која се случува ненадејно, неопходно е на постојните брани да бидат поставени системи за регистрирање на сеизмичкото дејство кои ќе се вклучат во моментот на настанување на земјотрес, односно во согласност со важноста на ваквиот вид на објекти, кај кој се врши сеизмички мониторинг.

Главната цел на сеизмичкиот мониторинг на браните е да обезбеди релевантни податоци за динамичка анализа на одговорот на конструкцијата на браната на сеизмичко дејство, што овозможува подобро разбирање на динамичкото однесување и можноста за појава на потенцијални оштетувања на конструкцијата.

Сеизмичкиот мониторинг се реализира преку инсталирање на мрежа со поголем број на инструменти за регистрација на движењето на тлото и реакцијата на браните за време на дејство на силни земјотреси.

Во светот, бројот на инструментирани брани во сеизмички активните подрачја е релативно мал, и покрај повеќе од 50 годишното искуство со сеизмичкиот мониторинг сеуште не постои доволен број на регистрациите на реални земјотреси.

Во Република Македонија од постојните 27 високи брани., инструментирани се само 14 брани, од кои на 7, има аналогни, а на 7 има дигитални инструменти.

¹⁾ Според Уставниот Закон за спроведување на Уставот на Република Македонија овој Правилник важи и понатаму до евентуално донесување на нов Правилник.

2. СЕИЗМИЧКА ОСКУЛТАЦИЈА НА БРАНА „СВ.ПЕТКА“

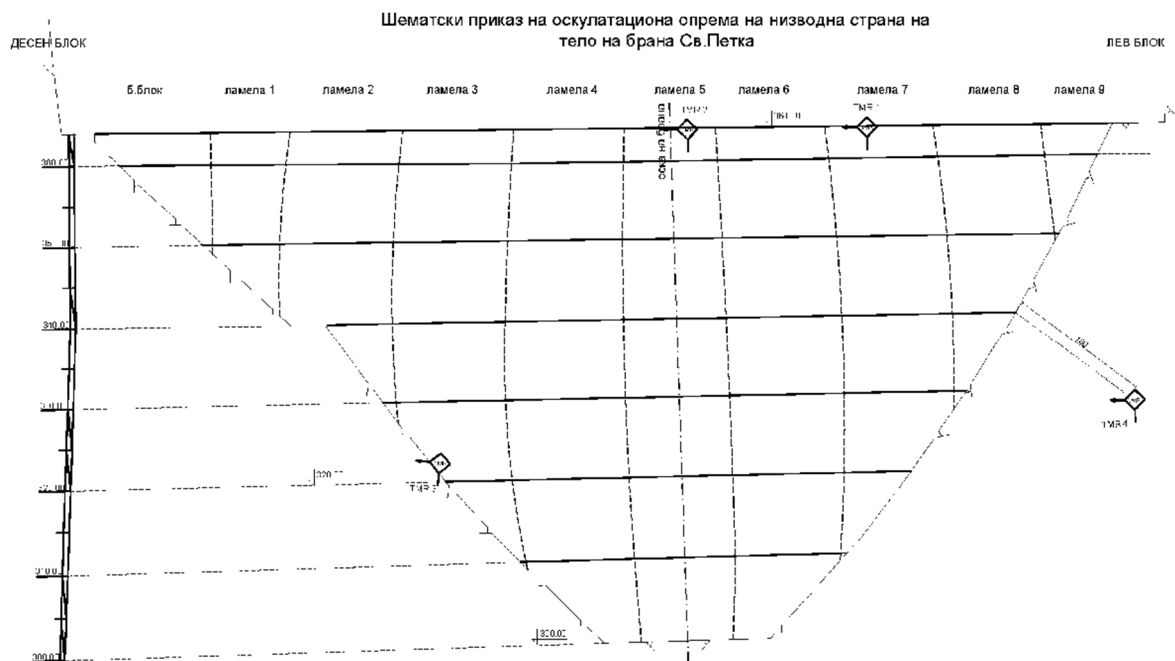
На телото на браната ХЕ “Св. Петка” инсталирани се вкупно четири (4) инструменти од типот MR2002 BMS, MS2002, од производителот SYSCOM, Швајцарија. Од страна на SIGGEO од Италија, поставена е мрежата на инструменти за сеизмичка оскултација на браната. На тој начин е формирана локална мрежа на инструменти за регистрирање на силни земјотреси, а со тоа е овозможено меѓусебно споредување на поедини карактеристични точки на браната и основата на браната при дејство на силни земјотреси.

Во 2012 година започнато е со инсталирање на опрема за регистрација на силни земјотреси со инсталација на еден инструмент поставен во подножјето (темел - галерија), еден на средина на круната, еден на $\frac{1}{4}$ од должината на круната лево низводно и еден на основна карпа на оддалченост од приближно 150 метри на левата страна низводно. Податоците од регистрациите и тестовите од инструментите се пренесуваат во зградата за оскултација на компјутер.

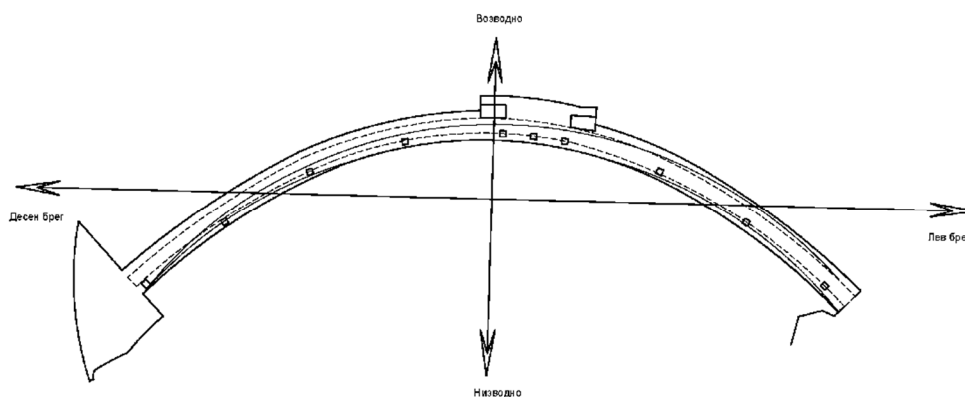
Инсталираните акцелерографи се поставени на посебни фундаменти. Во табела 1 за секој инсталиран инструмент дадена е неговата ознака, неговата локација (Сл. 1) и серискиот број.

Локација	Инструмент	Сериски број	
		Рекордер	Сензор
Подножје на брана (галерија)	Master (MR-1)	11390028	5189
$\frac{1}{4}$ од круна на брана лево низводно	Slave01(MR2)	11390023	5190
Средина на круна	Slave02 (MR3)	11390026	5191
Основна карпа	Slave04 (MR4)	11390027	5192

Табела 1. Локација на инструменти



Сл. 1. Местоположба на инструментите во попречен пресек на браната



Сл. 2. Детал на круната од браната

3. СЕИЗМИЧКА ОСКУЛТАЦИЈА НА БРАНА „КОЗЈАК“

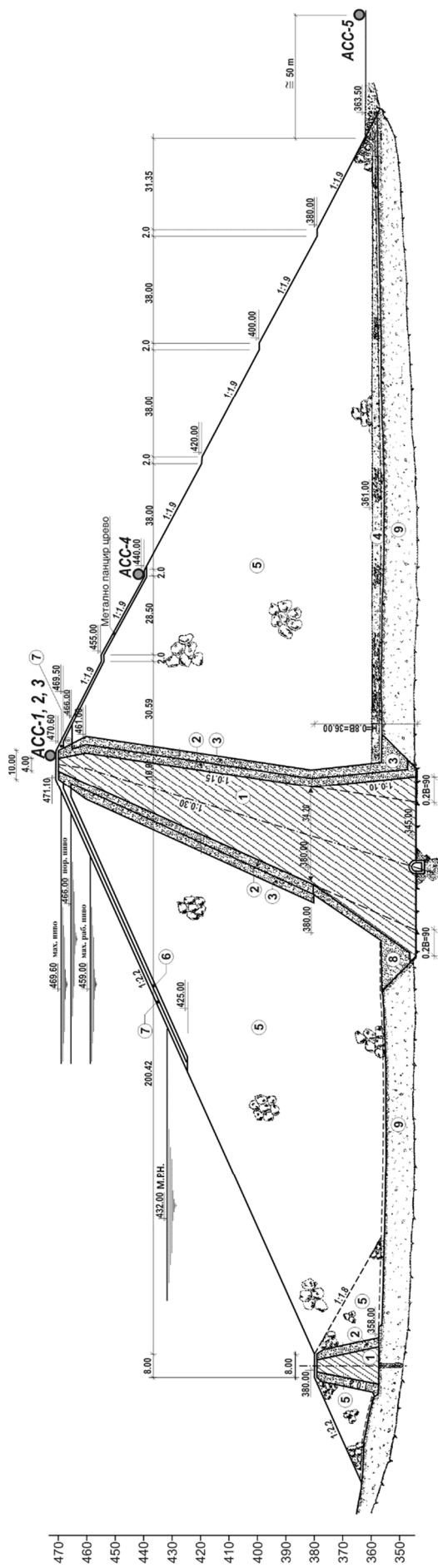
На телото на браната ХЕ “Козјак” инсталирани се вкупно шест акцелерографи *SSA-320* (табела 2) (производ на “*TERRA*”) поврзани на централен регистрирачки систем *GNC-CR12* (производ на “*GEOSIG*” од Швајцарија). На тој начин е формирана локална мрежа на инструменти за регистрирање на силни земјотреси, а со тоа е овозможено меѓусебно споредување на поедини карактеристични точки на браната и основата на браната при дејство на силни земјотреси.

Во јануари 2004 година започнато е со инсталирање на опрема за регистрација на силни земјотреси со инсталација на еден акцелерограф во куќичката на сеизмолошката станица. Во април 2004 година инсталирани се уште три акцелерографи на круната на браната: (во средина, $\frac{1}{4}$ од левата страна и $\frac{1}{4}$ од десната страна). Во декември 2004 година извршено е комплетно инсталирање на сите преостанати акцелерографи.

Инсталираните акцелерографи се поставени на посебни фундаменти и во посебно изградени куќички (Сл.4). Во табела 2 за секој инсталиран инструмент дадена е неговата ознака, неговата локација (Сл. 3) и серискиот број.

Ознака	Локација	Сериски број
АС1	Круна на брана - средина - мастер	S/N 1243
АС2	Круна - десно низводно	S/N 1242.
АС3	Круна - лево низводно десно	S/N 1241
АС4	Берма средина на брана	S/N 1246
АС5	Подножје на брана во близина на машинска зграда	S/N 1245
АС6	Основна стена - сеизмолошка станица	S/N 2808

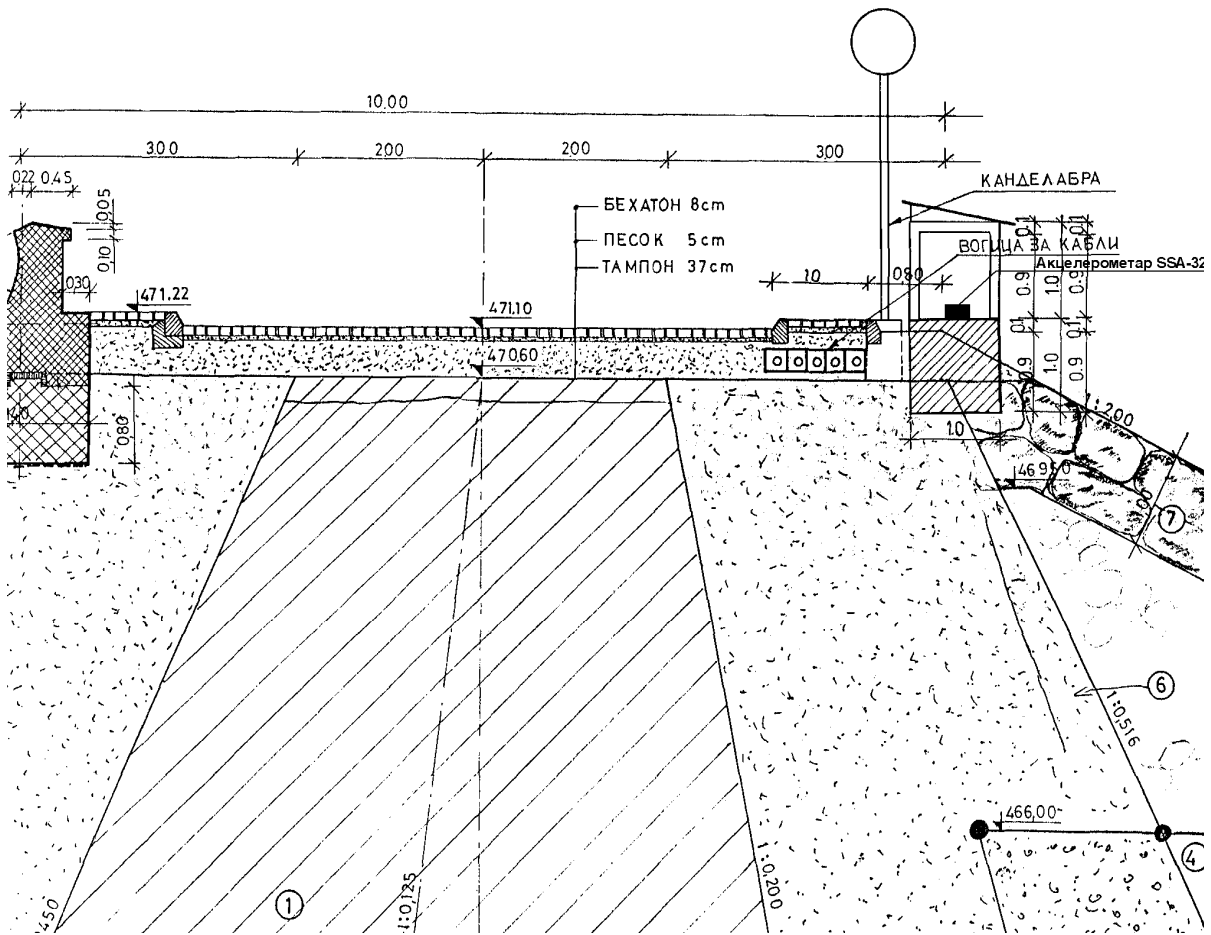
Табела 2. Инсталирани инструменти на брана Козјак



Легенда:

- | | |
|--|---------------------------------|
| ① Глина | ⑥ Подреден камен |
| ② Филтер 1 | ⑦ Реден камен |
| ③ Филтер 2 | ⑧ Природен несепариран |
| ④ Хоризонтален филтер
(камена ситнеж) | ⑨ Речен нанос |
| ⑤ Нафрлен камен | ACC-1 Локација на акцелерометар |

Сл. 3. Местоположба на инструментите во попречен пресек на браната



Сл. 4. Детал на круната од браната

4. ДОБИЕНИ РЕЗУЛТАТИ

Во периодот од 11.09.2016 до 20.09.2016 во Скопското епицентрално подрачје, се случија серија земјотреси, кои беа силно почувствувани од локалното население и пошироко во регионот. На главниот удар, кој се случи на 11.09.2016 година во 15 часот и 10 минути по локално време, со локална Рихтерова магнитуда $M_L=5.3$, му претходеше еден удар со магнитуда 3.9, а по него следеше серија дополнителни удари во овој регион со локална магнитуда во распон 1.3 до 4.0. Во периодот до 20.09.2016, регистрирани се вкупно 31 земјотреси со магнитуда над 1.3.

Како резултат на сеизмичките дејства во овој период, активирани се и инструментите за регистрирање на забрзувањата на почвата, кои се дел од мрежата за регистрација на силни земјотреси на Република Македонија.

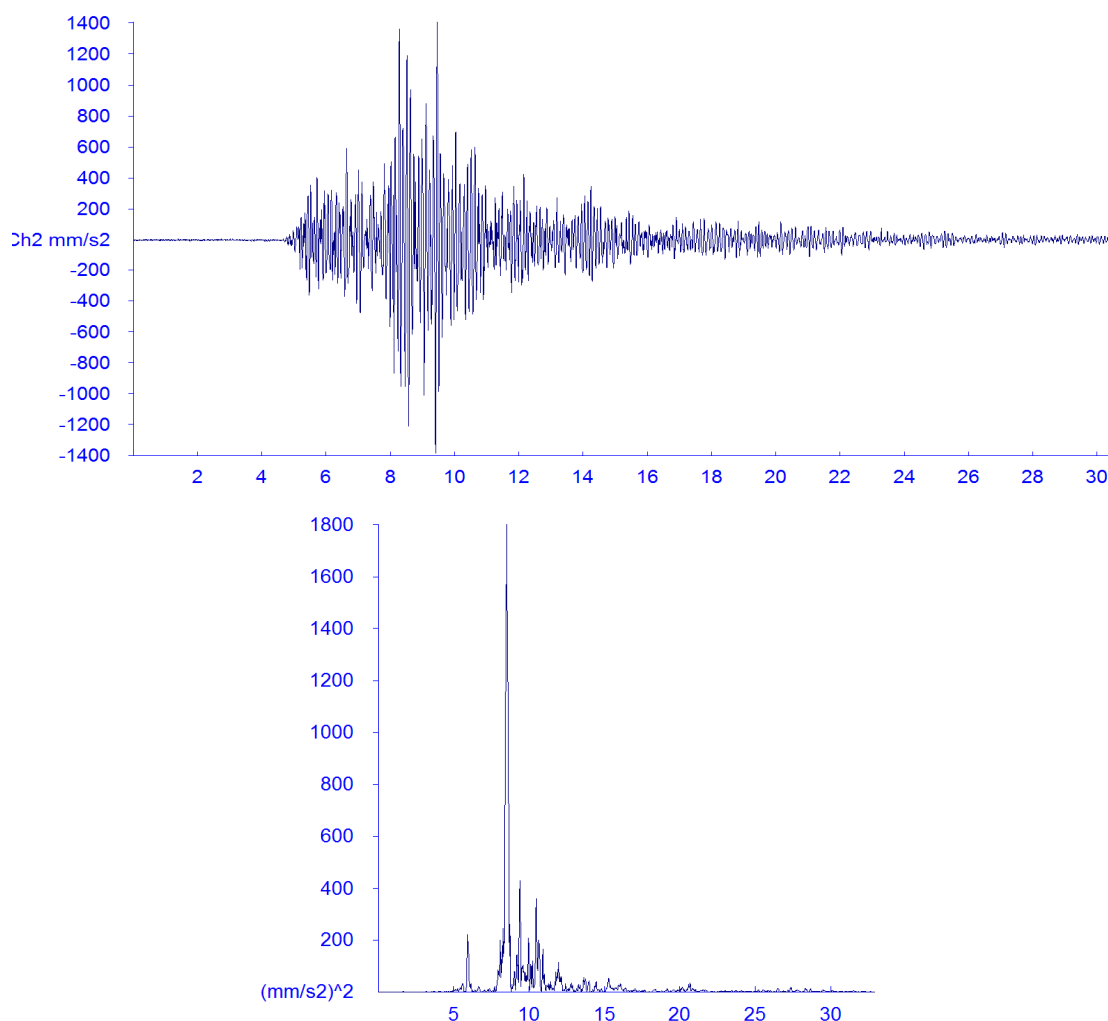
Во овој труд прикажан е дел од резултатите од записите добиени од инструментите лоцирани на браните „Св.Петка“ и „Козјак“.

Повеќе детали во однос на обработените и анализирани записи може да се најдат во извештаите на ИЗИИС.

4.1 Дел од резултатите од добиени регистрации на брана „Св.Петка“

Земјотрес 11.09.2016,04:58UTC			
	L	T	V
Master (MR-1) - Подножје на брана (галерија)	4.93(mg)	3.35(mg)	5.04(mg)
	6.64(Hz)	5.96(Hz)	13.87(Hz)
Slave01 (MR-2) - ¼ од круна на брана лево низводно	9.64(mg)	37.35(mg)	7.48(mg)
	6.86(Hz)	10.74(Hz)	18.68(Hz)
Земјотрес 11.09.2016,13:10UTC			
	L	T	V
Master (MR-1) - Подножје на брана (галерија)	15.52(mg)	9.46(mg)	11.86(mg)
	8.28(Hz)	8.54(Hz)	2.86(Hz)
Slave01 (MR-2) - ¼ од круна на брана лево низводно	34.8(mg)	142.89(mg)	15.58(mg)
	8.42(Hz)	8.52(Hz)	21.75(Hz)

Табела 3. Максимални пикови на забрзувања и доминантни фреквенции



Сл. 5. Временска историја на забрзување и фреквентен состав (MR-2), Земјотрес 11.09.2016,13:10UTC

4.2 Дел од резултатите од добиени регистрации на брана „Козјак“

Земјотрес 11.09.2016,04:58UTC			
	L (mg)	T (mg)	V (mg)
AC1 Круна на брана - средина	10.25	-17.58	-10.25
AC2 Круна на брана – десно низводно	16.60	22.95	13.18
AC3 Круна – лево низводно десно	6.84	6.84	/

Табела 4. Максимални пикови на забрзување

Земјотрес 11.09.2016,04:58UTC	L (Hz)	T (Hz)	V (Hz)
AC1 Круна на брана - средина	2.83	3.81	4.20
AC2 Круна на брана – десно низводно	3.91	4.98	3.81
AC3 Круна – лево низводно десно	3.71	13.87	/

Табела 5. Добиени доминантни фреквенции- Фуриев спектар

Земјотрес 11.09.2016,13:10UTC	L (mg)	T (mg)	V (mg)
AC1 Круна на брана - средина	62.01	137.21	49.80
AC2 Круна на брана – десно низводно	55.18	90.33	38.57
AC3 Круна – лево низводно	-25.88	-21.00	/

Табела 6. Максимални пикови на забрзување

Земјотрес 11.09.2016,13:10UTC	L (Hz)	T (Hz)	V (Hz)
AC1 Круна на брана - средина	5.27	3.81	5.37
AC2 Круна на брана – десно низводно	3.81	4.10	3.91
AC3 Круна – лево низводно десно	8.69	6.49	/

Табела 7. Добиени доминантни фреквенции- Фуриев спектар

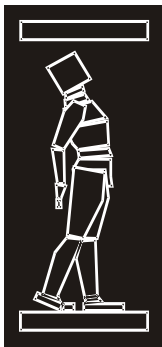
5. ЗАКЛУЧОК

Врз основа на горенаведените резултати и долгогодишното искуство со сеизмичка инструментација на брани во поранешна Југославија и Македонија, може да се заклучи дека:

- Сеизмичкиот мониторинг на брани е сеуште реален проблем во земјотресното инженерство. Резултатите од обработените записи од земјотресот значително придонесуваат кон експерименталните и аналитички истражувања на динамичкото однесување на брани. Сето тоа води кон оптимизација на процесот на проектирање и изградба на брани отпорни на земјотрес.
- Постоечкиот број инструментирани брани е релативно мал, дури и на светско ниво. Неопходно е тој број да се зголеми, особено кога станува збор за брани изградени со примена на понови технологии и методи на проектирање. Тоа е технички и економски оправдано, бидејќи цената на инструментите, во споредба со вкупната инвестициска вредност на брани, е симболична.
- Потребни се значителни напори за да се обезбеди рационална заштита на брани од сеизмички дејства. Поставување на мрежа за сеизмички мониторинг е еден од најрационалните начини на заштита.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Mihailov, V., Celebi M. (2001). "Seismic Monitoring of Structures an Important Element in Seismic Hazard Mitigation for Urban Media", Macedonian - US Joint Project Number 126/USGS, Report IZIIS 2001-61, Skopje
- [2] Mihailov, V. & Dojcinovski D., (2008), "Seismic Monitoring of Structures - An Important Element of Seismic Hazard Reduction"; 27th ECGS Workshop, European Center for Geodynamics and Seismology, Seismicity Patterns in the Euro-Med Region, Luxembourg, November 17-19, 2008
- [3] Dragi Dojcinovski & Vladimir Mihailov, Slavko Milevski," "Seismic Monitoring of Dams - A Tool for Assessment of Seismic Hazard", 14 European Conference on Earthquake Engineering, 30.08-03.09 2010, Ohrid, Macedonia.
- [4] Dojcinovski D., "Seismic Monitoring of Structures – A Tool for Urban Seismic Hazard Reduction", International School and Workshop, Nonlinear Mathematical Physics and Natural Hazards", Sofia, November 28 – December 02, 2013, Bulgaria.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Елена ДУМОВА-ЈОВАНОВСКА¹, Грозде АЛЕКСОВСКИ², Лилјана ДЕНКОВСКА³,
Сергеј ЧУРИЛОВ⁴, Кристина МИЛКОВА⁵, Симона БОГОЕВСКА⁶,
Стефан МИЦЕВСКИ⁷

СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА ПОСТОЕЧКИ СИДАНИ ЗГРАДИ ВО МАКЕДОНИЈА, ПРОЕКТ СЕИЗМОСИД

РЕЗИМЕ

Во овој труд претставен е научноистражувачкиот проект СеизмоСид кој се работи на Градежниот факултет во Скопје. Предмет на интерес во проектот се сиданите згради изведени во првата половина на минатиот век кои во моментот се седиште на јавни институции од образованието, администрацијата, судството и културата. Определување на методологија за определување на нивна повредливост е дел од очекуваните резултати, а крајна цел е определување криви на повредливост на карактеристични класи на објекти. Особен акцент е ставен на дефинирањето на сеизмичкиот hazard на територијата на Република Македонија.

Клучни зборови: сеизмички hazard, повредливост, сидани згради, амбиентални вибрации.

Elena DUMOVA-JOVANOSKA¹, Grozde ALESKOVSKI², Liljana DENKOVSKA³,
Sergey CHURILOV⁴, Kristina MILKOVA⁵, Simona BOGOEVSKA⁶, Stefan MICEVSKI⁷

SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING MASONRY BUILDINGS IN MACEDONIA, PROJECT SEISMOZID

SUMMARY

This paper outlines the research project named SeizmoZid, carried out at the Faculty of Civil Engineering in Skopje. The area of interest are masonry buildings, constructed in the first half of the last century, currently occupied as public institutions from the fields of education, administration, judiciary and culture. Definition of a methodology for assessment of their vulnerability is one of the expected results, while the ultimate goal is to produce vulnerability curves for typical building classes. Particular attention in the realization of the set target is to define seismic hazard for the territory of the Republic of Macedonia.

Keywords: seismic hazard, seismic vulnerability, masonry buildings, ambient vibration.

¹ Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, dumova@gf.ukim.edu.mk

² Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, aleksovski@gf.ukim.edu.mk

³ Проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, denkovska@gf.ukim.edu.mk

⁴ Вон. проф. д-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, curilov@gf.ukim.edu.mk

⁵ М-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, milkova@gf.ukim.edu.mk

⁶ Асист. м-р, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, simona.bogoevska@gf.ukim.edu.mk

⁷ Надворешен соработник, Градежен факултет, „УКИМ“, Скопје, micevski34@gmail.com

ВОВЕД

Земјите и регионите изложени на сериозен сеизмички hazard се соочуваат со различно ниво на сеизмичкиот ризик кој освен од hazardот зависи од постоечкиот градежен фонд. Управувањето со сеизмичкиот ризик се спроведува во две насоки:

- **Превенција** – изготвување на регулатива за проектирање и изградба на **нови** сеизмички отпорни објекти, и
- **Ублажување** - процена на повредливоста на **постоечки** објекти како подлога за нивно зајакнување.

За секој регион со значителен сеизмички hazard неопходно е да се изработи национална програма за намалување на ризикот од појава на штети од земјотрес. Во рамките на една таква програма основен елемент е дефинирањето на можни штети за различни типови на објекти, најчесто застапени во регионот, од земјотреси со очекуван интензитет и карактеристики.

Дистрибуцијата на штети во одреден регион се дефинира во облик на зависности **интензитет на земјотрес - штети на конструкциите**. Овие зависности ја даваат распределбата на веројатност на штети за даден интензитет на земјотрес и најчесто се претставени во облик на матрици на веројатност на штети и криви на повредливост. Кривите на повредливост и матриците на веројатност на штети ја даваат условната веројатност од појава на одредено ниво на штети од земјотрес со даден интензитет.

Генерално овие зависности можат да бидат определени врз база на :

- регистрирани штети од стварни земјотреси
- експертско знаење
- аналитички резултати

Што се однесува до првата можност, неспорно е дека зависностите добиени врз база на регистрирани податоци за стварни штети би биле најверодостојни. За жал ретко за кој регион овие податоци ги има во доволен број за да се обезбеди неопходното ниво на статистичка точност. Втората алтернатива, користење на експертското знаење, неизбежно повлекува субјективност во искажувањето на поединци, меѓутоа во недостаток на други податоци и оваа можност има извонредно значење. Добивањето на зависностите **интензитет на земјотрес-штети на конструкциите** по аналитички пат изискува претходно дефинирање како на земјотреси (со соодветни карактеристики), така и на методи за динамичка анализа на однесувањето на конструкциите под дејство на тие земјотреси. Развојот на научната мисла во областа на генерирањето на синтетички земјотреси, во областа на нелинеарната динамичка анализа, и расположливата компјутерска опрема овозможува последните две децении да се појават методологии за аналитичко дефинирање на овие зависности за различни класи на објекти.

При дефинирање било на криви на повредливост, било на матрици на веројатност на штети основно е да се дефинира побудата (земјотресот) и одговорот на конструкцијата на таа побуда. Ако се има предвид фактот дека кривите на повредливост или матриците на веројатност на штети треба да претставуваат алат за претскажување на штети од можеен земјотрес на една цела класа објекти, станува очигледна сложеноста на проблемот. Амплитудата на забрзувањата, фреквентниот состав и времетраењето се само некои од основни карактеристики на земјотресот кои го условуваат одговорот на конструкцијата. Имајќи ја на ум случајната природа на земјотресот, треба да се согледаат можните варијации на овие карактеристики. Една можност е да се врши анализа на конструкциите под дејство на записи од стварни земјотреси, но за жал ретко за кој регион постои репрезентативен сет од такви записи. Поради тоа, поголемиот број на истражувачи во оваа област ја одбираат втората можност т.е. генерирање на синтетички земјотреси.

Од друга страна, конструкциите, нивните карактеристики кои произлегуваат од карактеристиките на материјалот и изведбата, исто така, подлежат на статистички варијации. Меѓутоа, мора да се признае дека варијациите на карактеристиките на конструкциите во однос на варијацијата на карактеристиките на земјотресите се значително помали. Дефинирањето на

одговорот на конструкциите се врши на идеализирани модели кои зависно од своите можности повеќе или помалку ја одразуваат реалноста. Сложеноста на моделите и методите за пресметување во контекст на техничките можности на сметачите го условуваат неопходното компјутерско време, кое исто така може да биде ограничувачки фактор.

Истражувачите кои работеле во оваа област се обиделе да дадат решение на овие проблеми предлагајќи методологии за дефинирање на криви на повредливост или матрици на штети. Секој на свој начин, поткрепено со сопствени согледувања, прави отстапки од стварноста, за сметка на практичноста при достигнување на поставената цел.

Сидаријата, заедно со дрвото, се најстари конструктивни материјали, што условува голем дел од постоечките конструкции да се изведени токму од овој материјал. Од друга страна, заради својата комплексна структура (блокови + врзен слој), може да се јави во многу различни облици почнувајќи од необработен камен во „сува сидарија“ до најсовремена армирана сидарија од лесни, но високо носиви блокови и малтери. Таквиот композитен состав, задачата за определување на механичките карактеристики и предвидување на однесувањето под дејство на земјотрес ја прави извонредно сложена. Процената на повредливоста на сидани конструкции во минатото главно се спроведувала со емпириски методи врз основа на податоци од случени земјотреси, но развојот на компјутерската технологија, а со нив нумерички методи, пред сè методот на конечни елементи и постапките за нелинеарна анализа, овозможуваат и за сиданите конструкции се почесто да се применуваат аналитички процедури за определување на сеизмичката повредливост.

1. ОПИС НА ПРОЕКТОТ

Имајќи го предвид значајниот број на постоечки објекти изградени пред постоење на регулатива за асеизмичко проектирање, ублажувањето на сеизмичкиот ризик е возможно само ако се обезбедат информации за нивната повредливост. Во рамките на постоечки објекти изградени пред постоење на регулатива доминираат сиданите конструкции. Така, во нашата земја токму во сидани конструкции има сместени јавни институции, и тоа:

- Образовни - детски градинки, основни и средни училишта, високообразовни институции,
- Администрација - министерства, локална самоуправа, судови, но и
- Културни институции - музеи, архиви и др.

Во рамките на предложеното истражување, одбрани се дваесет објекти од сидарија изградени кон крајот на деветнаесеттиот и првата половина од дваесеттиот век, кои што според својата актуелна намена влегуваат во погоре посочените категории на јавни институции.

Избраните конструкции, според архитектурата, конструктивниот систем и применетите конструктивни материјали, претставуваат типолошки претставници на избраната класа на објекти. За секој од избраните конструкции прво се спроведени тестови со амбиентални вибрации со цел да се определат нивните реални динамички карактеристики како и процена на нивната носивост. Во втората фаза на истражувањето, ќе се примени аналитичка методологија за определување на функцијата на сеизмичка повредливост со што ќе се определи функцијата (кривата) на повредливост на секој објект поединечно.

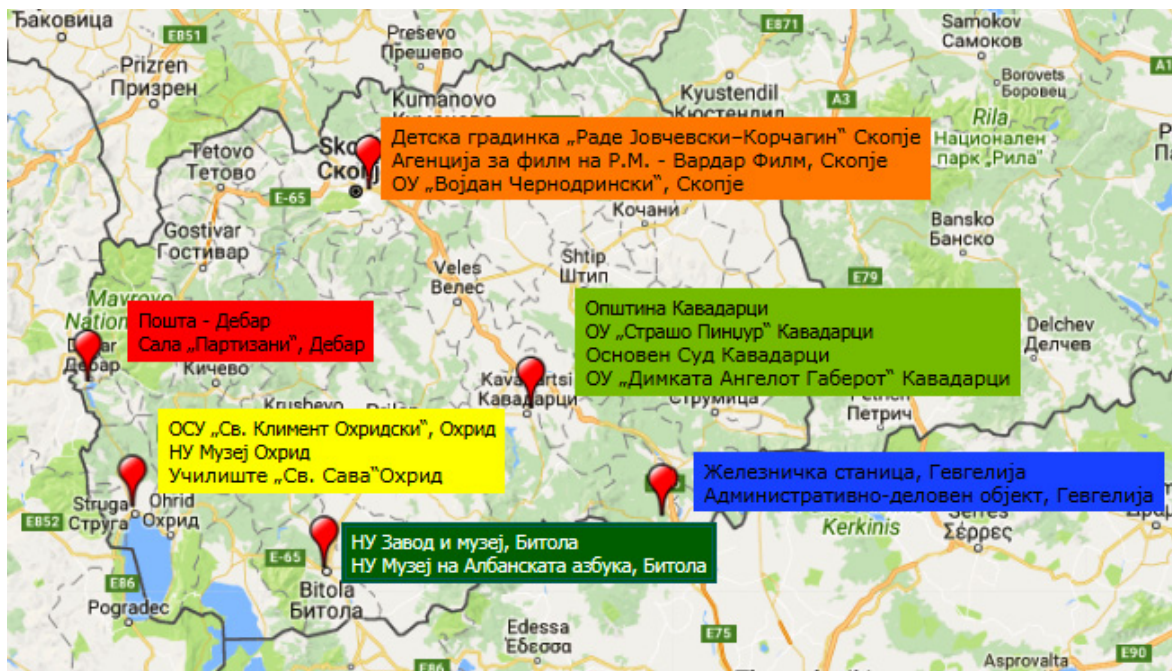
Заслужува да се потенцира дека значаен дел од аналитичката методологија е и дефинирањето на сеизмичкиот hazard во Република Македонија. За таа цел ќе се користат расположивите податоци од Сеизмолошката опсерваторија и во зависност од нив ќе се одбере начин на дефинирањето на сеизмичкиот hazard за избраните карактеристични конструкции.

2. ОСНОВЕН ПЛАН НА ИСТРАЖУВАЊЕТО И ОЧЕКУВАНИ РЕЗУЛТАТИ ОД СЕКОЈА ФАЗА НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Активностите од истражувањето се организирани во четири истражувачки работни пакети (РП):

РП 1: Избор и анализа на репрезентативни конструкции

Одговорен истражувач на пакетот е проф. Грозде Алексовски. Во овој работен пакет вклучени се млади истражувачи, студенти на магистерски студии на Градежниот факултет. Првата фаза во овој работен пакет беше избор на репрезентативни сидани конструкции во Македонија, изведени пред земјотресот во Скопје во 1963 година, Слика 1-4. Потоа, следеше проверка за постоење проектна документација и геометриско снимање на лице место за да се утврди фактичката состојба на геометријата на објектот. Во фаза на изработка се математички модели со конечни елементи, статичка и динамичка анализа на конструкциите, првична калибрација на математичките модели врз основа на резултатите од експерименталното истражување во работниот пакет 2 и процена на носивоста според ПИОВСП'81 (контрола на напрегањата). По проверката за задоволување на барањата за носивост според Правилникот, доколку се покаже дека има потреба, ќе се предложат мерки за зајакнување на објектите.



Слика 1. Приказ на избрани репрезентативни објекти по градови

РП 2: Експериментални истражувања

Одговорен истражувач на пакетот е вон. проф. Сергеј Чурилов. Во овој пакет се предвидени експерименталните испитувања за сите објекти, кои генерално можат да се поделат на два дела: лабораториско испитување и испитување на лице место. Лабораториските испитувања на механичките карактеристики на сидаријата имаат за цел да се утврди квалитетот на вградените материјали, а ќе се извршат со земање примероци од тула и малтер од оние објекти каде што тоа ќе биде можно и дозволено. За дефинирање на јакостно-механичките карактеристики, предвидено е спроведување тестови за определување волуменска тежина, јакост на притисок, јакост на затегнување при свиткување на тулата и малтерот, како и јакост на притисок и модул на еластичност на сидаријата како конструктивен материјал, сл. 5.



а) Гимназија „Св. Климент Охридски“



б) НУ Завод за заштита на спомениците на културата и Музеј

Слика 2. Репрезентативни објекти во Охрид



а) Детска градинка „Раде Јовчевски-Корчагин“, клон „Пепелашка“



б) Агенција за филм на Република Македонија и „Вардар филм“

Слика 3. Репрезентативни објекти во Скопје



а) ООУ „Димката Ангелов Габерот“



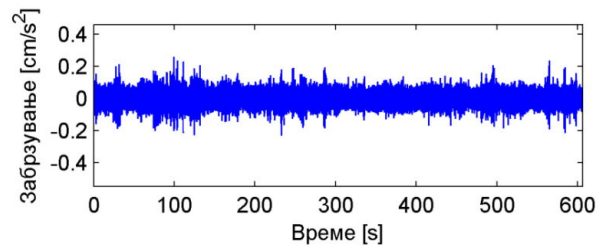
б) Основен суд

Слика 4. Репрезентативни објекти во Кавадарци

Испитувањата на лице место ќе се спроведат за определување динамички карактеристики на конструкцијата со примена на неструктурни експериментални методи. Со нив, директно се проценува крутоста на објектот преку соодветните параметри: фреквенции и периоди на слободни осцилации и тонови форми. Ќе бидат извршени динамички тестови на лице место со мерење на амбиенталните вибрации предизвикани на објектите од амбиентални услови (ветер, движење на луѓе и возила, работа на градежни машини и сл.). За проценка на динамичките карактеристики ќе се користат резултатите од извршените мерења и ќе се применат методи за динамичка анализа во оперативни услови. Мерењата ќе се извршат со мобилна опрема, тип Digitexx PDAQ Premium portable system, Digitexx еднооксијални и триоксијални сензори-акцелерометри. Регистрирањето на забрзувањата ќе биде извршено во повеќе карактеристични, однапред одбрани позиции, на катовите и кровот на конструкциите, во два ортогонални и еден вертикален правец.



Слика 5. Определување физичко-механички карактеристики на сидаријата



Слика 6. Опрема за мерење и карактеристичен запис на забрзување во точка од конструкцијата

Сите мерења ќе се спроведат во повеќе серии со времетраење од 605 sec и фреквенција на запишување 200 Hz, сл. 6. Обработката на снимените податоци ќе се изврши со програмски кодови во MATLAB (MATLAB, 2014) и програмот ARTeMIS Modal (Svibs, 2016).

За сите објекти вклучени во РП 2 се планира подготвување елаборати за определување динамички карактеристики на конструкциите.

РП 3: Корелација на модели од измерен и симулиран конструктивен одговор на конструкциите

Одговорен истражувач на пакетот е проф. Лилјана Денковска. Првата фаза од овој работен пакет е идентификација на динамички карактеристики на конструктивните системи со методи базирани на мерен конструктивен одговор (амбиентални вибрации).

Втор чекор е определување на репрезентативни параметри за корелација на математички модели на измерени конструктивни вибрации и симулирани модели на конечни елементи. Со помош на дефиниран алгоритам за нумеричка симулација на моделот со конечни елементи ќе се направи врска помеѓу влезните непрецизни параметри (карактеристиките на материјалот, придружувањето, вредности на товари) и референтните вредности од одговорот на конструкцијата (периодите и обликот на тоновите форми и MAC – вредностите). Се предвидува користење коефициенти на чувствителност за да се ублажи разликата помеѓу експериментално и аналитички добиените вредности, па потоа повторно со ново-добиените параметри ќе се врши анализа со тонови форми, сè додека не се постигне дефинираниот критериум на конвергенција.

РП 4: Определување криви на повредливост на избраните конструкции

Одговорен истражувач на пакетот е проф. Елена Думова-Јованоска. За да се опфатат условите за регионална сеизмичност, со истражување за постоење на записи од случени земјотреси во Македонија, ќе се дефинира сеизмичкиот hazard на конструкциите и ќе се определат на спектрите на одговор.

Со цел што доверливо дефинирање на сеизмичкиот hazard, наместо нејчесто употребуваните пробабилистички методи, ќе биде употребен нео-детерминистички пристап (Panza et al, 2012), во кој се прави комбинација од геолошки, сеизмотектонски и геотектонски податоци и сите познати настани-земјотресни сценарија на територијата на Република Македонија. Со цел соодветно да се моделира физичката пропација на попречните и подолжните бранови при сеизмичка активност (Fasan et al, 2016), направена е поделба на територијата на Република Македонија на

шест региони со специфичен геолошки развој и градба, при што е употребена картата на геотектонска реонизација на Македонија (Арсовски, 1997). Податоците за сите случени земјотреси за кои постојат записи се добиени од партнерите во проектот - Сеизмолошката опсерваторија, Природно - математички факултет. Во анализата ќе бидат употребени вкупно 1796 земјотресни сценарија, почнувајќи од 518 година до 2017 година. Со цел да се дефинираат локацијата и типот на раседите, ќе биде употребена епицентралната карта на Република Македонија со приказ на основните раседни структури (Гапковски, Јовановски, 2007).

По пресметката на регионални мапи на hazard за територијата на Република Македонија базирани на пресметани синтетички земјотреси и дефинирањето на точна локација на конструкциите за кои е потребно да се направи анализа, ќе се пресметаат спектрите на одговор за секој објект посебно.

Користејќи ги резултатите од РП 3, ќе се извршат нелинеарни анализи и ќе се определат криви на капацитет за сите дефинирани објекти. Со помош на статистичка обработка на сите претходно добиени резултати ќе се определат кривите на повредливост за конструкциите, прикажани како веројатности на надминување на одредено ниво на штети при сеизмичко дејство со дефиниран интензитет.

3. ОЧЕКУВАНИ РЕЗУЛТАТИ ОД ИСТРАЖУВАЊЕТО

Како резултат на планираните истражувачки активности се очекува да се остварат следните поставени цели:

- Определување на механички карактеристики на ѕидаријата со примена на амбиентални вибрации и калибрирање на пресметковниот модел на конструкциите.
- Споредба на така добиените механички карактеристики со вредностите добиени од тестови на примероци од материјалот.
- Контрола на сеизмичката носивост на карактеристичните конструкции според актуелниот Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти на високоградбата во сеизмички подрачја од 1981 год. (ПИОВСП81).
- Дефинирање методологија за определување функција на сеизмичка повредливост на типична ѕидана конструкција во Македонија, што вклучува:
 - i. определување на локалниот сеизмички hazard
 - ii. избор на метода за нелинеарна анализа на ѕиданите конструкции
 - iii. избор на показател на штети и состојби на штети
- Примена на дефинираната методологија на сите 20 карактеристични конструкции и определување на нивните функции на повредливост.
- Споредба на добиените функции на сеизмичка повредливост на поедините ѕидани конструкции со криви на повредливост дефинирани за класи на ѕидани конструкции кај нас, но и во поширокиот регион.

Вкупните резултати ќе бидат систематизирани и презентирани во монографија посветена на сеизмичката повредливост на ѕидани конструкции.

4. КОРИСНИЦИ НА ИСТРАЖУВАЧКИТЕ РЕЗУЛТАТИ, НАЧИН НА ПРЕНЕСУВАЊЕ И ПРИМЕНА НА ИСТИТЕ

Менаџирањето на сеизмичкиот ризик е невозможно без познавање на тој ризик, предуслов пак за определување на сеизмичкиот ризик е дефинирањето на повредливоста на постоечкиот градежен фонд. Оттука резултатите од овие истражувања се основа на студиите за определување на сеизмичкиот ризик на ѕидани конструкции за територија на цела Македонија.

Центарот за управување со кризи е институција која со својата надлежност за целата Република се прв чинител кој би можел да ги користи податоците од ова истражување. Сепак и локалните

самоуправи во зависност од поставените локални и регионални приоритети можат да ги користат овие резултати за подготовка на стратегии за справување на сеизмичкиот ризик на локално ниво.

Истражувачките центри во земјата и странство се природни корисници на истражувачките резултати.

За претставување на резултатите од истражувањето се планира организација на два семинара, првиот после завршувањето на Работниот пакет 1 и вториот на крајот од проектот. Планирано е и публикување на резултатите на научни собири во земјата и странство, во научни списанија како и издавање на завршна публикација во облик на монографија.

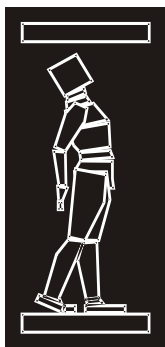
Земјите од нашето соседство (Грција, Турција, Бугарија, Албанија, Италија) се исто така изложени на одреден сеизмички ризик од една страна, додека од друга страна сите овие земји исто така имаат значителен број на сидани конструкции изградени не само пред постоење на прописи за асеизмичко проектирање туку и пред постоење на свест за третирање на овој проблем. Од тука јасен е интересот и во овие земји за методологии за дефинирање на повредливоста како и резултати од апликација на таква методологија на реални конструкции.

БЛАГОДАРНОСТ

Авторите изразуваат искрена благодарност на општинските авторитети и раководителите на институциите сместени во избраните репрезентативни конструкции, што овозможува пристап до објектите, како и помош при обезбедување на расположива документација за објектите. Не е помала благодарноста за компанијата Digitexx Data Systems Inc., за обезбедување на потребната опрема при мерења амбиенталните вибрации и Заводот за испитување на материјали „Скопје“ АД Скопје, за спроведените тестови на механичките карактеристики на пробните тела од репрезентативните конструкции. Досега спроведените истражувачки активности се финансирани од Катедрата за теорија на конструкции и компјутерска анализа од Градежниот факултет во Скопје.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Арсовски М., 1997: Тектонска карта и тектоника на Македонија, Рудароско-геолошки факултет, Штип.
- [2] Гапковски, Н., Јовановски, М., Општа геологија, Градежен факултет, Универзитет „Св, Кирил и Методиј“, Скопје, 2007
- [3] Fasan M., Magrin A., Amadio C., Romanelli F., Vaccari F., Panza G.F., A seismological and engineering perspective on the 2016 Central Italy earthquakes, *Int. J. Earthquake and Impact Engineering*, 2016, Vol. 1, No. 4, 395-420.
- [4] Градежен Факултет, , Универзитет „Кирил и Методиј“, Скопје, Сеизмичка повредливост на постоечки сидани згради, Научноистражувачки проект, 2016.
- [5] Градежен Факултет, , Универзитет „Кирил и Методиј“, Скопје, Измена на проектна програма за научноистражувачки проект: „Сеизмичка повредливост на постоечки сидани згради“, 2017.
- [6] MATLAB 2014a, The MathWorks, Natick, Massachusetts, United States, 2014
- [7] Panza G.F, La Mura C, Peresan A, Romanelli F, Vaccari F., Seismic Hazard Scenarios as Preventive Tools for a Disaster Resilient Society. In R. Dmowska (Ed.), *Advances in Geophysics*. Elsevier, London, 2012, 93–165.
- [8] Structural Vibration Solutions A/S. ARTeMIS Modal 5, 2016. <http://www.svibs.com>.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Владимир ГОЦЕВСКИ¹

ПОСЛЕДИЦИ ОД УДАР НА АВИОН ВРЗ НУКЛЕАРНА ЦЕНТРАЛА

РЕЗИМЕ

Овој труд ги опишува последиците кои произлегуваат од ударот на голем комерцијален авион во реакторска зграда на нуклеарна централа. На почетокот е дадено кратко образложение поврзано со видовите на мали авиони опфатени со прописите кои се применуваат за концепцијата на нуклеарните централи. Понатамо, подетално е евалуиран, интензитетот на силата која произлегува од рушењето на голем комерцијален авион врз реакторската зграда. На кратко е опишан и ефектот на високата температура како последица од пожарот предизвикан од горивото во авионот. Презентирано е распространувањето на пукнатините во бетонската анvelopа, како последица од импактната сила и високата температура. Воздушната непропустливост на реакторската зграда и можноста од голема водопропустливост на базенот во кој е сместен радиоактивниот отпад од реакторот се анализирани подетално.

Клучни зборови: авион, воздушна непропустливост, бетон, пукнатини, удар, пожар, сили на удар, нуклеарен реактор, проток на радиоактивна вода, базе на собирање радиоактивен отпад

Vladimir GOCEVSKI¹

THE CONSEQUENCES OF AIRCRAFT CRASH UPON NUCLEAR POWER PLANT

SUMMARY

This paper presents the consequences arising from an aircraft crash into a reactor building's containment shell of a Nuclear Power Plant. A brief discussion of the types of small aircrafts that were being considered in design standards in the past, is presented and the magnitude of impact forces and the extensive fire from burning fuel due to large commercial airplanes crashing onto the reactor building is elaborated in more details. The distribution of the impact related macro-cracks on the concrete envelope is presented as well. Further, the air tightness of the containment as well as the possibility of eventual massive water leakage from the radioactive waste storage pool is evaluated. Some details relative to the permeability of cracked concrete and the relation between the extend of concrete damage and water leakage are also explained.

Keywords: airplane, air tightness, concrete, cracking, crash, fire, impact forces, nuclear reactor, radioactive water leaking, radioactive waste storage pool

¹ PhD, Structural department, Hydro-Quebec Equipment, Montreal, PQ, Canada, gocevski.vladimir@hydro.qc.ca

1. INTRODUCTION

There has been a worldwide acceptance to the assumption that the probability of an aircraft crash into a nuclear site is extremely low, consequently, many standards do not include any specific provisions regarding the design of a nuclear facility to protect against an aircraft crash, including the Canadian standards. Moreover, many nuclear plants were designed and built without giving any consideration to the aircraft crash hazard, specifically, the oldest plants which were constructed in the 60s and early 70s. However, most of these plants were checked later and were found to be capable to withstand - with minor damage - a direct strike of a light aircraft represented, for instance, in the French guidelines by the aircraft Lear Jet 23, a 5.7 tons twin-engine jet flying at a speed of 360 km/h. Furthermore, many of the more recent plants, which were built in the late 70s and 80s, were designed to withstand the crash of a light aircraft.

In Germany, nuclear power plants are designed to withstand aircraft crash by a military plane since the mid 70s. The current standards specify that nuclear power plants should be designed to withstand the direct impact of a 20 tons military plane, the equivalent to a Phantom fighter jet (F-4E), flying at a speed of 774 km/h. This is equivalent to a force of 110 MN acting on a circular area of 7m² for duration of 0.07 seconds. This is the highest standard that was found published anywhere.

It has also been generally accepted that a detailed review of the aircraft crash hazard should be carried out for plants with non-negligible probabilities of being affected by an aircraft crash, i.e. those located near busy airports, military training routes or federal airways. Three Mile Island plant in the USA is an example of this condition and it was designed to withstand the normal impact of a Boeing 720 or a similar aircraft impinging at a speed of 370 km/h, the potential effects of the fire were also assessed. This corresponds to a load of 90 MN acting on an area of 37.2 m².

The increase of the commercial air traffic, during the last 25 years, and the use of much larger aircrafts, displayed the potential for previously unanticipated incidents. As a result, concern has been expressed that future accidents may occur at Nuclear Power Plants (NPP). The probability of large Boeing 767-400ER aircraft, fully fueled with a maximum takeoff weight of 200 tons and the calculated peak impact forces close to 600 MN, crashes into a reactor building is relatively high.

To establish the level of damage that would result from a crash of a large commercial airplane at the Canadian NPP's, Canadian Nuclear Safety Commission (CNSC) requested, from the structural department of HQE, a study to investigate this type of event. Part of this study will be presented here.

The investigations of the collapse of the World Trade Center (this study was presented by the author at MASE 2003) were applied to investigate the behavior of a NPP reactor building. These investigations show damage occurring in stages due to: (a) the initial impact of the airplane into the building, (b) creation of large fireball immediately after impact, (c) post crash fires, from the spill aircraft fuel outside the reactor building, (d) loss of air tightness of the building and danger of radioactive dust escaping outside, (e) loss of cooling system functioning while the water temperature, in the radioactive waste storage pool rising to boiling (same as at Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant accident), etc.

This paper deals with a computational approach for estimating the impact of an aircraft crash into the reactor building of the CANDU NPP (Fig. 1a), that is susceptible to damage resulting from Alkali-Aggregate Reaction (AAR). The containment structure shown in Figure 1b, together with the air locks, penetrations, and other containment appurtenances, forms the confining envelope which is the pressure retaining portion of the containment system. The structure includes the base slab, perimeter wall, ring beam and upper dome, all of which are pre-stressed. The lower dome, which serves as a reservoir for the dousing water, does not form part of the containment boundary and is built of reinforced concrete. The base slab is 1.68 m thick and is founded on rock. The perimeter wall thickness is 1.07 m with an inside diameter of 41.46 m and the height, from the top of the base to the bottom of the ring beam, is 42.19 m. To anchor the perimeter wall's horizontal tendons, the wall has four buttresses where the wall thickness is 1.9 m. The ring beam supports the upper dome. The dome has a radius of 41.45 m and minimum thickness of 0.61 m and covers the containment structure. The perimeter wall has circumferential and vertical tendons while the upper dome consists of three layers of superimposed tendons, the latter placed in such a way that the tendons from the three layers form spherical equilateral

triangles. Although the prestressing steel is the major reinforcing system, mild reinforcing steel bars are also present in the regions of stress concentrations.

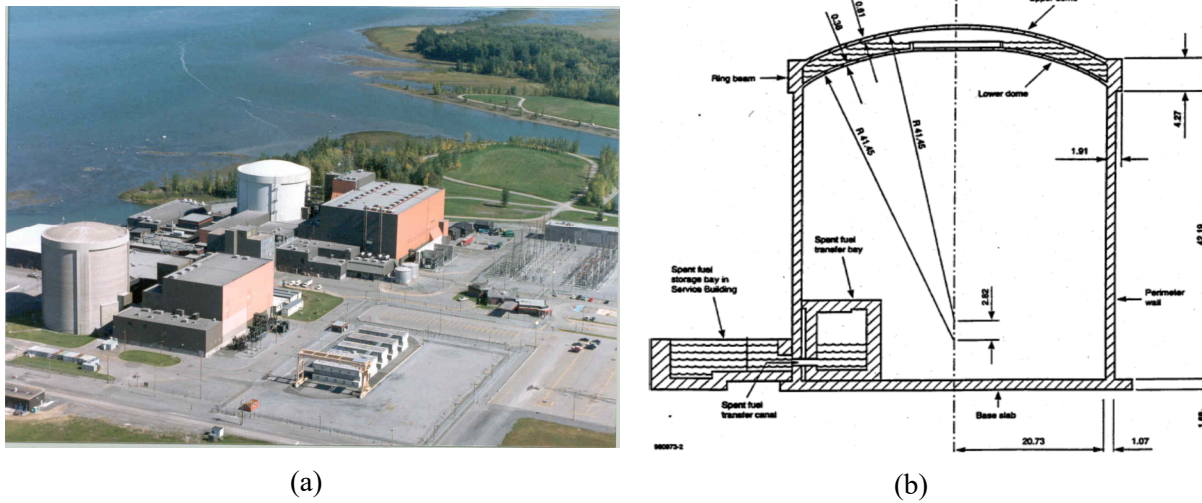


Fig. 1. Containment building: (a) aerial view of the generating station, (b) containment structure

The concrete used in the construction was prepared using Portland cement type 10 containing 3.2 kg/m^3 (0.8%) of alkali and siliceous limestone aggregate. The 28-day compressive strength and the modulus of elasticity of the concrete were 34.5 MPa and 34.5 GPa respectively. More recent (1999) tests on the cores extracted from the walls indicate compressive strength of 52.0 MPa.

2. AIRCRAFT CRASH ANALYSES

2.1 Background summary

A literature review was conducted for the different techniques to assess the impact force due to aircraft crash on rigid structures. The following can be concluded from the literature review:

There are many studies available in the literature that was conducted to assess the aircraft crash hazards to nuclear power plants using a probabilistic approach. It seems that the probabilities of accidental crash were the basis of these studies, while the probabilities of successful intentional crash due to warlike acts or kamikaze attacks were disregarded. Moreover, many of these studies were based on out-of-date statistics that do not represent today's air traffic and the world's current fleet of aircrafts. New studies are needed based on current data to assess the aircraft crash hazards considering both accidental and intentional crashes.

The crash of an aircraft upon a rigid target involves two different types of missiles: a soft missile or the aircraft fuselage, and hard missiles or the aircraft engines. There are many publications in the open literature presenting different approaches to calculate the load-time function due to the crash of soft missiles on a rigid target. Riera's approach (Riera, J.D., 1980) is one of these approaches and it is considered by many as conservative. However, the lack of experimental studies in this area makes it hard to justify many of the other less conservative approaches.

Many formulae are available in the literature to calculate the penetration depth of a hard missile in concrete. However, most of these formulae are empirical and applicable to small size projectiles. Using these formulae in regard of a projectile with the size and weight of an aircraft engine usually give inconsistent results. However, the results obtained by the means of such formulae maybe used as general guide lines only. Additional means of verification must be used to study the problem. Other empirical solution is reported by (Godbout, P., and Brais, A., 1980). In a study conducted by (Abbas et al., 1996), the authors carried out coupled nonlinear dynamic analyses of target yielding structure and one dimensional aircraft crash model. In the current study, an analytical solution technique for the calculation of aircraft impact force on a rigid wall, as described by Abbas et al. (1995), has been implemented in a computer program (ACRASH.EXE). This program has been used to generate the

impact force histories for the crash events of Boeing 707 and Boeing 767. Boeing 707 results have been compared with the published results (Abbas et al. 1996) to validate the computer implementation of analytical procedure. The force history, generated for Boeing 767, has been subsequently analyzed further to determine its dynamic characteristics and the possible dynamic magnification of target structural response.

2.2 Aircraft impact force on rigid target

The control volume approach for the calculation of missile crash force on a rigid target has been described in (Abbas et al 1995). A summary of the technique is presented herein.

In Figure 2, control volume S contains the crashed portion, S_c , and the rigid zone, S_r . the following assumptions are made in the analysis:

- (1) a one dimensional model of the aircraft is assumed; this model can only yield total force; it will not give the distribution of contact force;
- (2) the projectile axis and its flight trajectory coincide (.i.e. straight flight path) and the impact is normal to the target surface;
- (3) there are no torn-off wreckage pieces and the crushed mass of the aircraft remains attached to the target structure.

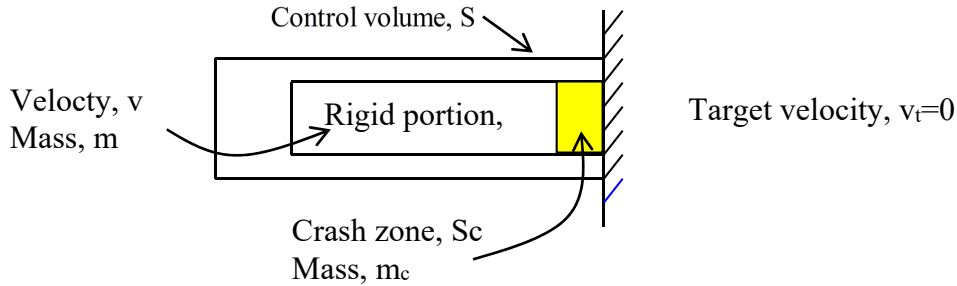


Fig. 2 : Control volume for missile crash on a rigid target

Owing to the third assumption, no momentum crosses the boundary of control volume. Based on the Newton's second law of motion, we can have following relationship:

$$F[x(t)] = \frac{d}{dt}(mV - m_c V_t) \quad 2.1a$$

where, $F[x(t)]$ is the impact force on the target. Upon simplification of the above relationship, we get the following expression for the calculation of impact force:

$$-F[x(t)] = P_c[x(t)] + \mu[x(t)] V^2 + m_c \frac{dV_t}{dt} \quad 2.1b$$

where, $P_c[x(t)]$ is the crash strength of the missile at coordinate location x ; $\mu[x(t)]$ is the mass of the missile per unit length at location x ; V is the velocity of the missile at non-crashed region; m_c is the mass of crashed portion of missile; and V_t is the velocity of the target structure (equal to zero for a rigid target). This equation can be solved incrementally to determine the impact force history with three input information: (i) mass distribution of the missile along its axis; (ii) crash strength variation along the axis of the missile; and (iii) the initial impact velocity of the missile.

The analytical technique, for the calculation of aircraft impact force on a rigid wall, has been implemented in a computer program, ACRASH.EXE. The program requires two ASCII data input files:

MASS.INP : to provide the linear mass density of an aircraft

CRASH.INP : to provide the distribution of crash strength of aircraft

The data supplied in these files can be scaled up or down by specifying appropriate scaling factors that are being asked by the program for interactive input during the execution. The aircraft impact speed and the time step for the calculations are also provided interactively during the program execution. The program provides the time histories of impact force, aircraft velocity, and crash distance in an ASCII output file ACRASH.OUT.

The time step, multiplied by the impact velocity, determines the length of crash at each time step. The time step should be small enough so that the variations of mass and crash strength, along the length scale of aircraft, are accurately mapped during the step-by-step solution. As a general rule, two analyses should be conducted, one at a selected time-step and the other at half of that step, to verify the time-step independence of the predicted response.

The mass data of Boeing 707 has been scaled to represent the length scale of Boeing 767 and the amplitude has been scaled to achieve a total mass of 204 tons - an approximation for the maximum take-off weight of Boeing 767. The crash strength data for Boeing 767 has generated simply by modifying the length scale of Boeing 707 data. The predicted impact force for Boeing 767 crash on a rigid target, as well as the Boeing 707 impact force, is shown in Figure 3. Evidently, the impact force from Boeing 767 crash is much higher.

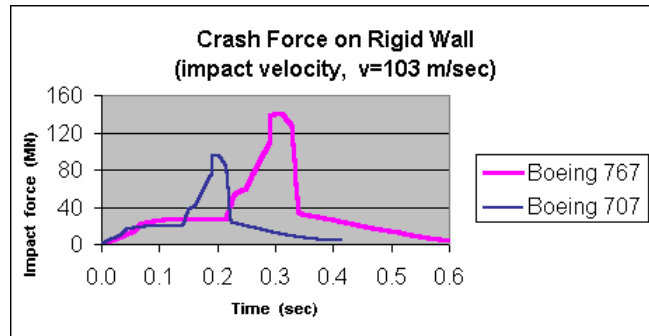
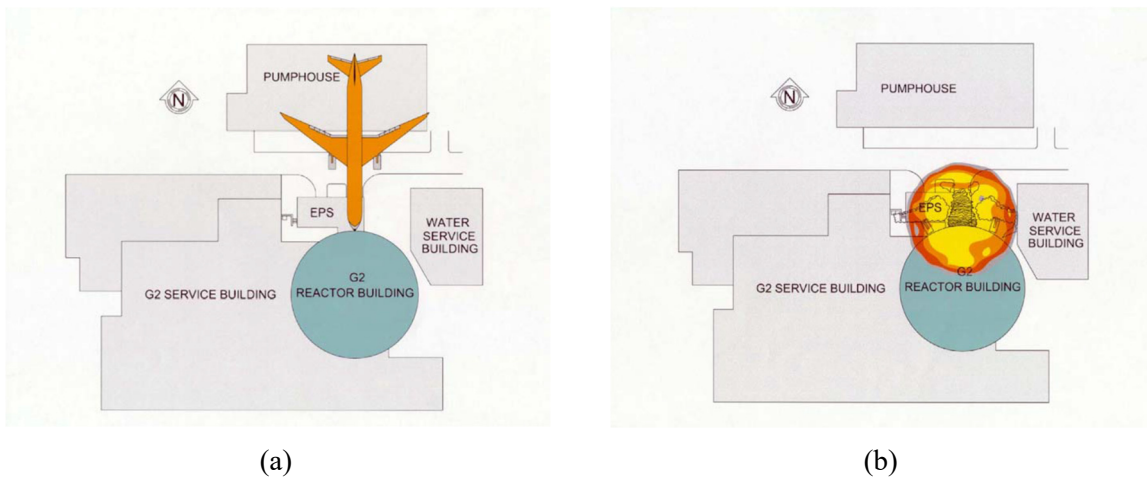


Fig. 3 : Aircraft impact force on rigid wall for Boeing 767 and 707 at impact velocity of 103 m/sec (230 mph, or 370 km/h)

3. AIRCRAFT CRASH ANALYSES

It is not possible to know the details of how an airline would crash into a nuclear power plant. For the purpose of this study it was assumed that an airplane would approach the Reactor Building from the north. This scenario was concluded as presenting the most severe damage potential to the structure.



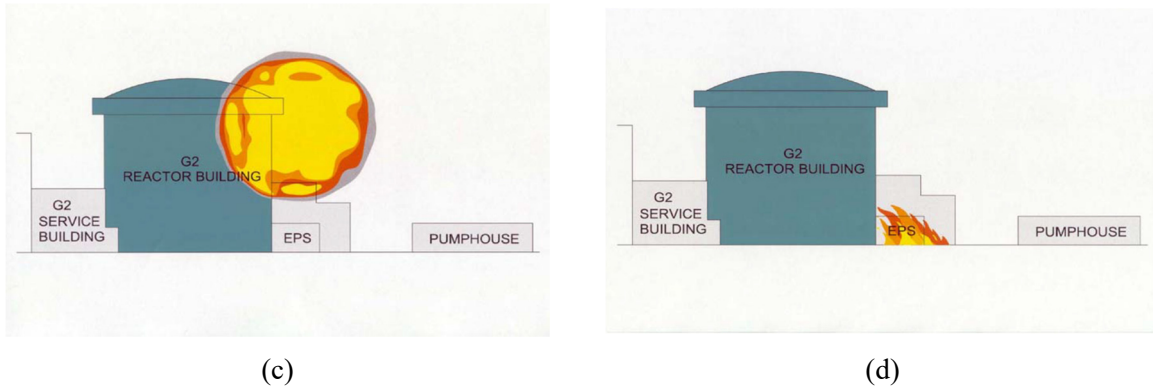


Fig. 4. Airplane Crash: (a) Sequence 1, (b) Last Sequence of complete plane destruction and Plan View of Fireball, (c) Elevation View of Fireball and (d) Elevation View of Pool Fire

3.1 Load – Time Function Calculations

The load-time function was obtained using the equation 2.1. The computer program (section 2.2) was used to solve equation (2.1) incrementally. The following input data were required: (i) mass distribution of the missile along its axis; (ii) crash strength variation along the axis of the missile; and (iii) the initial impact velocity of the missile. The linear mass distribution obtained earlier was modified by removing engine weights and was used in the analyses together with the crushing strength. The analyses were conducted for the three initial speed values of 370, 610, and 850 km/h.

While removing the engines mass does not represent the physical event, however, the effect was found negligible. Furthermore, removing the engines weight should result in a slight decrease of the calculated speed of the uncrushed portion of the aircraft, which is expected to be higher than the actual speed. The impact load peak values for the analyses are: 104.89, 297.75, and 593.94 MN at speeds of 370, 610, and 850 km/h respectively. The results of the analyses are shown in Figure 5.

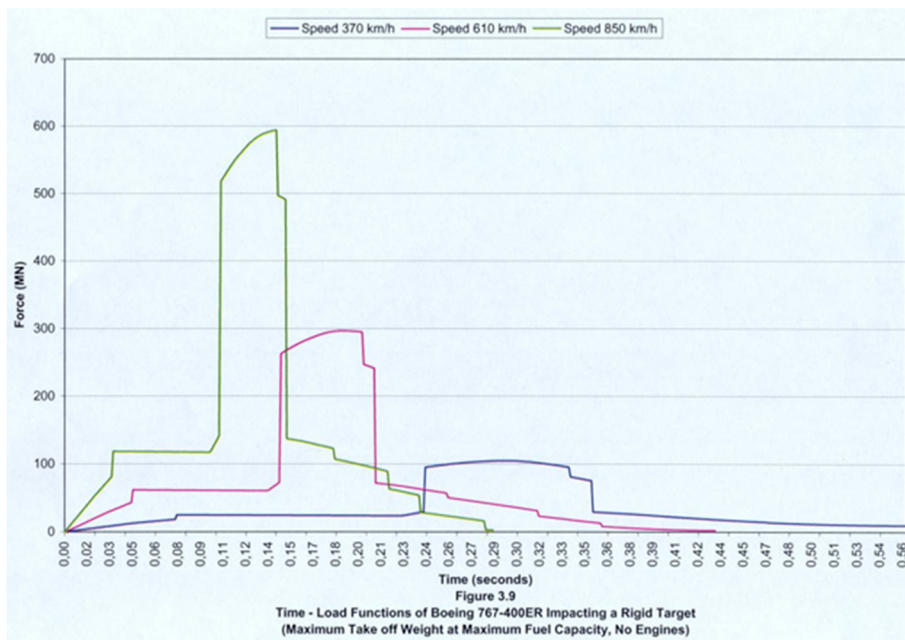


Fig. 5. Load-Time Functions for the Three Impact Zones

3.2. Calculation of Flame Temperature

The distribution of the flame temperature, on the outside face of the reactor building envelope, caused as a result of extensive fire from burning fuel is an important input in the numerical analysis. The most

accurate means of defining a flame temperature is by its adiabatic flame temperature. It is based on thermodynamic considerations that assume all the heat released by the combustion of the fuel is absorbed in heating the combustion products. In practice this flame temperature never occurs. It is the maximum possible temperature assuming no heat loss and no incomplete combustion.

The surface temperature of the building at a particular point changes with time due to the local heat balance. This balance is a combination of:

1. Radiation from the fire to the wall surface,
2. Convection from the fire to the surface,
3. The removal of heat from the surface by back radiation, and
4. Conduction into the wall below the surface.

This heat balance was calculated for each defined cell of the Reactor Building wall (Fig. 6).

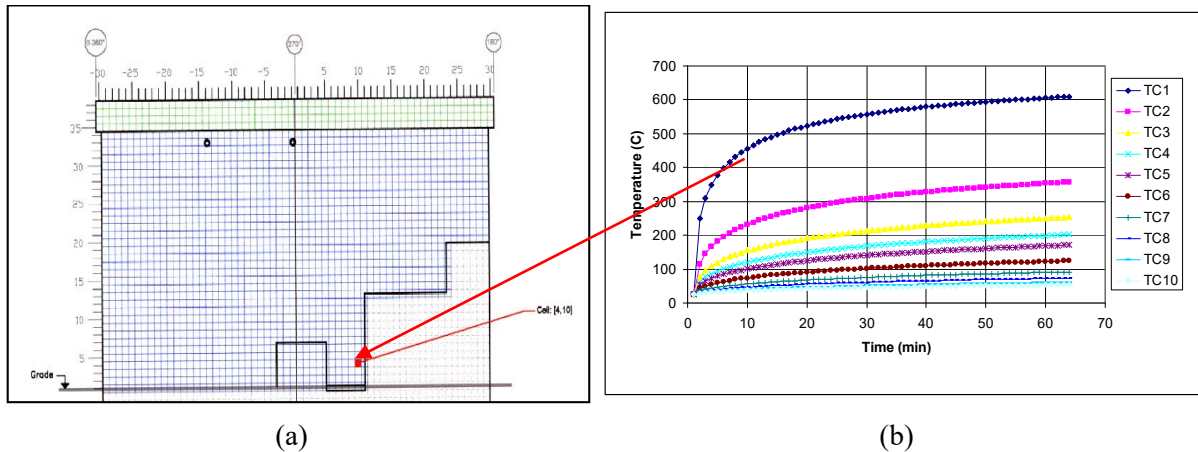


Fig. 6. Cells with temperature variation due to the fire (a) and Time variation of temperature of different cell groups (b).

4. FINITE ELEMENT ANALYSIS OF THE REACTOR BUILDING DUE TO BOEING 767-400 AIRCRAFT CRASH IMPACT FORCES END FIRE

The geometry of the reactor envelope is presented in Fig. 1b. The finite element models of the envelope and the internal structure are presented in Fig. 7.

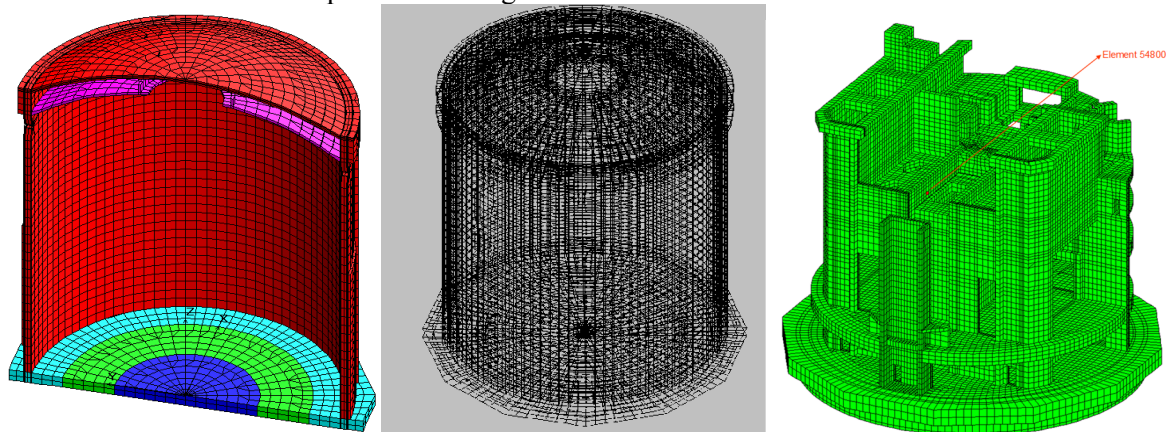


Fig. 7. The finite element mesh of the envelope and the internal structure

4.1. Damage in concrete due to AAR

A computational approach was used for estimating the behaviour of NPP (Fig. 1a), that is susceptible to damage resulting from AAR along with mechanical damage that can result from internal pressurization, dynamic loading associated with earthquake loads, as well as, impact forces and fire from the aircraft crash into the reactor building.

Between 2000 and 2016, Hydro-Quebec, carried out an extensive numerical study for a NPP reactor building envelope (Gocevski, 2003). This investigation included evaluation of various aging/ degradation mechanisms. The numerical simulations incorporated the transient thermal analysis over the period of construction, a series of static analyses including the simulation of continuing alkali-aggregate reaction, as well as dynamic analysis simulating a seismic event. This structural evaluation allowed Hydro-Quebec to define the damage from all aging mechanisms that can affect the propagation of cracks in the concrete and also to get a better idea of post-tensioning losses (Gocevski, 2003, 2011 and 2014). The main feature of the constitutive model employed in the above mentioned analysis (Pietruszczak, S. and Winnicki, A., 2003 and 2008) was that the material is treated as a composite medium comprising a concrete matrix and two or more families of steel reinforcement. Hence, the overall behavior of the material is derived from the properties of its components and their respective volume fractions, using a simple homogenization technique. The properties of concrete were described by employing a plasticity framework. The mechanical effects of alkali AAR, shrinkage and creep, were simulated using an elastoplastic constitutive relation developed in earlier work (Pietruszczak, S. at al., 1997). This approach is different from that employed in most of the existing formulations for reinforced concrete.

In addition, the standard internal pressure test (124 kPa) was simulated more elaborately and the results of instant (short term) strain change were compared with those measured using in-situ extensometers during the test. This simulation provides an approximate evaluation of post-tensioning losses/gains and propagation of cracking visible on the outside surfaces of the confinement building.

The finite element model for the reactor building consisted of 29,785 8-nodes solid brick elements with a total number of 36,895 nodes. Six layers of elements through the thickness of the envelope were created. An additional layer was created in the projected parts at the lower half of the envelope. Three layers of elements were created through the thickness of the upper dome and only one layer of elements in the lower dome.

The structure was assumed to be constrained from translational movement in the vertical direction (Z-Axis) at all nodes of the bottom face of its base. Moreover, nodes located within a circle centered at the vertical axis of the envelope with a diameter of 13.82 m were constrained in all other degrees of freedom.

The post-tensioning loading was simulated in all analyses. Table 1 lists the initial stress values in different structural elements of the reactor containment building.

Structural Element	Direction	Stress Value
Foundation	Tangential	2.297 MPa
Envelope (walls)	Vertical	3.459 MPa
	Tangential	5.938 MPa
Top Ring Beam	Tangential	3.349 MPa
Dome	Tangential	10.713 MPa

Table 1. Average Initial Compressive Stresses Due to the Post-tensioning

This comprehensive numerical model is judged to be essential in the future to correctly guide the Aging Management Program at Gentilly-2. Over a period of 30 years alkali-aggregate reaction have occurred in the pre-stressed structure, which required an estimation of the air leakage through the structure. The model also permitted adequate assessment of water leakage from the non post-tensioned concrete waste storage pool.

The damage defined with damage coefficient β (for $0.6 < \beta < 1$ indicate presence of micro-cracking and strain hardening behaviour; and $\beta > 1$ indicate presence of macro-cracking and strain softening behaviour) is presented in Fig. 8 for both the envelope and the internal structure after 25 years of concrete swelling due to AAR.

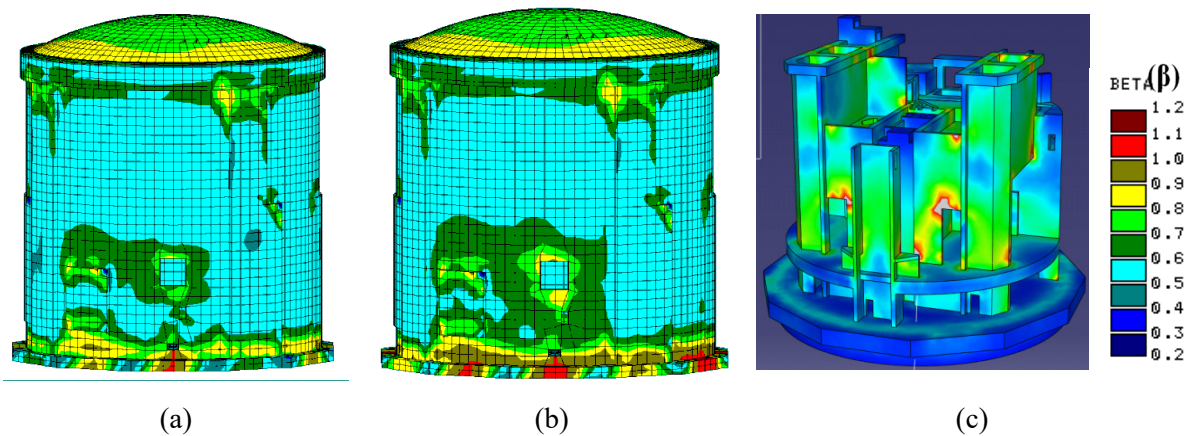


Fig. 8. Cracking of the AAR affected concrete; (a) before earthquake, (b) and (c) following earthquake event (magnitude 7 by Richter).

4.2. Reactor building - Damage caused from the impact due to the aircraft crash

The aircrafts which were considered in the study reported in this paper are presented in Fig. 9. The impact forces as a function of aircrafts mass and airplane speed before crashing into the reactor building are presented in Table 2.



Fig. 9. The aircrafts considered in the study

Table 2

Linear static, linear dynamic and nonlinear static analyses were performed to assess the response of the reactor building to a normal impact by a Boeing 767-400 aircraft. Analyses were conducted to assess the impact by other aircrafts and the results are included in various HQ and CNSC reports.

In fact, the problem at hand is a nonlinear dynamic problem. However, due to its complexity and the limitations of computational resources, it was recommended to solve it as: (1) a nonlinear static problem, where the applied static impact pressure should be equivalent to the peak values of the corresponding dynamic load curve for each of the three components of the aircraft, namely; the fuselage, the wings, and the engines and (2) a nonlinear dynamic problem and compare the results. The comparison of the results demonstrated that the nonlinear dynamic analysis should be employed.

The results presented in Fig. 10 (extracted of the dynamic nonlinear analysis) indicate the concrete cracked areas of inside and outside faces of the reactor building envelope due to the impact force following the Boeing 767 airplane crash with a speed of 610 km/h at the time of the impact.

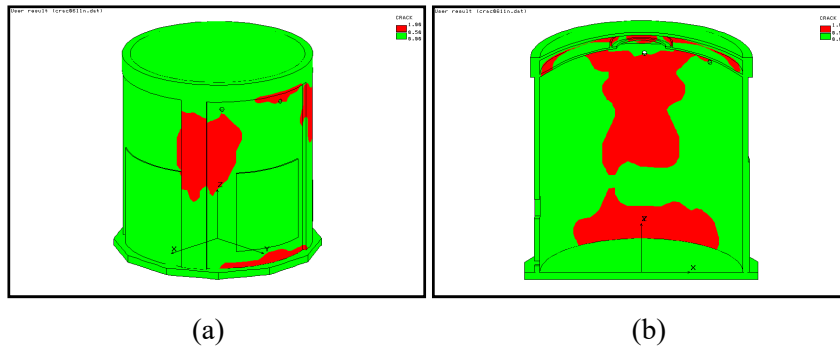


Fig. 10. Impact Cracked Elements - red areas (in addition to 25 years of the AAR swelling cracking): (a) Outside View, (b) Inside View

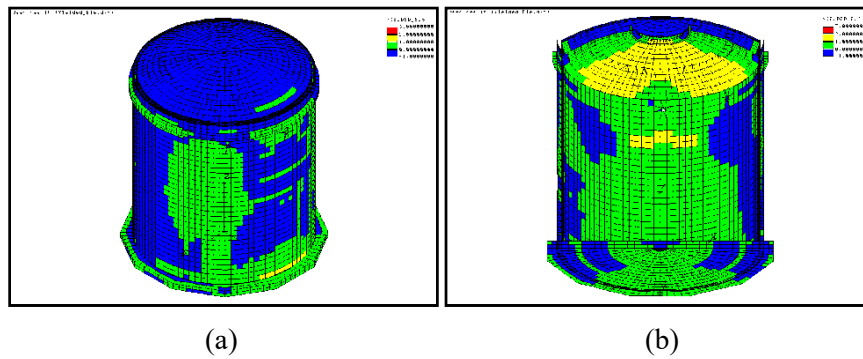


Fig. 11. Impact stresses in the passive steel reinforcement - blue represent areas with reinforcing steel in compression (compression remaining from pre stressing), green represents areas where steel bars exceeded 50% of yielding strength, yellow represents areas where steel bars exceeded yielding stresses: (a) Outside View, (b) Inside View

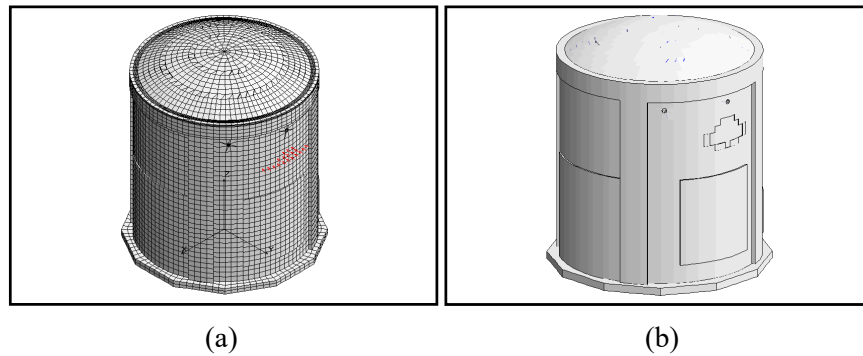


Fig. 12. (a) Impact Location and Loaded Area, (b) Zone of Concrete Failed Due to Compressive Stress (Outside View)

4.3. Reactor building - Damage caused from the fire after the plane crash

Analysis combining a Small Fire with Wind (duration of fire: 63 Minutes) with the following characteristics (depending on configuration of the terrain around the reactor building) such as: Diameter of Fuel Pool = 21.2692 m, Area of Fuel Pool = 355.3 m², Depth of Fuel Pool = 0.331969 m, Volume of Fuel 117.949 m³, Mass of Fuel = 92,000 kg, Simulated Time of Fire = 63 Minutes, Wind Velocity = 15 km/h. was undertaken.

The following can be noticed by reviewing the results of the analysis:

1. The peak temperature of the outside surface of the Reactor building envelope is 610 °C, which is reached at an area located close to the base. The cross-sectional view shows that the high temperature zone is limited to a thin layer on the outer surface of the envelope.
2. The temperature inside the containment reached 42.91 °C

- The highest displacements occurred at several spots close to the base and in the central part of the lower dome. Displacements in these areas are in between 0.019 - 0.027 meters.

The results of the analysis are presented below:

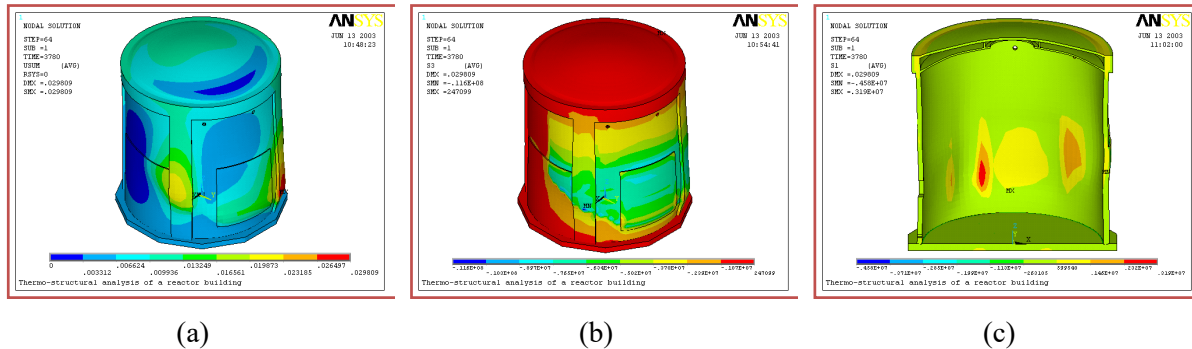


Fig. 13. Displacements (a), Compressive Stress (Outside View) (b), and Tensile stresses (inside View) due to the increased temperature from the fire following the airplane crash

4.4. Reactor building – Estimation of air leakage rates following an airplane crash

The leakage is a result of extensive macro-cracking and crack penetration (as presented previously) resulting from the airplane crash into the reactor building and the exposure of the containment concrete to excessive heat due to the fire to follow the airplane impact. In the case of normal operation of the power plant the volume of leaked air through the concrete envelope during the "Integrated-leakage rate test" (ILRT) is calculated based on a computational approach (Gocevski, 2011, and Gocevski et al., 2014). This approach is applicable only for estimating the leakage of air from the containment shell of a reactor vessel of a NPP that is susceptible to damage (cracking) resulting from Alkali-Aggregate Reaction. The damage that can result from aircraft crash into the reactor building normally will follow the existing cracking pattern, or locally will increase the crack width and penetration depth into the concrete; hence the already existing AAR imposed damage (cracking) is largely increased.

Based on the previous evaluation, it can be seen that the total leaked air volume exceeds 0.5% of the entire air volume of 49000 m³ ($V = 245 \text{ m}^3/\text{day}$) in the containment building without exchange room, but remain inferior to the "level-3" impairment criteria for the containment building; therefore in a few years corrective measures (localised repairs) should be undertaken. On the other hand, if the loss of 2.5% of V (1225 m³/day) is measured than the impairment criteria or "level-1" criteria applies.

From the observed (calculated) damaged regions following the airplane crash it may be concluded that more than 40% of the enveloped surface will contain macro cracks. Some of them are penetrating through the entire concrete thickness. Therefore, it may be concluded with high level of certainty that more than 5% of the internal air volume will escape from the reactor building during the "Integrated-leakage rate test" (internal test pressure 124 kPa) conducted after the accident. This is twice the permitted impairment criteria of 2.5%. Therefore the power plant will not be allowed to operate until major repairs are undertaken (if repairs were possible).

5. MALFUNCTIONING OF NPP'S WATER COOLING SYSTEM FOLOWING AIRPLANE CRASH

Malfunctioning or complete loss of the cooling system following an airplane crash into reactor building will cause the water temperature, in the radioactive waste storage pool to rise to the boiling temperature (same as after the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant earthquake and tsunami events). It is important to underline that the airplane crash into reactor building will not directly damage the concrete structure of the waste storage pool. However, the waste storage pool at Gentilly 2 NPP experiences AAR related concrete cracking as presented in Fig. 14. Therefore, the rising of water temperature in the already-cracked concrete pool, to the level of boiling and maintaining the same level for a long period of time will considerably increase the leakage and considerably affect the structural integrity of the pool.

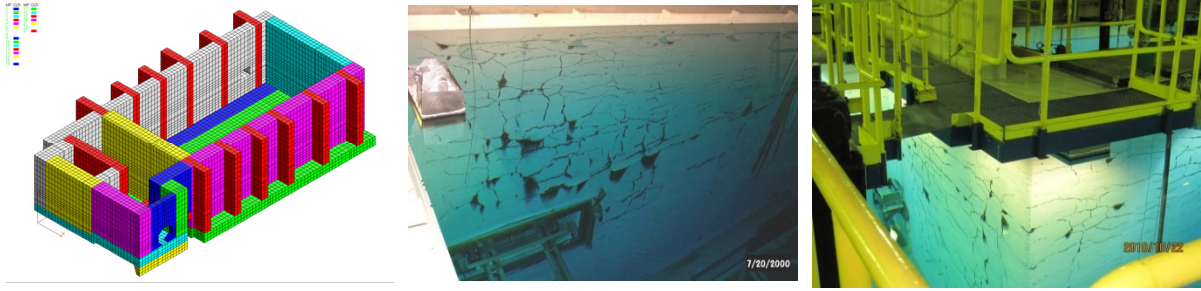


Fig. 14. The waste storage pool due to AAR related concrete cracking

The evolution of damage in concrete due to AAR was examined in detail and documented in studies conducted specifically in relation to the spent fuel pool at Gentilly 2 (Gocevski, 2005, and 2014). The damage evolution in the concrete component of the reinforced concrete accounts, through a very rigorous elasto-plasticity formulation, for the development of micro-cracks and macro-crack evolution during AAR (Fig. 15). Furthermore the modelling also accounts for the time-dependent evolution of damage due to AAR during 29 years following 7 days of heating to 100°C due to damage or loss of water cooling system.

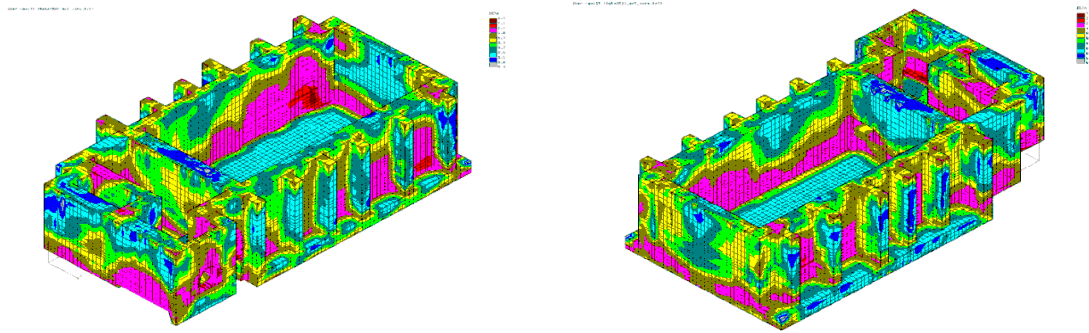


Fig. 15. The concrete damage (micro and macro-cracking) expressed with damage coefficient β

The results of the analysis culminate in the calculation of a single stress intensity factor β (defined in Fig. 8) that is indicative of the “overall damage” caused by AAR. The purpose of the previous studies was to relate the β parameter to an estimation of damage, which can identify (i) regions of the structure that will likely contain discrete cracks and (ii) regions that will experience different levels of damage. A conclusive estimation of the damage induced permeability alteration in the concrete due to AAR will require experimental evaluation. Such information is presently unavailable. The numerical preliminary study (partially summarised here in order to provide some answers on frequently asked questions) may correlate:

- (i) the influence of the AAR as defined by the stress intensity factor β to the equivalent shear strain ξ_d (or the second invariant of the strain deviator tensor J'_2) and
- (ii) the permeability changes in the concrete to the equivalent shear strain ξ_d

The equivalent shear strain is ξ_d is defined by: $\xi_d = \sqrt{e_{ij}e_{ij}}$ where e_{ij} is the strain deviator tensor defined by $e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\varepsilon_{kk}\delta_{ij}$. The relationship between ξ_d and β is shown in Figure 16. These results in turn were used to estimate the variation of hydraulic conductivity with the stress intensity parameter β . It was assumed that, up to the attainment of a stress intensity factor of $\beta=1.0$, the hydraulic conductivity of the concrete varies according to the non-linear relationship (Selvadurai, 2004): $k = k_i(1 + \alpha\xi_d^2)$ where k_i is the hydraulic conductivity of the intact concrete and α is a non-dimensional parameter, that should be determined experimentally. For any element with a stress intensity factor β greater than 1.0, the hydraulic conductivity of the fractures is assumed to be constant. The hydraulic conductivity of the

intact concrete at the reference temperature of 25 °C is assumed to be 10^{-10} m/sec. At a reference temperature of 100 °C, the hydraulic conductivity is assumed to increase to 3 (10^{-10}) m/sec.

We assume that macro-cracks will be generated in regions of the concrete where $\beta > 1$. Since no experimental results are available at the present time, we shall assume that the concrete is completely cracked when β reaches the peak value of 1.0 and for $\beta > 1$ the permeability of the damaged concrete (Figure 17) can be represented using flow in a narrow aperture of thickness t (units of Length). The hydraulic conductivity of the fracture is given by (Selvadurai, 2000): $k_f = \frac{t^2 \gamma_w}{12\mu}$

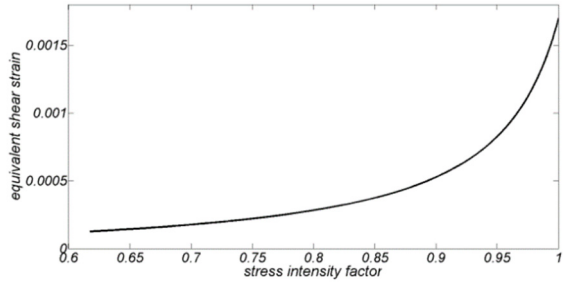


Fig. 16. The relationship between ξ_d and β

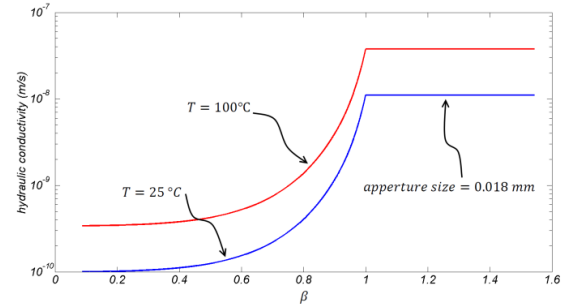


Fig.17. The relationship; hydraulic conductivity and β

The finite element computations performed at Hydro Quebec provided precise distribution of the stress intensity factor β in the structural concrete due to 30 years of AAR damage and 7 days of heating. The data obtained from the additional computation relates also the stress intensity factor β to the equivalent shear strain ξ_d and to the hydraulic conductivity. The simplified FE mesh used in this additional computation is shown in Figure 14. The fluid flow calculations, however, are performed using the main storage pool structure, that excludes the buttresses and the ante-chamber located at one end of the storage pool.

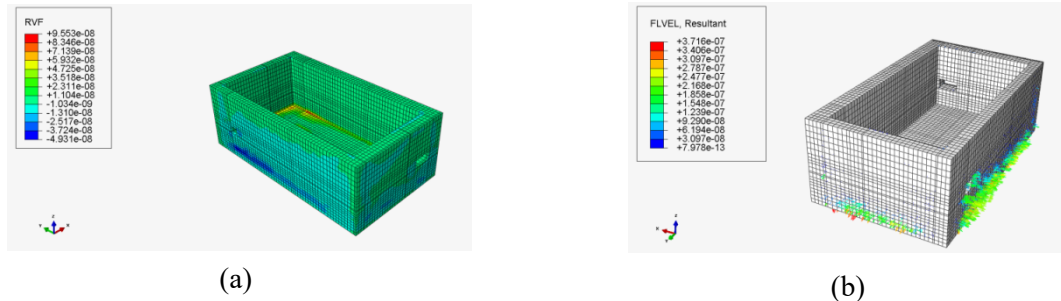


Fig. 18. (a) Flow rate contours (m^3/s) and (b) Fluid velocity vectors at different points on the surfaces of the pool after damage induced by AAR (30 years) and temperature increase effects ($T=100^\circ C$).

The computational results of the study are summarized in Table 3.

Type of Damage	Number of Cracked Elements	Temperature (°C)	Viscosity μ (Pa.s)	Density of Water ρ_w (kg/m3)	Leakage rate (Litres/day)	Leaky Surfaces
AAR (29 yrs)	1442	25	0.000891	997.1	240*	all surfaces
AAR(29 yrs) + Thermal damage	4333	100	0.000282	958.4	1870	all surfaces

Table 3: The estimated rate of leakage through the walls and the base slab of the spent fuel pool.

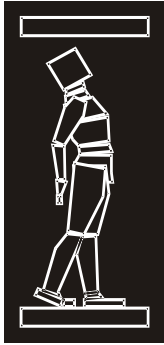
6. CONCLUSION

It may be concluded that the analyzed reactor building will survive (without collapsing), the impact forces from a crash of large commercial airplane such as Boeing 767-400 flying with a speed of 610

km/h. Also, the massive and intense fire following the crash will not cause collapse of the structure. The extensive cracking caused by this event will not allow further operation of the power plant. The possibility of controlled shut-down of the plant immediately after the airplane crash is relatively high if certain preventive measures are not undertaken in advance.

REFERENCES

- [1] Abbas, H., Paul, D.K., Godbole, P.N. and Nayak, G.C. (1996) "Aircraft crash upon outer containment of nuclear power plant", *Nuclear Engineering and Design*, 160, pp 13-50, 1996.
- [2] Gocevski, V. (2003). "Centrale nucléaire de Gentilly-2; Analyse du comportement du Bâtiment du Réacteur", Volume 1 du Rapport Final, Hydro-Québec TAYAA-12242-001, avril 2003.
- [3] Gocevski, V. (2005) Application of Software for Analysis of Concrete Structures Affected by Alkali-Silica Reactions, Final Report submitted to "Direction Projets Gentilly-2", Hydro-Québec, Montreal.
- [4] Gocevski, V. (2011). "Gentilly-2 NPP – Containment Building; Assessment of Ultimate Pressure Capacity" Report under the mandate IME1746 – OTP: TBG2W12122600; Direction Projets Gentilly 2; November, 2011.
- [5] Gocevski, V. (2014). "Centrale nucléaire de Gentilly-2 – Analyse de l'intégrité structurale et du taux de fuite de la piscine de combustible usé de Gentilly 2 en cas de perte de refroidissement" Rapport d'analyse 66-24380-AR-001 rév. 00, sous le mandat IME2336 – QRP09; Direction Projets Gentilly 2; février, 2014.
- [6] Gocevski, V., Selvadurai, A.P.S., and Pietruszczak, S. (2014). " Estimation of Air Leakage Rates from a Pressurized Containment Structure due to Damage Resulting from Alkali-Aggregate Reaction and Mechanical Loads", *Technical Innovation in Nuclear Civil Engineering – TINCE 2014*, Paris (France), Sept. 2014.
- [7] Godbout, P. and Brais, A., (1980) "A methodology for assessing aircraft crash probabilities and severity as related to the safety evaluation of nuclear power stations", *Atomic Energy Control Board*, Ottawa, March 1980.
- [8] Pietruszczak, S., Huang, M. and Gocevski, V. (1997). " Thermo-mechanical analysis of concrete structures subjected to alkali-aggregate reaction" NUMOG VI, Montréal, Canada, 153-158.
- [9] Pietruszczak, S. and Winnicki, A. (2003). "Constitutive model for concrete with embedded sets of reinforcement, *J. Eng. Mechanics, ASCE*, 129 (7), 725-738.
- [10] Riera, J.D. (1980) "A critical reappraisal of nuclear power plant safety against accidental aircraft impact", *Nuclear Engineering and Design*, 57, pp 193-206, 1980.
- [11] Selvadurai, A.P.S. (2000) *Partial Differential Equations in Mechanics Vol. 1: Fundamentals, Laplace's Equation, the Diffusion Equation, the Wave Equation*, Springer-Verlag, Berlin, 595 pp.
- [12] Selvadurai, A.P.S. (2004) "Stationary damage modelling of poroelastic contact," *Int. J. Solids Struct.*, 41, 2043-2064.
- [13] Winnicki, A. and Pietruszczak, S. (2008). "On mechanical degradation of reinforced concrete affected by alkali-silica reaction," *J. Eng. Mech., ASCE*, 134, 611–627.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Горан МАРКОВСКИ¹

ЧОВЕКОТ КАКО ХАЗАРД ФАКТОР

РЕЗИМЕ

Најголем дел од природните непогоди се непредвидливи. Како по својот интензитет така и во однос на времето на појава. Според тоа единствената одбрана треба да се бара во елиминирање на причините за нивното настанување, онаму каде што тоа е можно и во преземање мерки за редуција на последиците. Токму во ова, суштествена улога има градежното конструкторство и инженерството, воопшто, како и сите непосредни и посредни учесници во процесот на градење. Или со еден збор – човекот. Од таму и неговата непосредна и круцијална улога во намалувањето на ризиците од дејството на елементарните непогоди.

Имајќи го ова предвид квалитетот на градбите може да се претстави како производ помеѓу нивото на знаење и степенот на одговорност. Резултатот од ваквата математичка формулација може да се движи во границите од најмалку 0 (нула) до најмногу 1 (еден).

Клучни зборови: човек, hazard, знаење, одговорност

Goran MARKOVSKI¹

HUMAN AS A HAZARD FACTOR

SUMMARY

Most natural disasters are characterized as unpredictable in their intensity and time of occurrence. Hence, when possible, protection should be sought merely in elimination of the causes responsible for their manifestation, as well as in measures for reduction of the resulting consequences. This defines the essential function of structural engineering, or engineering in general, together with all direct and indirect participants in a construction process. Or with a single word - of human. As a result, humans have direct and crucial role in decreasing the risks of natural disasters.

Having this in mind, the quality of structures can be obtained as a product between the level of knowledge and the degree of responsibility. The result of this mathematical formulation can be limited between a lowest and highest value, i.e. 0 (zero) and 1 (one).

Keywords: human, hazard, knowledge, responsibility

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Природните непогоди (земјотресите, цунами брановите, поплавите, силните ветрови, вулканските ерупции, лавините, свлечиштата, пожарите како специфична категорија и сл.) претставуваат сериозен ризик фактор (хазард) по носивоста, употребливоста, трајноста и одржливоста на конструкциите, а со тоа и потенцијална опасност за загуба на голем број човечки животи и за огромни материјални штети. Освен кај пожарите, тригер механизмот за нивната појава лежи во природните процеси врз кои човекот, или воопшто не може, или може само посредно да влијае (климатски промени и сл.). Но затоа пак, човекот има доминантно влијание во преземањето мерки за спречување на катастрофалните последици од ваквите непогоди. Улогата на градежните инженери и на инженерите воопшто, во овој сегмент е од исклучително значење.

Менаџирањето со природните хазарди треба да започне уште при изработката на просторните, генерални и детални урбанистички планови. Во брзиот индустриски развој, бескомпромисната трка по сè поголем профит, желбата да се зграби се повеќе од секаде и секогаш, човекот сè почесто влегува во хазардерски однос со природата. Форсирањето објекти или несоодветни објекти од било каков вид и намена во подрачја со висок ризик, непочитувањето на природните закономерности и игнорирањето на историските искуства можат да доведат до проблеми со несогледиви последици. Примерот со земјотресот од 2011 год. во кој настрада и Јапонската нуклеарна централа Фокушима, лоцирана во подрачје за кое постоеле записи за претходно иницирани огромни цунами бранови (високи и по 38 m) го потврдува тоа. И во нашето непосредно опкружување сведоци сме на не мал број инфраструктурни и друг вид објекти предвидени на погрешни, ризични локации, што со себе повлекува бројни проблеми од различен вид..

Редовното обновување и осовременување на стандардите и прописите во соодветните области претставува уште еден значаен фактор во одбраната од екстремните природни дејства. Особено е битно одредени нивни делови, како на пример вредностите на национално дефинираните параметри НДП во Еврокодските, да бидат усогласени и прилагодени на инженерско-општествените услови на средината (присутно ниво на знаење и вештини, технологија, човечки ресурси, одговорност, контрола и др.). Од таму, поедноставеното, не критичко усвојување на предложените вредности на НДП, е несериозен пристап кој може да има големо влијание врз доверливоста на конструкциите.

Мерките за намалување на ризиците треба да бидат составен дел на секоја фаза од градењето. Од истражните работи, преку проектирањето, ревизијата, изведбата, надзорот, контролата на материјалите, одржувањето. Така човекот станува клучен фактор во релацијата хазард – катастрофа и единствен кој со своето делување може директно да влијае врз последиците. Позитивно или негативно.

Од особена важност е изградба на систем кој без исклучок ќе обезбеди реализација на квалитетни објекти кои во себе ќе имаат вградено што е можно помал ризик. За да може да се пристапи кон оваа фаза потребна е сеопфатна анализа на актуелните состојби, отворена стручна дискусија за нотирање на слабите и критични места, реструктурирање и пред сè самокритичност.

2. ХАЗАРД – ЧОВЕК - КАТАСТРОФА

Патот од хазардот до катастрофа минува низ човекот. Поточно, неговите грешки. Во фазата на планирање на просторот, претходните истражувања, проектирањето, изведбата... Тие, грешките, претставуваат најголемиот ризик фактор по сигурноста на објектите, но и единствено место каде може најлесно да се делува.

Во литературата постојат поголем број анализи за детерминирање на грешките во областа на конструкциите. Врз основа на истражувањата на Fruhwald и др. (2007) спроведени за дрвените конструкции и информациите од литературата за челичните и бетонските конструкции [1] може да се заклучи дека најголемиот број пропусти кои биле причина за уривање на конструкциите се направени во фазата на проектирање (Таб.1).

Таб.1 Процентуален приказ на урнати конструкции според материјалот и причината [1]

Причина за уривање	Дрво %	Челик %	Бетон %
Проектирање	53	35	40
Изведба	27	25	40
Одржување		35	
Материјал	11		
Останато	9	5	20

Boot (2010) заклучува дека најголемиот број недостатоци се должат на грешки во проектирањето (34%), грешки при изведбата (32%) или на комбинација од двете (20%). Преостанатите се последица на неквалитет на материјалите (11%), употреба на подобрувачи (6%), околности кои се надвор од контрола (1%) и грешки при производство (1%) [1].

Според студија изработена од страна на „ABC-meldpunt” (TNO, „Platform Constructieve Veiligheid”) [1] која се однесува на куќи, деловни објекти, мостови и тунели, 65% од уривањата се должат на грешки при проектирањето и 35% на изведбени грешки.

Kaminetzky (1991) заклучува дека човечките грешки можат да бидат поделени во три категории [1]:

1. Грешки од незнаење
2. Грешки од карактер (невнимание и небрежност)
3. Грешки со намера (алчност)

Наредната поделба на човечките грешки често се користи во рамките на „Human Reliability Analysis” [1]:

1. Пропусти
2. Промашување на целта
3. Надворешни влијанија
4. Парцијални грешки
5. Неисполнување рокови

Покрај категоризацијата на грешките од особено значење е категоризацијата на факторите кои влијаат на човековите грешки. Тие произлегуваат од личноста, организацијата и опкружувањето. Vgouwenvelder (2011) презентира шест фактори на влијание [1]:

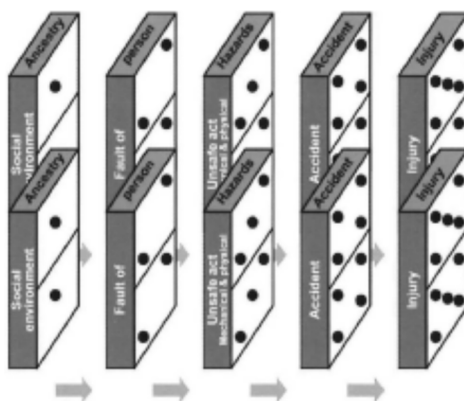
1. Професионални вештини
2. Сложеност на задачата, некомплетни или контрадикторни информации
3. Физичка и умствена состојба, вклучително стрес и временски притисок
4. Нови технологии
5. Адаптирање на новите технологии
6. Социолошки фактори и организација

Студијата спроведена во Холандија (CUR 2010) ги класифицира причините за грешки во три нивоа [1]:

- Микро ниво, причини кои произлегуваат од персонални грешки и недостаток на незнаење
- Средно ниво, причини кои произлегуваат од организацијата на проектот и менаџментот
- Макро ниво, причини кои произлегуваат од правилата, културата во секторот или други надворешни услови

Одстранувањето на само една од причините може да биде доволно за ублажување на ризикот.

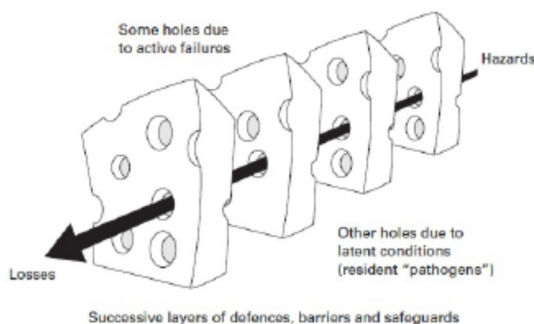
Еден од основните модели за детерминирање на причините за лом на конструкциите, е Домино моделот предложен од Хајнрих.



Сл.1 Домино модел (Hudson 2010, p.6) [1]

Во овој модел секое домино претставува фактор во секвенцата. Падот на првото домино предизвикува пад на сите домина во редот. До колку некое домино се одстрани од редот секвенцата не може да прогресира и несаканата ситуација нема да настане.

Пософистициран модел наречен „Швајцарско сирење“ е развиен од страна на психологот James Reason (Reason, 2000; Reason, Carthey & de Leval, 2001).



Сл.2 Модел „Швајцарско сирење“ (Reason et al.,2001, p ii21) [1]

Reason разликува два вида настани: оние поврзани со индивидуата и оние со организацијата. Моделот е посебен интерес за вторите. Тој се состои од повеќе одбранбени нивоа (одбранбени функции во организацијата) Тие можат да бидат „Тешка“ одбрана (опрема за лична заштита, аларми и др.) или „Мека“ одбрана (легислатива, тренинг и др.). Во реалниот свет секое одбранбено ниво (слој) има слабости и пукнатини (сл.2). Тие се динамични и променливи како последица на промената на условите. Во себе инволвираат активни грешки (од луѓе директно вклучени во проектот) и латентни услови (произлегуваат од решенијата на проектантите, изведувачите, оние кои ги пропишуваат процедурите, менаџментот). При тоа латентните ефекти можат да имаат два вида ефекти: прво можат да предизвикаат услови во работната средина кои провоцираат грешки (кратки рокови, недостаток на кадар, неискуство) и второ да предизвикаат долготрајни „дупки“ во одбранбениот систем (неработна средина, недостатоци во проектирањето и изведбата). Латентните услови можат да бидат присутни во организацијата подолг временски период (години) пред да влезат во комбинација со активните тригер механизми и да предизвикаат инцидентни состојби. Активните грешки (пропусти) тешко се предвидуваат, но затоа пак латентните услови можат да бидат идентификувани и корегирани пред да се случи несреќата.

3. КОГНИТИВНИ ИНЖЕНЕРСКИ ДИСТОРЗИИ

Когнитивниот процес претставува група мисловни процеси со кои влезот се трансформира, редуцира, елаборира, зачувува, обновува и употребува. Не ретко, во овие процеси човекот прави мисловни грешки (дисторзии) со кои самиот се саботира и кои го водат кон погрешни одлуки. Издвоени се неколку покарактеристични, кои се поврзани со процесите во инженерството:

Ментален филтер – претставува основа за субјективизмот. Се филтрираат само оние информации кои ни одговараат.

Обвинување други или друго - наместо да се преземе одговорност за себе и својата состојба, секогаш другите се виновни за нашата состојба.

Мислата дека сме секогаш во „право“ - без при тоа да се согледаат аргументите од повеќе агли

Контролна грешка – надворешните фактори се повеќе влијателни отколку внатрешните (човечките)

Префлање на топката – одговорноста се префрлува на другите кои ќе треба да ја исправат грешката

Себе-манипулација – се самоубедуваме дека нештото не е онакво какво што е

Овие мисловни грешки го детерминираат однесувањето на човекот и го лоцираат како сериозен hazard фактор во градежништвото. Во донесувањето на неговите одлуки влијание имаат како персоналните (знаење) така и општествените (одговорност) фактори.

Во продолжение се издвоени мисловните процеси кои се присутни во нашата околина и имаат непосредно влијание врз квалитетот на градбите:

СУБЈЕКТИВИЗМОТ, односно мислата ЈАС сум добриот, квалитетниот, тој што знае, **ДРУГИТЕ** се тие што грешат и не знаат, е широко распространета и претставува сериозна пречка за менување на работите кон подобро. До колку станеме свесни дека со промените треба да започнеме од себе, тогаш многу побрзо ќе дојдеме до подигнување и на општиот квалитет.

ГРЕШКАТА и **ПРОПУСТОТ** ќе бидат согледани и корегирани од некој **ДРУГ** во процесот, е уште една од заблудите која редовно ги компликува работите. Исправањето на грешките (до колку воопшто бидат воочени) во фазата на изведба води кон зголемени трошоци на градењето, прологирање на роковите, компромиси во техниките решенија и низа други компликации

НИСКИТЕ ЦЕНИ КАКО ОПРАВДУВАЊЕ за испорачан (по)лош квалитет. И покрај тоа што потценувањето на инженерскиот труд недвосмислено има индиректно влијание врз квалитетот (помали работни тимови – помал квантум на знаење – помало или никакво ниво на контрола), сепак не може и не смее да биде причина за неквалитетен производ. Особено што ние (инженерите) сме тие кои ги диктираме цените и кои сме подготвени да ги спуштиме до непристојно ниво. Сеуште, најмногу поради слабата организација на процесот, не сме во можност да определиме колку реално чини инженерскиот час и колку такви часови се потребни за завршување определена работа. Од таму и безграничното релативизирање на реалната вредност на трудот.

НЕДЕФИНИРАНА ОДГОВОРНОСТ води кон мислата дека **СЕКОЈ**, односно поточно **НИКОЈ** не е виновен за пропустите во поделните фази. Непостоењето банкарски гаранции, осигурувања од штети и сл. и најважно од сè правен систем кој ќе гарантира брза, правна и правична разрешница на евентуалните спорови. Културолошката матрица на малата средина дополнително продонесува за воспоставување причинско-последични врски кои уште повеќе ја отежнуваат состојбата.

ПОДЛЕГНУВАЊЕ НА ПРИТИСОЦИ (политички, финансиски, временски и др.) како оправдување за неквалитет.

Во продолжение се прикажани неколку примери од домашното актуелно градителско секојдневие. Фотографиите се снимени од страна на студентите на Градежниот факултет Дејан Јанев, Ѓоко Паскаловски, Ивана Смилкоска, Семране Хебипи, Стефанија Микаровска, Филип Попорданоски.



Сл.3 Актуелни примери од домашното градителство

4. KNOW-RES МОДЕЛ

Имајќи ги предвид актуелните состојби во домашното и регионално градежништво и сето она што е поврзано со нив, предложен е едноставен модел за проценка на квалитетот на конструкцијата, односно степенот на ризик кој го содржи во себе. Во моделот квалитетот на конструкцијата SQ се дефинира како производ помеѓу знаењето KNOW и одговорноста RES.

$$SQ = \text{KNOW} * \text{RES} \leq 1$$

Вредностите на параметрите KNOW и RES се движат во границите од 0 до 1, при што секој од нив засебно претставува сума од четири пооделни фактори со вредности $0,0 \div 0,25$.

Нивото на знаење KNOW е непосредно поврзано со квалитетот на образованието EDU, имплементацијата на процесот на лично постојано учење LLL, вложувањата во нови знаења на компанијата NKN (литература, софтвер, стручни собири, едукации) и размената и трансферот на знаења и вештини SKL:

$$\text{KNOW} = \text{EDU} + \text{LLL} + \text{NKN} + \text{SKL} \leq 1$$

Одговорноста во работењето е специфична категорија која е поврзана со когнитивниот процес на поединецот COG, доминантната културолошка матрица на опкружувањето CUL, законската и друга регулатива LAW и контролните механизми во процесот CON.

$$\text{RES} = \text{COG} + \text{CUL} + \text{LAW} + \text{CON} \leq 1$$

Врз основа на можните последици врз конструкциите, предложени се следните четири категории

- SQ = $0,0 \div 0,5$ Високо ниво на ризик
- SQ = $0,5 \div 0,7$ Средно ниво на ризик
- SQ = $0,7 \div 0,9$ Прифатливо ниво на ризик
- SQ = $0,9 \div 1,0$ Ниско ниво на ризик

ПРИМЕР

Како карактеристичен пример ќе биде анализиран нивото на проектот на една вообичаена актуелна станбена зграда во Скопје. Во продолжение е дадена проценка на вредностите на пооделните параметри врз основа на личните сознанија и искуство на авторот.

EDU = 0,25 (проектант дипломиран во 80-тите, со долгогодишно проектанско искуство)

LLL = 0,10 (вообичаено за домашни прилики, мало вложување во дообразување)

NKN = 0,10 (минимално вложување во нови знаења на компанијата)

SKL = 0,10 (мала фирма, минимален, скоро никаков, трансфер и размена на знење)

$$\text{KNOW} = \text{EDU} + \text{LLL} + \text{NKN} + \text{SKL} = 0,25 + 0,10 + 0,15 + 0,10 = 0,60$$

COG = 0,25 (проектант со чувство на одговорност)

CUL = 0,20 (опкружување на проектантот)

LAW = 0,20 (актуелни прописи, стандарди и сл.)

CON = 0,20 (контролни механизми – ревизија, стручно мислење)

$$\text{RES} = \text{COG} + \text{CUL} + \text{LAW} + \text{CON} = 0,25 + 0,20 + 0,20 + 0,20 = 0,85$$

$$SQ = \text{KNOW} * \text{RES} \leq 1$$

$SQ = 0,60 * 0,85 = 0,81$ – Средно ниво на ризик

5. ЗАКЛУЧОК

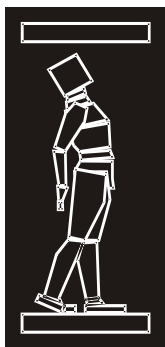
Човекот претставува сериозен хазард фактор. Многу параметри од неговото однесување и лични квалитети, како и средината во која делува директно влијаат врз квалитетот на конструкциите и ризикот кој со себе го носат.

Подигнувањето на степенот на знаење преку поквалитетно образование, постојано учење, вложување во нови технологии од една страна и подигнувањето на свеста и одговорноста водат кон реализација на поквалитетни конструкции и објекти.

Предложениот едноставен модел KNOW-RES за проценка на квалитетот на конструкциите може да послужи како база за развој на посложени и пософистицирани чија примарна цел ќе биде да се елиминираат слабостите во процесот на градење.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Johan de Haan: Human error in Structural Engineering, Delft, September 2012
- [2] Said Easa, Maureen Reed, Frank Russo: What do Psychology and Civil Engineering have in Common to Promote Well-Being and Excellence? (2008) Canadian Civil Engineering
- [3] Chebykin, O.Y., Bedny, G.Z., and Karwowski, W. (eds.) (2008). Ergonomics and psychology: Developments in theory and practice. CRC Press, Boca Raton, Florida.
- [4] Landsburg, A.C. (2008). The art of successfully applying human systems integration (HSI). Internet: www.navalengineers.org/Events/HSIS2007/documents/ANSEPaperdraft22ArtofHSI070411.pdf (accessed August 5, 2008)
- [5] Sealy, J.W. (2008). Human factors — What is that?! The American Institute of Architects, Internet: blog.aia.org/aia-architect/2007/09/human_factors_what_is_that.html (accessed August 5, 2008).



ДГKM
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Виолета МИРЧЕВСКА¹, Ахмад АБО-ЕЛ-ЕЗЗ², Ирена ЃОРЃЕСКА³, Алекс СМИРНОВ⁴,
Мирослав НАСТЕВ⁵

ПРЕЛИМИНАРНА ПРОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК ЗА ГРАД СКОПЈЕ

РЕЗИМЕ

Применета е брза метода за оценка на можни сценарија за оштетувања на град Скопје, дефинирана со три параметри: сеизмички hazard, градежен фонд и функции на повредливост на конструкциите базирани врз спектрални вредности на забрзување. Градежниот фонд е моделиран со 120,000 армирано-бетонски и зидани конструкции со повредливост во вредност од \$47.45 билиони. Хипотетички сеизмички сценарија со M6.1 и M7.2 за епицентри во Злокуќани и 30km североисточно од градот, предизвикуваат економски штети од \$3.54 и 0.86 билиони. Штетите од сценаријата се помеѓу 0.34 и 11.5 билиони \$ за повратна периода од 1/10,000 и 1/10,000 год., соодветно. Максималната годишна штета е \$4.51M/год за повратен период од 1/250год.

Клучни зборови: сеизмички hazard и ризик, функции на повредливост, градежен фонд, економска штета.

Violeta MIRCEVSKA¹, Ahmad ABO-EL-EZZ², Irena GJORGJESKA³, Alex SMIRNOFF⁴,
Miroslav NASTEV⁵

PRELIMINARY SEISMIC RISK ASSESSMENT FOR THE CITY OF SKOPJE, R.M.

SUMMARY

A rapid seismic risk assessment method is proposed for the City of Skopje consisting of three input components: seismic hazard, inventory of building stock and vulnerability model based on fragility curves, which correlate damage directly to the input spectral acceleration. The building stock was simulated with 120,000 reinforced concrete and masonry buildings with a total replacement cost of \$47.45 billion. Hypothetical earthquake scenarios with M6.1 (downtown) and M7.2 (30 km from downtown) generated economic losses of \$3.54B and \$0.86B, respectively. The expected losses from probabilistic seismic scenarios ranged from \$0.34 billion (1/100yrs) to \$11.5 billion (1/10,000yrs). The maximum annual economic loss was \$4.51M/yr for a return period of 1/250yrs.

Keywords: seismic hazard, risk assessment, fragility curve, building inventory, economic losses

¹ Professor, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, violeta@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Research scientist, Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, ahmad.aboelezz@canada.ca

³ PhD Candidate, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, irena.gjorgjeska2@gmail.com

⁴ Research officer, Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, alex.smirnoff@canada.ca

⁵ Research scientist, Natural Resources Canada – Geological Survey of Canada, miroslav.nastev@canada.ca

1. INTRODUCTION

The metropolitan region of Skopje is located in a vast NW-SE trending depression bounded by the Vodno Mountain to the south and the Crna Gora Mountain range to the north (Fig. 1). The densely urbanized core is approximately 15 km long with a width varying between 5 and 10 km. According to the last 2002 census, there were about 507,000 inhabitants, but it is believed that nowadays the population approaches 600,000 inhabitants.

The study area belongs to the Vardar seismic zone, which is most active in its northern part toward borders with Kosovo and Serbia. In the region, seismically most active are the Peshkopi-Debar-Ohrid-Korcë seismic zone along the Albanian border and Berovo-Pehcevo-Valandovo seismic zone along the borders with Bulgaria and Greece (Daskalov 2011). Both zones, distanced approximately 100 km from downtown Skopje, were the sources of large earthquakes in the last century with maximum estimated magnitudes of M7.0-7.5. The Skopje region itself represents a local seismic zone with known capacity to generate relatively shallow M6.0-6.5 earthquakes. One of the strongest historic earthquakes to hit the region occurred in 518 AD and destroyed the Roman city of Scupi located in today's neighborhood of Zlokukani, near the confluence of the Lepenec and Vardar rivers (Fig. 1). Ottoman records from 1555 incorporate mention of a strong earthquake east of Skopje with estimated MMI shaking intensity of XII and devastating impacts to city's structures (WDC-SEG 1992). More recently, the 1963 M6.1 earthquake caused enormous damage to Skopje and the surrounding area. The fault zone was approximately 5 to 7 km deep extending from the Zlokukani neighborhood toward downtown Skopje. The observed losses include about 15,800 extensively damaged and collapsed dwellings and 28,000 slightly to moderately damaged dwellings. Human losses were also high with over 4,000 injured people and 1070 fatalities. The economic losses were estimated to 15% of the 1963 Yugoslav GDP, or \$3-5 billion in today's US dollar value (www.igeografija.mk/Portal/?p=4239).

The regional seismic hazard was the subject of a number of studies (Arsovski and Petkovski 1975, Jancevski 1997, Daskalov 2011, Salic 2015). The conducted literature survey indicates that there is a considerably knowledge on the earthquake hazard, however, information about the potential physical impacts to the population and built environment is practically inexistent. Skopje has been affected by strong earthquake events in the past and, if not adequately addressed, the loss of life and property during future disastrous events can be enormous. The conventional scientific knowledge of the seismic hazard alone, such as type, intensity and frequency, is not sufficient for informed decision-making. Mitigation, preparedness and emergency response measures need to be tailored with respect to the expected hazard, people and infrastructure at risk and respective vulnerabilities (Nastev et al 2017).

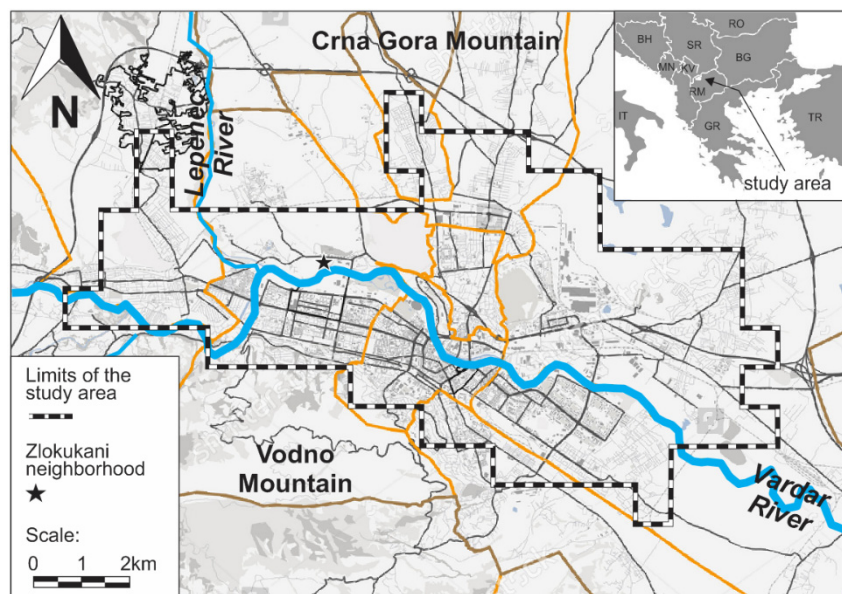


Fig. 1. Study area.

The primary motivation of this paper is to fill the current knowledge gap by analyzing potential seismic losses at urban scale for the City of Skopje. To attain the objective and to meet the pressing need of municipal emergency managers to perform multi-hazard risk assessment, a relatively simple method for evaluation of seismic losses is proposed and validated. The presented analyses involve the following basic steps: (i) estimation of site specific earthquake motion parameters combining the current seismic hazard, ground motion prediction equation (GMPE) and local site effects, (ii) model of the existing building stock, and (iii) vulnerability analysis based on fragility functions which correlate directly the intensity of the seismic shaking to the probability of exceedance of a specified damage state. The respective economic losses were computed applying mean damage factors.

2. SEISMIC HAZARD

Local geological conditions can significantly affect the amplitude and frequency content of incoming seismic waves. This may result in considerable short-distance spatial variations of the intensity of ground shaking and associated damage. The U.S. National Earthquake Hazard Reduction Program guidelines and the Eurocode EN-1998 suggest local site amplification as function of the travel-time weighted shear wave velocity of the top 30 m, V_{S30} (NEHRP 1994, CEN 2004). Shear wave velocity dependent amplification is also commonly employed in modern ground motion prediction equations GMPE (Akkar and Boomer 2010). The ongoing geophysical and geotechnical measurements in the Skopje plain indicate V_{S30} values mainly in the range of $360 < V_{S30} < 800$ m/s, deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay (CEN 2004, Gjeorgjievaska 2017). In the absence of extensive field measurements and appropriate geotechnical models, the V_{S30} mapping method proposed by Allen and Wald (2007) was combined with field measurements. Fig. 2 shows the proposed site class map. It can be observed that dense stiff soils cover the relatively flat plane, where rock site conditions are exclusive to the steep foothills, areas where Neogene units crop out.

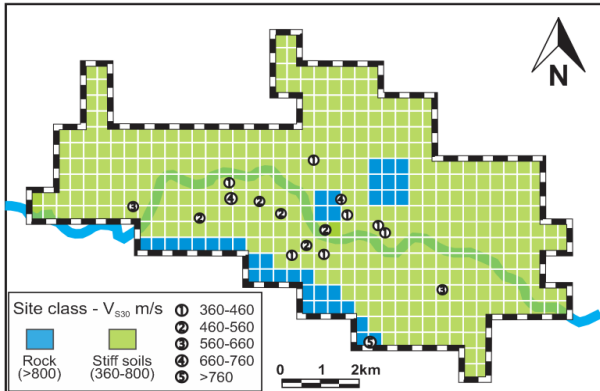


Fig. 2. Site class map with VS30 field data. Soil type definitions are from Eurocode EN-1998.

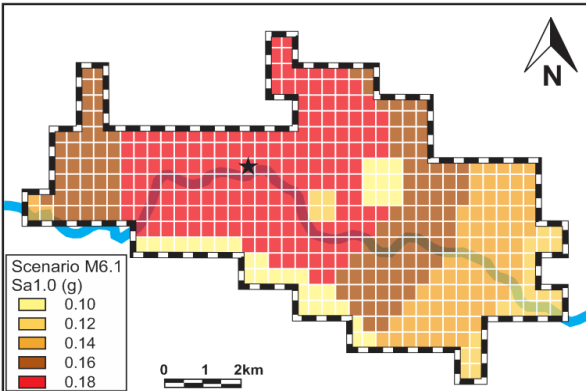


Fig. 3. Sa1.0 distribution, for scenario M6.1 (epicenter indicated with star symbol).

For this preliminary study, it was decided to simulate two hypothetical what-if scenarios: a close moderate earthquake and a distant large earthquake, both capable to generate considerable damage to man-made structures in Skopje. The first considered scenario represents a replica of the occurred 1963 M6.1 earthquake with a local epicenter within the Skopje city limits. For the second scenario, M7.2 was selected with an epicenter located just outside of Kumanovo, approximately 30 km northeast from downtown Skopje. Ground motion parameters were generated applying the empirical AB10 GMPE (Akkar and Boomer 2010). This attenuation equation was developed based on a database of strong-motion records from Europe, the Mediterranean region, and the Middle East. It considers simple fault geometry (point source) combined with strike-slip mechanisms. The obtained spatial distribution of the expected Sa1.0 across the study area for M6.1 is given in Fig. 3.

Next, a series of scenarios was generated based on the recent new generation probabilistic seismic hazard analysis PSHA (Salic 2015). Four GMPEs compatible with active tectonic regions were applied in the PSHA analyses (gridded seismicity model M1), among which AB10 fits well with the median estimates. Spectral accelerations were computed for return periods of 95, 475, 2475 and 10,000 years (Salic 2015).

Herein, other return periods were also considered with spectral values inferred with the best fit curve method: 100, 250, 750, 1500, 2000 and 5000 years.

3. BUILDING TYPES

The second input component in the risk assessment process are the assets at risk, buildings in this case. In general, the minimum information a building inventory for seismic risk analyses should include is the building location, number of storeys, structural material and type, occupancy, content and economic value of structural and non-structural components. As there are no actual building inventories for the study area, the USGS PAGER (Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response) models for Eastern European urban and rural municipalities was used (Jaiswal and Wald 2008). In discussion with local engineers and architects, the retained urban model was further upgraded to reflect better the urban environment in Skopje. The final model applied in the analyses consisted of 6 basic generic structural types based on the Hazus classification system (FEMA 2012b): low- and mid-rise ductile reinforced concrete moment frame structure (C1), mid-rise reinforced concrete shear wall structure (C2), low- and mid-rise non-ductile reinforced concrete frame with masonry infill walls (C3) and unreinforced stone or brick masonry buildings (URML). These generic types are each representative of a group of buildings with similar structural properties rather than those of an individual building. The number of buildings was generated by arbitrarily assuming 1 building for each 5 residents, which for approximately 600,000 inhabitants gives 120,000 buildings. Out of this number, 95% of the buildings were assigned with residential occupation (114,000 bldgs.) and 5% with non-residential occupancy (6,000 bldgs). In Fig. 5 is given the retained distribution of the generic building types for residential and non-residential occupancies, together with their heights and design codes. The final assumed building types, occupancy class and replacement costs are given in Table 1. The total modelled replacement cost for the 120,000 buildings is approximately \$47.45 billion.

	Reinforced concrete					Unreinforced masonry	Total	
	Ductile Moment Frame		Shear walls	Non-ductile Frame with Masonry Infill Walls				
	C1L-L	C1M-M		C2M-M	C3L-L	C3M-M		URML
Design code	low	medium	medium	low	medium	pre-code		
Bldg. height	low-rise	mid-rise	mid-rise	low-rise	mid-rise	low-rise		
Urban residential occupancy								
%	13.2	2.9	5.0	43.6	8.6	26.7	100 (%)	
RC (\$M)	0.1	1.0	4.0	0.1	1.0	0.05		
Bldg. count	15048	3306	5700	49704	9804	30438	114000	
Total RC (\$M)	1505	3306	22800	4970	9804	1522	43907	
Urban non-residential occupancy								
%	13.7	2.4	5.0	70.3	8.6	-	100 (%)	
RC (\$M)	0.15	1.5	6.0	0.15	1.5	-		
Bldg. count	822	144	300	4218	516	-	6000	
Total RC (\$M)	123	216	1800	633	774	-	3546	
Total replacement cost (\$B)								47.45

Table 1. Building types, occupancy class and replacement costs (RC).

4. VULNERABILITY MODELS

Central to the vulnerability analyses at urban scale is the concept of fragility curves, which combine the expected damage of a given building type to a measure of the intensity of the seismic shaking, usually drift response. The seismic vulnerability modelling presented herein was inspired by the standard framework for performance-based engineering (Kircher et al. 1997). Porter (2009) proposed a method for generating fragility curves which correlate damage directly to input spectral accelerations $Sa_{0.3}$ and $Sa_{1.0}$ instead of to the maximum displacement response. To further accelerate the damage assessment and decrease the computational effort, the discrete values are fitted with continuous lognormal

cumulative probability functions (Abo-El-Ezz et al. 2013). A database was built with pre-developed fragility curves defined in terms of $Sa_{0.3}$ and $Sa_{1.0}$, which are considered as structure-independent IM of the seismic shaking. For example, the sets of fragility curves shown in Fig. 4a provides a closed form solution for continuous prediction of probability of damage for C1L-L buildings for $Sa_{1.0}$ compatible with a given earthquake scenario (magnitude, distance, site class), respectively. In Fig. 6b are given as an example the damage state probabilities for $Sa_{1.0}=0.4g$.

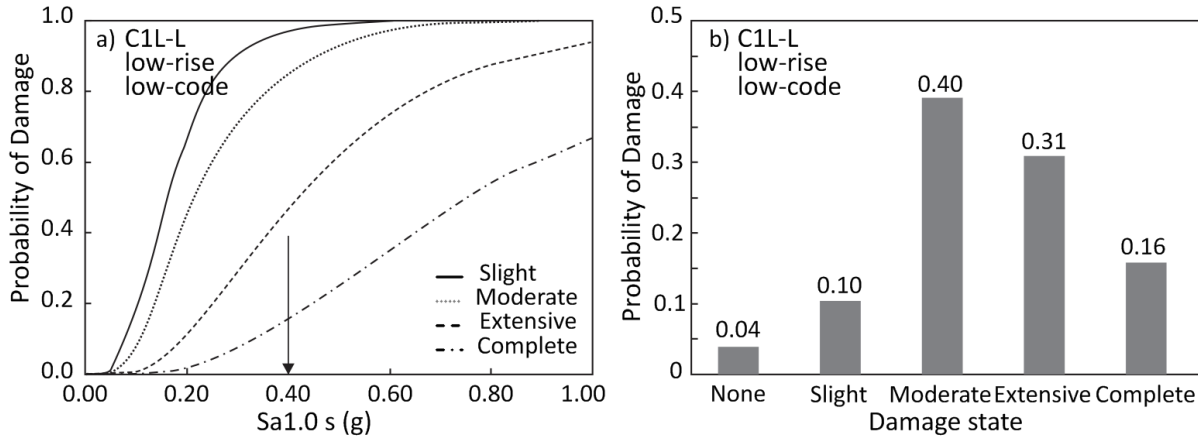


Fig. 4. Examples of closed form fragility curves conditioned to spectral acceleration at a) 0.3 seconds ($Sa_{0.3}$) for unreinforced masonry buildings URML-P and b) 1 second ($Sa_{1.0}$) for ductile reinforced concrete moment frame C1L-L. Probability of respective damage states for c) $Sa_{0.3}=0.4g$ for URML-P and d) $Sa_{1.0}=0.4g$ for C1L-L.

The objective of the loss analysis is to correlate the expected structural damage to economic losses due to repair or replacement costs for damaged buildings. This is achieved by applying the so-called damage factors (DF) which correlate the cost of repair for each damage state (i.e. slight, moderate, extensive, and complete) to the replacement cost of the building. Different DFs are proposed for different countries. Herein are applied DFs proposed by Yucemen (2005) for Turkey: 5% for slight damage, 30% for moderate damage, 70% for extensive damage and 100% for complete damage. The loss results for the damage states of the example given in Fig. 4b (C1L-L building) are shown in Fig. 5a. The full MDF function, often referred to as vulnerability function, can then be computed by repeating the same procedure for different $Sa_{1.0}$ intensities (Fig. 5b).

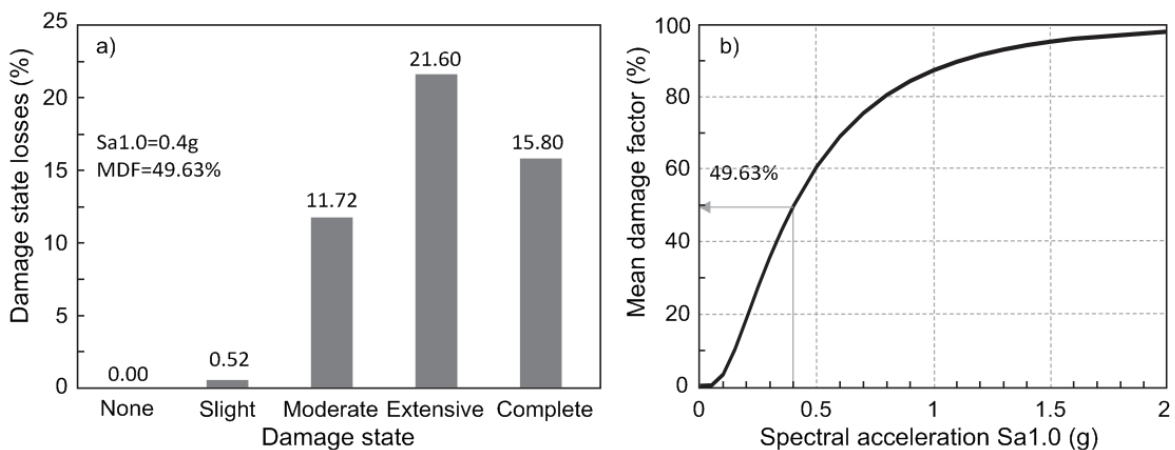


Fig. 5. Example of computation of economic losses as % of the replacement cost for C1L-L building type: a) economic losses for the considered seismic scenario with respect to the damage states, and b) mean damage (vulnerability) function for a full spectrum of $Sa_{1.0}$ values from M7 scenarios.

5. LOSS ASSESMENT

The vulnerability assessment procedure described in the previous chapter was tested for the retained what-if seismic hazard scenarios M6.1 and M7.2 and the probabilistic scenarios with return periods from 100 through 10,000 years. Sa0.3 and Sa1.0 for 5% damping were considered as structure independent IMs to represent the seismic demand in the analyses. The assumed building type model for Skopje consisting of 114,000 residential and 6,000 non-residential buildings (Table 2) was considered to be uniformly distributed across the study area, i.e., in each of the 434 grid elements there are 258 residential and 14 non-residential buildings. The resulting economic losses to buildings are given in Table 2. It can be observed that the M6.1 earthquake scenario close to downtown Skopje generates considerably higher damage (\$3.54B) when compared to the M7.2 scenario distanced about 30 km (\$0.86B). In the case of probabilistic scenarios, as expected, gradual increase of the economic loss is observed with the increase of the return period. The probabilistic seismic scenario with probability of exceedance of 1/10,000 years generates economic losses about one quarter of the total replacement cost of the considered buildings.

What-if scenario		Return period for probabilistic scenarios (years)									
M6.1	M7.2	100	250	475	750	1000	1500	2000	2475	5000	10000
Sa1.0 (g) →		0.04	0.06	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	0.15	0.18	0.24
Expected economic losses (billion dollars)											
3.54	0.86	0.34	1.13	1.74	2.39	2.73	3.35	4.38	5.24	7.11	11.5
Fraction of the total considered replacement cost of \$47.45B (%)											
7.46	1.82	0.72	2.38	3.67	5.03	5.74	7.06	9.24	11.04	14.99	24.19
Annualized earthquake loss (billion dollars)											
		3.40	4.51	3.67	3.18	2.73	2.23	2.19	2.12	1.42	1.15

Table 2. Expected economic losses with respect to spectral acceleration Sa1.0 for the considered seismic scenarios.

It is now of interest to characterize the earthquake risk through the annualized earthquake loss AEL, which serves as a link between the probability of ground motion and the consequences in terms of economic losses. Fig. 6 depicts the AELs for the 10 probabilistic scenarios. It indicates that frequent smaller earthquakes which result mainly in slight damage have the potential to generate higher yearly losses than infrequent but larger magnitude earthquakes. For example, the ground motion with probability of exceedance of 1/2475 year (2% in 50 years), which is generally considered to provide adequate level of safety in building design, the analysis yields an AEL of about \$2.1M per year, considerably less than the maximum AEL computed for the return period of 250 years, \$4.5M.

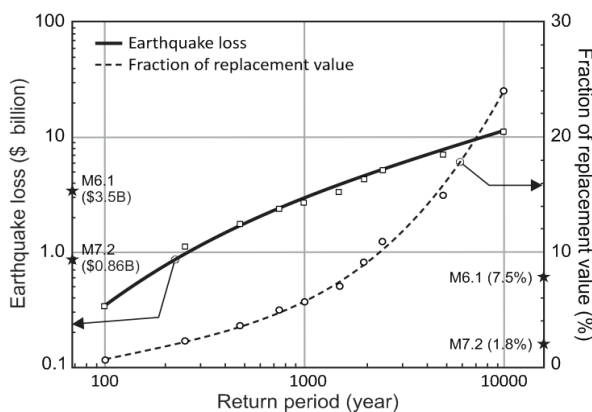


Fig. 6. Expected earthquakes losses

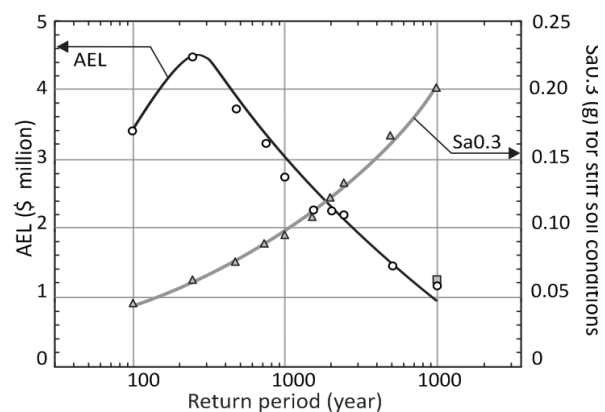


Fig. 7. Annualized earthquake loss

6. CONCLUSIONS

Preliminary seismic risk assessment for the building stock in Skopje was discussed in terms of economic losses. The applied methodology involved generation of the spatial distribution of the spectral accelerations Sa0.3s and Sa1.0s as intensity measures of the seismic hazard. The set of scenarios was selected so that the ensemble reproduces the potential earthquake intensities and frequency for the region.

Two deterministic what-if scenarios with M6.1 in downtown Skopje and M7.2 with epicentral distance of about 30 km were considered. The impacts of probabilistic seismic scenarios with return periods of 100 through 10,000 years were also studied. The local site effects were addressed with respect to the shear wave velocity of the top 30 meters within the applied ground motion prediction equation and according to the standard NEHRP provisions. The building stock was simulated with 6 generic structural types: low- and mid-rise ductile reinforced concrete moment frame (C1), mid-rise reinforced concrete shear wall structure (C2), low- and mid-rise non-ductile reinforced concrete frame with masonry infill walls (C3) and unreinforced stone or brick masonry buildings (URML). A set of pre-developed fragility curves which directly relate the probability of exceedance of a specified damage state to the intensity of $S_{a0.3s}$ and $S_{a1.0s}$ was associated to each of the considered building types. In this way, the computational time for conducting damage and loss assessments was significantly reduced.

The generated loss results can be summarized as follows:

- What-if scenarios: The average economic losses for the what-if scenarios were estimated at \$3.54 billion and \$0.86 billion for the M6.1 and M7.2, respectively.
- Probabilistic scenarios: A gradual increase of the expected economic loss was observed with the increase of the return period from \$0.34 billion (1/100 years) to \$11.5 billion (1/10,000). These correspond to a fraction of the total replacement cost in the range of about 1% to 24%. The annualized earthquake loss averages the expected losses on a yearly basis. The maximum economic loss on annual basis was measured for the return period of 1/250 years or \$4.51M/year.

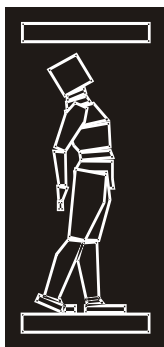
The presented hypothetical results are not predictions for a catastrophic earthquake impacting the urban area of Skopje; they are first of all planning scenarios useful in determining the needed response and recovery capacities. In the case of the probabilistic scenarios, it is obvious that it is impossible that all of the potential seismic sources affecting Skopje trigger earthquakes at the same time and that the high-intensity shaking covers approximately uniformly the urbanized area. Due to the uncertainty in the number, location and magnitude of future earthquakes, probabilistic hazard scenarios are rather suggested in building codes for design of structures to withstand seismic loads with a given return period. Government and emergency managers use probabilistic scenarios for comparative purposes against seismic losses in other geographic areas and for prioritization of resources considering other natural hazards (e.g., earthquakes and floods). The insurance industry also needs an estimate of the probabilistic losses in seismic prone areas to assess the insurance premiums, types of earthquake coverage and deductible rates.

The authors acknowledge that the simplifications and substitutes for the actual conditions have to be considered when interpreting the reported results as they have substantial impacts on the reliability of the reported results and could contribute to significant spread and uncertainty. In spite of the important assumptions upon which the analyses were based, the above results fall well within the order of magnitude of the losses during the 1963 M6.1 earthquake estimated between \$3 billion and \$5 billion. It is, however, acknowledged that the losses cannot be directly compared for several reasons: at the time the population was about 200,000 inhabitants and the design practices have been drastically changed since 1963. As well, while damage to the building stock and related economic losses can be considered as a reasonable indicator of earthquake impacts, other parameters not included herein, such as damages to essential and transportation facilities, lifelines and other critical facilities combined with the indirect economic losses (business, increased transportation costs, debris removal, etc.), have also to be accounted for.

REFERENCES

- [1] Abo-El-Ezz, A., Nolle, M.-J. and Nastev, M. (2013). Seismic Fragility Assessment of Low-Rise Stone Masonry Buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration - Springer*, 12(1): 87-97.
- [2] Akkar S. and Boomer J.J. (2010). Empirical equations for the prediction of PGA, PGV, and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region, and the Middle East. *Seismological Research Letters*, 81(2): pp. 195-206.
- [3] Arsovski, M. and Petkovski, R. (1975). *Neotectonics of S.R. Makedonija*. University of Sts Cyril

- and Methodius, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje, Macedonia IZIIS-Report No. 49 (in Macedonian).
- [4] Comité Européen de Normalisation CEN (2004) EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Technical Committee CEN/TC 250 Structural Eurocodes (English version).
- [5] Daskalov, T. (2011). Seismotectonic model of the Valandovo epicentral region. MSc thesis, University of Goce Delcev, Stip, Macedonia, 95 p. + annexes.
- [6] FEMA Federal Emergency Management Agency. 2012. Hazus-MH 2.1 – Earthquake Model User Manual. Washington, D.C., 863 p.
- [7] Gjeorgjievaska, I. Detailed 3D geological and geotechnical models of the Skopje region. Institute of Earthquake Engineering IZIIS, Skopje. PhD thesis in preparation.
- [8] Jaiswal, K.S., Wald, D.J. 2008. Creating a global building inventory for earthquake loss assessment and risk management. U.S. Geological Survey Open-File Report 2008-1160
- [9] Jancevski, J. (1997). Fault categorization according to genesis, age and morphological characteristics with an overview of their seismicity in R. Macedonia. PhD. thesis. Faculty of mining and geology, Stip, Macedonia (in Macedonian).
- [10] Kircher, C.A., Reitherman, R.K., Whitman, R. & Arnold, C. 1997. Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake Spectra*, 13(4), 703–720.
- [11] Kishor, J. and Wald, D. (2008). Creating a Global Building Inventory for Earthquake Loss Assessment and Risk Management. U.S. Department of the Interior and U.S. Geological Survey, Open-File report 2008-1160, Denver (CO), 40 p. + annexes.
- [12] Nastev, M., Nolle, M.J., Abo El Ezz, A., Smirnoff, A., Ploeger, S.K., McGrath, H., Sawada, M. and Stefanakis, E. (2017) Methods and tools for natural hazard risk analysis in Eastern Canada – Use of knowledge to understand vulnerability and implement mitigation measures. *Natural Hazards Review*, American Society of Civil Engineers ASCE, 18(1): 1535-1543.
- [13] National Earthquake Hazard Reduction Program NEHRP (1994). Recommended provisions for seismic regulations of new buildings: Part 1, provisions. FEMA 222A, National Earthquake Hazard Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [14] Porter, K. A. 2009. Cracking an open safe: Hazus vulnerability functions in terms of structure independent spectral acceleration. *Earthq. Spectr.*, 25, 361–378.
- [15] Salic R. (2015). A modern approach to determination of the seismic hazard for the Republic of Macedonia. PhD Thesis, University of Sts. Cyril and Methodius, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology IZIIS, Skopje, Macedonia, 241 p. + annexes (in Macedonian).
- [16] Seismological Observatory - Faculty of Natural Sciences and Mathematics, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje, Republic of Macedonia, <http://seismobsko.pmf.ukim.edu.mk/index.php/en/>
- [17] World Data Center for Solid Earth Geophysics WDC-SEG (1992). Catalog of significant earthquakes 2150 B.C. – 1991 A.D. Including quantitative casualties and damage. US Department of Commerce, National Geophysical Data Center, Boulder CO, 320 p.
- [18] Yucemen, MS. 2005. Probabilistic assessment of earthquake insurance rates for Turkey. *Natural Hazards*, vol. 35, no 2, p. 291-313.
- [19] Wald, D.J. and Allen, T.I. (2007). Topographic Slope as a Proxy for Seismic Site Conditions. *Bulletin of the Geological Society of America*, 97 (5): 1379-1395.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

RA - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Владимир МУЧЕНСКИ¹, Никола КЕЦМАН², Игор ПЕШКО³, Драгана БИБИЧ⁴,
Александра ВУЈКОВ⁵, Трајче ВЕКОВСКИ⁶

ПРОЦЕНКА НА РИЗИК ЗА БЕЗБЕДНОСТ И ЗДРАВЈЕ ПРИ РАБОТА ПРИ РУШЕЊЕ НА КАПАЦИТЕТИ

РЕЗИМЕ

Градежништвото е најголем сектор во однос на можноста за загрозување на здравјето на работниците. Зголемениот број инциденти на градилиште бараат дополнителен акцент на развојот на планот и програмата за безбедност на работно место. Пред да се отвори градилиштето за да се процени ризикот и да се анализира безбедноста, неопходно е да се одреди сигурносниот hazard. Во овој труд, од аспект на уривање на капацитетите за карактеристични работни позиции, се применети методите Matrix 3x3, AUVA и FMECA. Проценката на ризик е спроведена за три градилишта и три работни места, менаџер на градилиште, оператор на машини и работник. Методот FMECA дава најсоодветни податоци.

Клучни зборови: процена на ризик, уривање на капацитети, Matrix 3x3 метод, AUVA, FMECA

Vladimir MUČENSKI¹, Nikola KEČMAN², Igor PEŠKO³, Dragana BIBIĆ⁴, Aleksandra
VUJKOV⁵, Trajče VELKOVSKI⁶

RISK ASSESSMENT OF HEALTH AND SAFETY AT WORK FOR FACILITIES DEMOLITION

SUMMARY

Construction is one of the most diverse industry sectors in terms of the possibility of injuring and endangering the health of workers. The increasing number of incidents on the construction site and their severeness require additional emphasis on the development of the workplace safety plan and program. Therefore, before opening the construction site in order to assess the risk and analysis the safety it is necessary to determine safety hazards that may occur. In this paper, from the aspect of facilities demolition for characteristic workplaces, the Matrix 3x3 method, AUVA and FMECA method were applied. The risk assessment was carried out for three construction sites and three characteristic workplaces, the construction site manager, the machine operator and the laborer. According to the data, the FMECA method gave the most appropriate data.

Keywords: risk assessment, facilities demolition, Matrix 3x3 method, AUVA method, FMECA method

¹Ass. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, mucenskiv@uns.ac.rs

²M.Civ.Eng, NIS GAZPROM NEFT, Zrenjanin, Republic of Serbia, kecos5686@gmail.com

³Ass. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, igorbp@uns.ac.rs

⁴Teaching Ass., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, draganabibic@uns.ac.rs

⁵Teaching Ass., Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, vujkova@uns.ac.rs

⁶Teaching Ass., Faculty of Mechanical Engineering, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, trajce.velkovski@mf.edu.mk

1. INTRODUCTION

The occupational safety and health system is based on the application of the principle of prevention of injuries at work, illness or damage to the health of an employee which are carried out before starting work at the workplace and working environment. This is a prerequisite for the opening of each construction site.

Risk assessment of injuries at work or employee illness is based on the determination of safety hazards on the workplace and work environment which can cause injury and probability of their appearance. ("Official Gazette" No.101/2005).

Prior to the commencement of the work, it is necessary to assess the risk from the aspect of safety and health of employees, taking into account selection of work equipment, conditions of working environment, personal protective equipment, materials used in the working process, adaptability of work places and work environment to the employees.

Risk assessment at the workplace and working environment is introduced with the aim of completely eliminating safety hazards, which should be sought in the conduct of the procedure. However, as it is usually not possible, the level of safety hazards should be reduced to the lowest possible extent. By introducing the principles of risk assessment and implementing the prescribed assessment procedures, we can affectively perceive the safety and working conditions in all workplaces.

The manner of implementing the risk assessment process is defined by a standardized set of steps that are in line with the recommendations of the relevant laws, as well as the recommendations of good practice. On Fig 1. is an algorithm with these steps is presented.

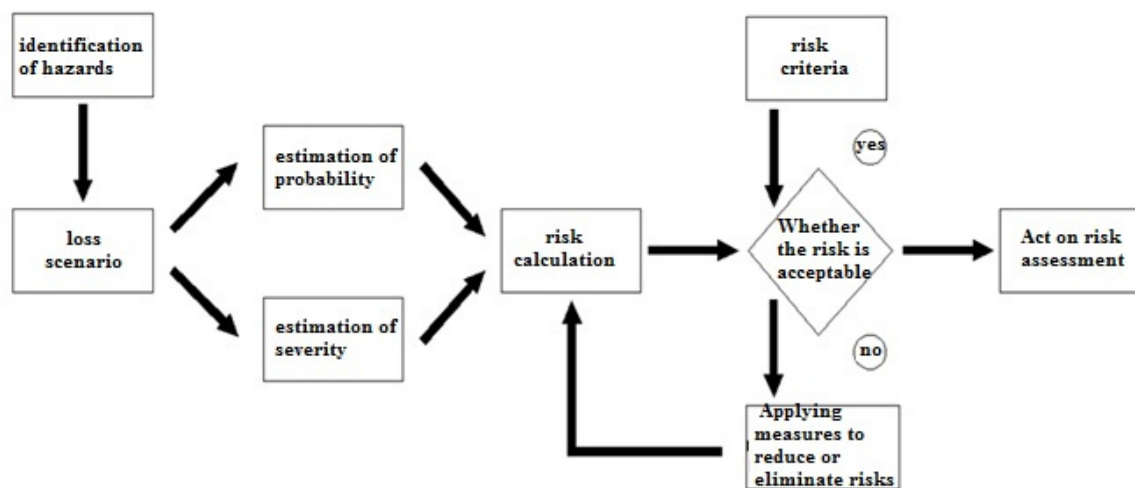


Fig. 1. The process of carrying out a risk assessment (Starčević et al. 2010)

2. METHODS FOR RISK ASSESSMENT

In order to carry out a risk assessment, it is necessary to identify and analyze all possible sources of safety hazards, and then approach the evaluation of intensity - levels of risk ranking. According to the current Rulebook about methods and risk assessment procedure for the workplace and working environment, for easier data determination, safety hazards are classified (Table 1).

There are a number of different methods for analyzing and assessing the quantitative of safety hazards. The method which can be used for risk assessment is not prescribed, so it is left to the estimator to use any method or a combination of methods. The right choice of method for risk assessment allows for adequate measures to achieve a safer workplace and working environment and reduced possibility of professional illnesses and employee injuries that will occur.

RECOGNITION OF HAZARDS ON THE WORK PLACE		
Grouping the hazards		
Groups of hazards	Subgroup of hazards	Code
Mechanical hazards that occur using equipment for work	Insufficient safety due to rotating or moving parts	1
	Free movement of parts or materials that may cause injury to an employee	2
	Internal transport and movement of machinery or vehicles, as well as movement of certain equipment for work	3
	Use of hazardous materials for operation, which may cause explosion or fire	4
Mechanical hazards that occur using equipment for work	Inability or limitation of timely removal from the place of work, exposure to closing, mechanical shock, matching, etc.	5
	Auxiliaries for work (cables, chains)	6
	Other factors that may appear as mechanical sources of danger	7
Hazards that arise in relation to the characteristics of the workplace	Dangerous surfaces (floors and all types of treads, surfaces with sharp edges)	8
	Working at altitude or depth	9
	Working in a cramped, restricted or hazardous area (between two or more fixed parts, between moving parts or vehicles, indoor work that is insufficiently lit or ventilated)	10
	Possibility of slipping or stumbling	11
	Physical instability of the work place	12
	Possible consequences or disruptions due to the obligatory use of resources or equipment for personal protection at work	13
	Impacts due to illness of the work process using inappropriate or unsuitable methods of work	14
	Other hazards that may arise in relation to the characteristics of the work place and the way of work (use of resources and equipment for personal protective at work that burdens the employee, etc.)	15
Hazards arising from the use of electricity	Hazard of direct contact with parts of electrical and voltage equipment	16
	Hazard of indirect contact	17
	Hazard of thermal effects developed by electrical equipment and installation	18
	Hazard due to thunder stroke and the effects of atmospheric discharge	19
	Hazard of harmful effects of electrostatic charge	20
	Other hazards that may appear in connection with the use of electricity	21
Hazards that arise or appear in the work process	Chemical damages, dust and fumes	22
	Physical hazards (noise and vibrations)	23
	Biological hazards (infections, exposure to microorganisms and allergens)	24
	Harmful effects of microclimate (high or low temperature, humidity and air flow rate)	25
	Unsuitable - insufficient brightness	26
	Harmful effects of radiation	27
	Harmful climate effects (outdoor work)	28
	Hazards arising from the use of hazardous materials (toxic substances)	29
Hazards arising from psychological and psycho-physical effort	Effort or physical strain (manual transmission of the load, pushing or pulling the load)	30
	Non-physiological position of the body (long-term sitting, standing, squatting, kneeling)	31
Hazards arising from psychological and psycho-physical effort	Efforts in carrying out certain tasks that cause psychological stress (stress, monotony)	32
	Conflict situations, insufficient motivation for work, management responsibility	33
Hazards related to the organization of work	Work longer than full-time (overtime), work night	34
Other hazards that occur in the work place	Hazards caused by other persons	35
	Working in an atmosphere with high or low pressure	36
	Work near the water or below the water surface	37
	Hazard due to the lack of technical and sanitary conditions in the workplace	38
	Inappropriate ventilation	39
	Inadequate heating	40
	Inadequate roads, water supply, waste disposal	41

Table 1. Classification of safety hazards

There are a number of recognized methods for risk assessment established by various associations. In this paper, risk assessment was carried out on the basis of three methods: the Matrix 3x3 method, AUYA and FMECA method, and comparative analysis of the solution is presented. These methods are also the most commonly used methods in practice.

Risk assessment for safety hazards using methods Matrix 3x3, AUVA and FMECA was carried out for all three considered facilities for three characteristic workplaces: the construction site manager, the machine operator and the labourer.

Matrix 3x3 method – for risk assessment in small and medium sized organizations, one of the simpler models such as this one can be applied. According to this method (Ristić, 2013) the risk is expressed as follows:

$$R = V * T \tag{1}$$

where is:

V- the probability of occurrence of an injury at work, damage to health and diseases related to work and
T- the consequence of the severity of the injury, damage to health and diseases related to work

FMECA method – (Failure mode, effects and criticality analysis) this method analyzes the impact and consequences of errors, especially in the risk recognition phase and defining the measure for removing their cause, and thus the consequence.

For estimation of risk factors, the most commonly used grades are 1-10 (Rausand 2011). Calculating the risk priority index R for each pair of possible error (possible cause) is calculated according to the following formula:

$$R = R1 * R2 * R3 \tag{2}$$

where is:

R₁- risk factor of probability of occurrence of error,
R₂- risk factor consequences of error weight and
R₃- probability of error detection risk factor.

AUVA method – according to the AUVA method (Radonjic et al., 2007), risk is expressed as a product of the probability of an adverse effect (the health of workers in a given period of time) on the one hand and the severity of the adverse effect on the other. The assessment is carried out for each identified safety hazard.

Table 2 shows the ranking of risk by a three-step scale for the Matrix 3x3, AUVA and FMECA methods. Risk levels are presented as acceptable, increased, and unacceptable. Acceptable risk "R" for the Matrix 3x3 method is one that is in the range of 1-3 for certain safety hazards, AUVA method 1-9, while for the FMECA method, this range is 0-100. Acceptable risk is a risk that is reduced to a level that can be submitted in the organization in view of its legal obligations. The risks for which there is a reasonable assumption that it will occur, and which can cause work-related injuries and illnesses, cause a violation of the organization's legal obligations, and may deviate from the health and safety policy at work of a particular organization, is the increased risk. Increased risk for the Matrix 3x3 has value 4, the AUVA method has values of 10 or 12, while with the FMECA method the range of values is between 100 and 200. Unacceptable risk is one in which will be listed safety hazards certainly occur. With the Matrix 3x3 method this risk is within the range of 6-9, the AUVA method appears in the form of values 16, 16, 20 and 25, while the FMECA method is within the limits of 200-400.

Level of risk	Method		
	Matrix 3x3	FMECA	AUVA
Acceptable	1-3	R≤10	1-9
		10<R≤100	
Increased	4	100<R≤200	10,12
Unacceptable	6-9	200<R≤400	15,16,20,25
		R>400	

Table 2. Ranking risk by a three-step scale

3. TECHNOLOGY OF FACILITIES DEMOLITION

The risk assessment was performed to demolish the following facilities: old bridge on the section of the road Niš – Dimitrovgrad, TMD building, Novi Sad (building of the FTN Laboratory) and NIS-Petrol gas station, Novi Sad. Facilities, that have been selected, cover different types of scale and complexity of the construction for demolition as well as different stages and demolition technologies.

3.1. Old bridge on the section of the road Niš - Dimitrovgrad

Bridge on the section of the road Nis-Dimitrovgrad is constructed as a reinforced concrete continuous-frame beam, a box-shaped cross-section. Main bridge construction is a reinforced concrete structure of a continuous beam static system rigidly connected to reinforced concrete pillars and together with it forms a frame structural system. The construction was carried out over seven fields of the range 21.60m + 5x37.80m + 21.60m. The cross-section of the bridge is box-shaped, has one chamber with symmetrical consoles. The bottom slab is 14cm thick and the upper slab, after the strenghtening, is 18cm + 12cm = 30cm thick. The ribs in the chamber are vertical thickness of 34cm. Along the ribs, from the inside of the chamber, raking prop was made to the top and bottom panels, 15cm thick.

The main bridge construction is rigidly connected to reinforced concrete pillars and it is not possible to demolish the bridge continuously due to the danger that parts of the main bridge construction will enter unfavorable static influences into the pillars. For this reason, only the panel elements of the box-shaped girder (footpath's consoles, upper and lower slabs) can be independently demolished without supporting. For the further demolition of the main bridge girder it is necessary to set supporting scaffold in order to prevent deformation and entering of negative impacts in pillars of the old bridge (Fig. 2).

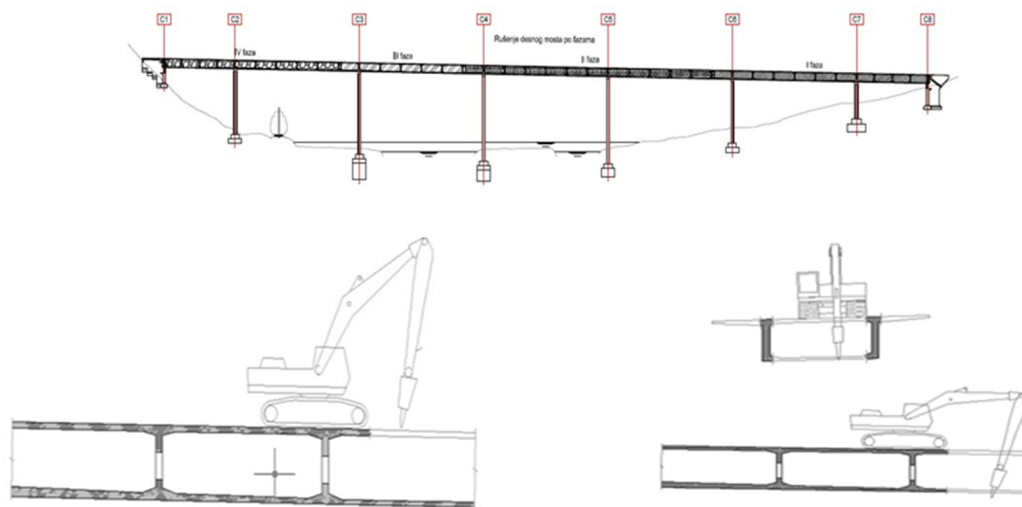


Fig. 2. Phases of demolition of the bridge

During the demolition, the primary goal is to avoid uncontrolled falling of structural elements. Demolition of the structure involves several stages: preparation works, making a foundation for scaffold, disassembly of protective and safety fences, removing installations under the footpath's consoles, removing the expansion joints from the bridge, demolition of the footpath's console, demolishing the upper and lower panels of chamber, demolition of the rib and cross bracing of the chamber, removal of waste and larger elements at the intended waste area.

3.2. TMD in Novi Sad, building of the FTN Laboratory

The TMD building (Fig. 3) represents an auxiliary building of the Faculty of Technical Sciences in Novi Sad with offices and laboratories for the Department for Civil Engineering and Geodesy.

TMD consists of several mutually independent buildings. Structures of the buildings are performed as massive with brick walls and belt courses. Buildings are different storeys. For all buildings the roof is designed as a wooden structure with cover of asbestos slabs on one part and a tile on the other. Demolition of the building (Fig. 4) is carried out carefully by the hand of the excavator, without entering the zone of adjacent objects.



Fig. 3. TMD building



Fig. 4. Demolition of the TMD building

Demolition of the structure involves several stages: removing the roof cover and the gutter manually, demolishing objects carefully with the hand of the excavator, removal of waste on the waste area and leveling the terrain after demolishing the objects.

3.3. NIS-Petrol gas station in Novi Sad

NIS-Petrol Station is a structure that consists of two independent parts that need to be removed. One part is a prefabricated type, while the second part is a reinforced concrete structure. Prefabricated building, which is removed, has P+0 storeys, while the reinforced concrete structure consists of one pillar with a circular slab above on it. The reinforced concrete circular slab is covered with profiled sheet.

The firsts approached is demolishing the prefabricated building. Demolition of reinforced concrete structures is done by machine. Firstly, a specialized scissor excavator removes the profiled sheet and then follows the cutting of the reinforced concrete slab (Fig.5). At the end of the demolition of the slab, the removal of the reinforced concrete pillar by a pneumatic hammer is followed.

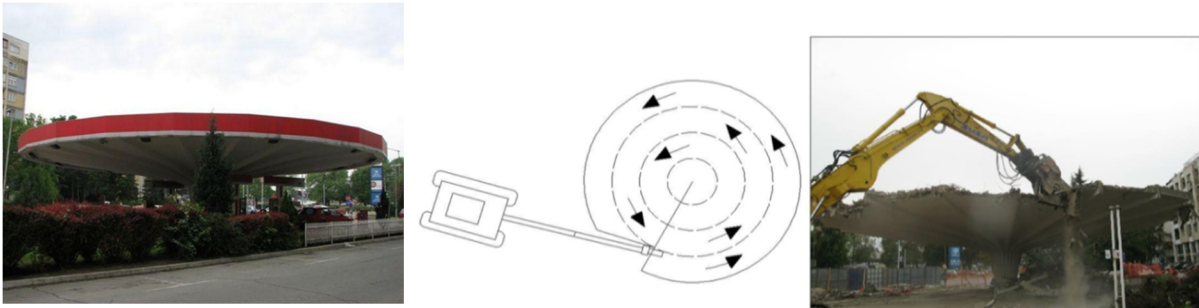


Fig. 5. Demolition of reinforced concrete construction

4. RESULTS AND DISCUSSION

When analyzing the demolition of these three facilities, the goal was to identify the number of safety hazards in which there may be a reasonable doubt that an increased risk will arise and determine which of the methods is more susceptible to these risks. Table 3 shows the identified safety hazards ("Official

Gazette" No. 72/06 and 84/06) with increased risk for all three characteristic workplaces that were considered at the site during the demolition of the facilities: construction site manager, machine operator and labourer. No safety hazards, in case of demolition of these facilities, and for the given methods and work places, gave a level of risk that is unacceptable.

From the table, it can be clearly seen that the FMECA method gives the greatest number of safety hazards with increased risk for the three working places considered for the stated facilities. This method is also the most complicated for use and it takes most of the time to come up with a list of safety hazards with increased risk. The complexity of the method and the process of obtaining results should not be a priority when choosing a risk assessment method.

THE OLD BRIDGE ON THE ROAD SECTION NIS-DIMITROVGRAD			
Method for risk assessment	Construction site manager	Machine operator	Labourer
	Code	Code	Code
Matrix 3x3	8, 22, 23, 38	1, 2, 3, 5, 22, 23, 38, 41	1, 3, 5, 10, 22, 23, 30, 31, 38, 41
FMECA	8, 22, 23, 25, 38	1, 2, 3, 5, 22, 23, 25, 26, 38, 39, 41	1, 2, 3, 5, 9, 10, 11, 22, 23, 26, 30, 31, 32, 37, 38, 41
AUVA	-	3, 16, 41	2, 3, 9, 16
TMD BUILDING IN NOVI SAD			
Method for risk assessment	Construction site manager	Machine operator	Labourer
	Code	Code	Code
Matrix 3x3	3, 22, 23, 38	1, 2, 3, 9, 22, 23, 41	1, 2, 3, 5, 9, 10, 29, 38, 41
FMECA	8, 22, 23, 38, 41	1, 2, 3, 5, 11, 22, 23, 38, 39, 41	1, 2, 3, 5, 9, 10, 16, 29, 30, 38, 41
AUVA	16, 19, 41	16, 19	3, 5, 16, 29, 41
NIS-PETROL GAS STATION IN NOVI SAD			
Method for risk assessment	Construction site manager	Machine operator	Labourer
	Code	Code	Code
Matrix 3x3	3, 38, 41	1, 2, 3, 22, 23, 38, 41	2, 3, 10, 38, 41
FMECA	3, 22, 23, 38, 41	1, 2, 3, 5, 22, 23, 38, 41	2, 3, 10, 22, 23, 38, 41
AUVA	16, 19	16, 19	10, 16, 19

Table 3. Safety hazards with increased risk for workplaces

On the basis of the process of recording the organization of work, applied occupational health and safety measures at work, identifying safety hazards in the workplace and in the work environment and risk ranking according to the Matrix 3x3, FMECA and AUVA methods, it was evaluated that in the case of demolition of the listed facilities, construction site manager, machine operator and labourer are high-risk jobs positions.

Several conclusions have been made using these methods for risk assessment. In Figure 7, the risk assessment results for all three analyzed facilities are shown, i.e. number of safety hazards with increased risk for different construction sites for work places construction site manager, machine operator and labourer.

Observing the number of safety hazards that arise from the site analysis, despite the fact that structures of the facilities are fundamentally different as well as the phases and methods of demolition, the greatest number of safety hazards occurs in the FMECA analysis. The smallest number was obtained by analyzing the AUVA method by a three-step scale. When analyzing the method Matrix 3x3 and FMECA method, the most risky work place is a labourer for the first two facilities, while for the third facility the

most risky workplace was the position of the machine operator. In all cases, the position of the construction site manager has been identified with the least number of safety hazards with increased risk. All identified safety hazards obtained by the 3x3 method were obtained by the FMECA method while the AUVA method, although giving the smallest list, nevertheless identifies some of the safety hazards with increased risk that are not obtained by the other two methods.

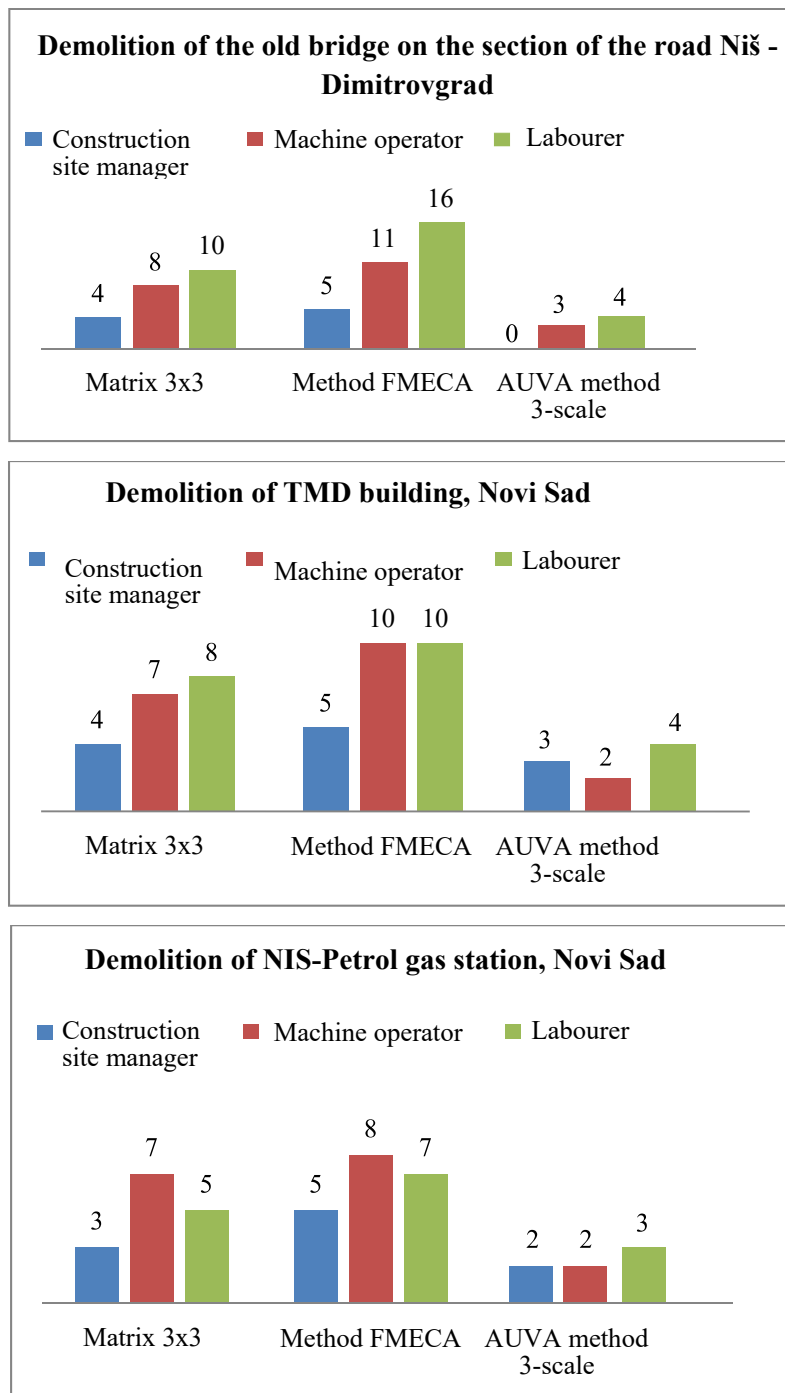


Fig. 7. Safety hazards with increased risk for all three analyzed buildings

The recommendation and conclusion obtained by this research would be that the FMECA method is the most sensitive to this type of risk assessment and that it provided the largest list of safety hazards that have an increased risk of occurrence. However, the AUVA method has revealed that some safety hazards can be considered as having an increased risk of occurrence, so it is best to use more comparative solutions and methods in order to find a final conclusion.

5. CONCLUSION

Construction is one of the most diverse industry sector in terms of the possibility of injuring and endangering the health of workers. The increasing number of incidents on the construction site and their severeness require additional emphasis on the development of the workplace safety plan and program. Therefore, before opening the construction site in order to assess the risk and analysis the safety it is necessary to determine safety hazards that may occur.

There are many methods for risk assessment, none of them is universal. In this paper, three methods were analyzed: matrices 3x3, AUVA and FMECA method from the aspect of demolition of the facility for characteristic work places (construction site manager, machine operator and labourer). Different results were obtained when analyzing the risk assessment and it was shown that all three listed sites are with an increased risk of safety hazards, so a lot of attention should be paid to their analysis in order to obtain a safe work environment.

According to the obtained data and the characteristics of the applied methods, it can be concluded that for the analyzed facilities the highest sensitivity was shown by FMECA method. Using the FMECA method, a greater number of identified safety hazards with increased risk was obtained in relation to the other two methods. Due to professional illnesses that hazard can cause, it is best to use a method or combination of methods that will thoroughly analyze each identified hazard.

The choice of demolition technology also influences the assessment of the risks and safety and health of workers at the site. Since the analyzed demolished facilities are located in the populated part of the city or in the vicinity of used facilities, cutting or crushing technology is the most appropriate solution.

When using this demolition technology, there are increased risks for the following identified safety hazards: insufficient safety due to rotating or moving parts, free movement of parts or materials that may cause injury to an employee, internal transport and movement of machinery, the impossibility or limitation of timely removal from the place of work, exposure to closing, mechanical shock, chemical hazards, dust and fumes, physical hazards (noise and vibration).

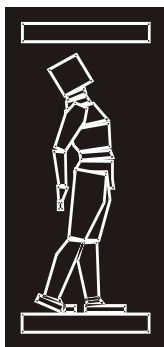
Accordingly, for this demolition technology, greater attention should be paid to the mentioned safety hazards involved in risk assessment. When assessing risks, the best it would be to form a team of competent individuals in order to establish a control of health and safety at work.

ACKNOWLEDGMENT

The work reported in this paper is a part of the research within the research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", supported by the Ministry for Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Pravilnik o načinu i postupku procene rizika na radnom mestu i u radnoj okolini, "Službeni glasnik RS", br.72/06 i 84/06
- [2] Radonjić, B., Jelić, M., Paunović Pfaf, J., Kovačević, Lj., Rajković, R., Radojević, S. (2007). "Praktikum za procenu i upravljanje rizicima na random mestu i radnoj okolini." Tehpro, Beograd
- [3] Rausand, M. (2011). "Risk Assessment: Theory, Methods, and Applications." Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey
- [4] Ristić, D. (2013). "Tool for risk assessment." Safety engineering, Faculty of Occupational Safety University of Niš, Serbia
- [5] Starčević, J., Ilić, M., Paunović, P.J. (2010). "Priručnik za procenu rizika." Republika Srbija, Beograd
- [6] Zakon o bezbedosti i zdravlju na radu , "Službeni glasnik RS", br.101/2005



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Роберта АПОСТОЛСКА¹, Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА², Вероника ШЕНДОВА³
Владимир СИГМУНД⁴, Ивица ГУЉАШ⁵, Дамир ВАРЕВАЦ⁶

ТЕСТОВИ НА ВИРБО ПЛАТФОРМА НА ТРИКАТНА АБ ЗГРАДА СО ИСПОЛНА ОД ШУПЛИВА И ПОЛНА ТУЛА

РЕЗИМЕ

Во овој труд се презентирани обсервациите од серија на тестови на вибро платформа на трикатна АБ зграда со исполна од тула, во размер 1:2.5. Се очекува овие тестови да придонесат кон надминување на противречностите кои постојат меѓу истражувачите, а кои се однесуваат на влијанието на исполната на сеизмичкото однесување на ваквите мешани конструкции. Проектирани се два модели, МОДЕЛ 1 со исполна од шуплива тула и МОДЕЛ 2 со исполна од полна тула. Овие модели се изложени на соодветно проектиран протокол на тестирање за да се увидат сите фази на однесување на конструкцијата. Презентираните експерименталните истражувања се дел од проектот FRAMA, реализиран во соработка помеѓу Градежниот факултет во Осиек, (раководител Владимир Сигмунд) и ИЗИИС, Скопје (раководител Голубка Нечевска-Цветановска).

Клучни зборови: FRAMA проект, исполна од тула, тестови на вибро платформа, сопствена фреквенција, оштетување

Roberta APOSTOLSKA¹, Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA², Veronika SENDOVA³
Vladimir SIGMUND⁴, Ivica GULJAS⁵, Damir VAREVAC⁶

SHAKING TABLE TESTS OF THREE-STOREY RC BUILDING WITH HOLLOW AND SOLID MASONRY INFILL

SUMMARY

This paper presents the observations from a series of shaking-table tests on a 1:2.5 scaled three story RC building with masonry infill walls. The tests are expected to contribute to the overcome of the existence of contradictions among the research community regarding influence of masonry infill to seismic performance of such mixed structures. Two building models were designed (MODEL 1 with hollow-clay units and MODEL 2 with solid-clay units) and were subjected to tailored-made testing protocol to experienced performance states between minor damage and near collapse. Presented experimental investigations is part of the research project FRAMA realized in collaboration between Faculty of Civil Engineering in Osijek (coordinator Vladimir Sigmund) and IZIS, Skopje (coordinator Golubka Necevska-Cvetanovska).

Keywords: FRAMA project, masonry infill, shaking table tests, natural frequency, damage

¹ Prof. Dr., UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Prof. Dr., UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Prof. Dr., UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, veronika@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ Prof. Dr. Faculty of Civil Engineering, University J.J. Strossmayer, Osijek, Croatia

⁵ Assoc. Prof. Dr. Faculty of Civil Engineering, University J.J. Strossmayer, Osijek, Croatia, iguljas@gfos.hr

⁶ Assoc. Prof. Dr. Faculty of Civil Engineering, University J.J. Strossmayer, Osijek, Croatia, dvarevac@gfos.hr

1. INTRODUCTION

Design and construction of RC buildings with masonry infill are common in European engineering practice especially in its seismic active southern part. The effects of infill on seismic performance of integral structure are very important. The infill walls have demonstrated poor performance even in moderate earthquakes: due to their brittle behaviour and little or no ductility, they suffer damage ranging from cracking to crushing and eventually disintegration (Fig.1). However, it is recognized that they could have a beneficial effect on the seismic performance of buildings in that they reduce the lateral storey drift at which the maximum shear force is attained, by more than 2 times compared with the bare frame, except for partial-height walls that may cause shear failure of the adjacent columns.



Fig.1 Damages on infill

(Photos: L.D. Decanini & L. Liberatore, L'Áquila EQ, 2009)

Fardis (2006) reported that the effects of masonry infill could be positive-in case that the bare structural system has little seismic resistance and negative-if the contribution of masonry infill to lateral strength and/or stiffness is large relative to that of the frame itself. The unfavourable effects can be representing throughout: (1) loss of the integrity of the infill in the ground storey that may produce “soft storey” and trigger global collapse, (Fig. 2); (2) brittle failure of frame member, notably columns, (Fig. 2); (3) concentration of inelastic demands in the part of the building which have sparser infill etc.



Fig. 2 Negative effect of infill on seismic performance of structure

(Photos: L.D. Decanini & L. Liberatore, L'Áquila EQ, 2009)

In the new buildings design according to Eurocode 8, (EN 1998: Eurocode 8.2004) the masonry infill are threat as a source of structural additional strength and so called “second line defence”. So the reduction of input seismic action as a result of favourable infill effects is not allowed. Considering this, design of RC buildings with masonry infill according to EC8 is on safety side but it is not rational because leads to

significant increase of reinforcement in the structural element in comparison with the bare frame. The problem is even more complex in the case of seismic performance assessment of the existing RC buildings with masonry infill. It is already known that the influence of the infill wall is most significant when the structural system itself does not possess adequate seismic resistance, which is often case in large number of substandard RC buildings in south Europe and Mediterranean constructed before implementation of seismic codes, as well as in the case of newly designed buildings without respecting capacity design approach. In such buildings the explicitly consideration of infill wall in analytical model and their verification are necessary.

To improve the understanding of this problem, a research project “Frame – masonry composites for modelling and standardizations (FRamed-MAsonry)” was started at the Faculty of Civil Engineering in Osijek, Croatia (2014-2017). The principal investigator was Prof. Dr. Vladimir Sigmund. The main objective was to investigate the safety and behaviour of buildings with masonry-infilled RC frames through near full-scale dynamic earthquake-simulation tests accompanied by supporting pseudo-dynamic tests of structural assemblies and components and by calibrated analytical solutions.

The Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM-IZIIS from Skopje was partner in the realization of the experimental investigations which were carried out at the IZIIS Dynamic Testing Laboratory in the period of June 2015-August 2015. The principal investigator of this part was Prof. Dr. Golubka Necevaska – Cvetanovska.

The complete experimental programme consists of:

- (1) laboratory tests of concrete, steel, masonry unit (bricks) and mortar specimens for definition of their strength characteristics;
- (2) quasi-static tests of 2 series (each consisting of 6 elements) of masonry wall samples in cement-lime mortar; the first one of hollow-clay masonry and the second one of solid-clay masonry bricks, for definition of their mechanical characteristics and failure mechanism and
- (3) shaking-table tests of the two models of three story RC building with hollow-clay masonry infill (MODEL 1) and solid-clay masonry infill (MODEL 2), to a scale 1:2.5.

Presented in the paper are selected observations only from the design, construction and shaking-table tests of the two models. Detailed information regarding complete experimental programme are given in Necevaska – Cvetanovska et al., (2015).

2. DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE SCALED MODELS

2.1. Test units

The definition of the test structures is governed with the aim to determine the failure mechanism of the column in shear. Studies of existing laboratory and field evidence highlighted five important constraints in development of proper experimental structure. It is essential: 1) to test the specimens in a dynamic (earthquake simulation) environment, 2) to have multiple stories in order to approach the fluctuations of axial force that a structural system which involves the interactions of a RC frame with masonry infill walls would experience, 3) to use near full-scale materials and dimensions (masonry units, concrete aggregates, reinforcement, and mortar joints), 4) to include an intermediate column (a column between two walls) in the test structure, 5) to limit the building footprint to approximately 5 by 5 m and its weight to 45 tons because of the limits of IZIIS shaking table.

The constraints have resulted in the choice of a three-story test structure with two bays in the assumed N-S direction and one bay in the E-W direction (Fig. 3). The height of the model is 3.9m. The MODEL 1 structure has hollow-clay infill walls and MODEL 2 structure has solid-clay infill walls.

Design of two models were performed at the Faculty of Civil Engineering in Osijek, while building of the models and testing on the seismic shaking table were carried out in the Dynamic Testing Laboratory of IZIIS in Skopje. The artificial mass simulation law was applied to account for the scaling.

2.2. Design and construction of the models

3D frame model (MODEL 1) consists of two planar RC frames (axes A and B) infilled with hollow-brick masonry walls which are interconnected with perpendicular girders in the axes 1, 2 and 3. The frame in direction of axes 2 is infilled with the same masonry units, (Fig. 4-left). The mortar joints were 10 mm thick and they were fully mortared (for both horizontal and vertical joints).



Fig. 3 3D view of MODEL 1 and MODEL 2

3D frame model (MODEL 2), similar as MODEL 1, consists of two planar RC frames (axes A and B) infilled with solid-brick masonry walls which are interconnected with perpendicular girders in the axes 1, 2 and 3. The frame in direction of axes 2 is infilled with the same masonry units, (Fig. 4-right). The MODEL 2 was strengthened with vertical ties around all openings in the frames RA, RB and frame 2 and the anchors $\phi 4$ were applied for connection between RC frame and the masonry infill (Fig. 5). The anchor in the ends of the ties were placed at the distance of 6.9 cm and in the middle of the ties, the distance was doubled. The mortar joints were 10 mm thick and they were fully mortared (for both horizontal and vertical joints).

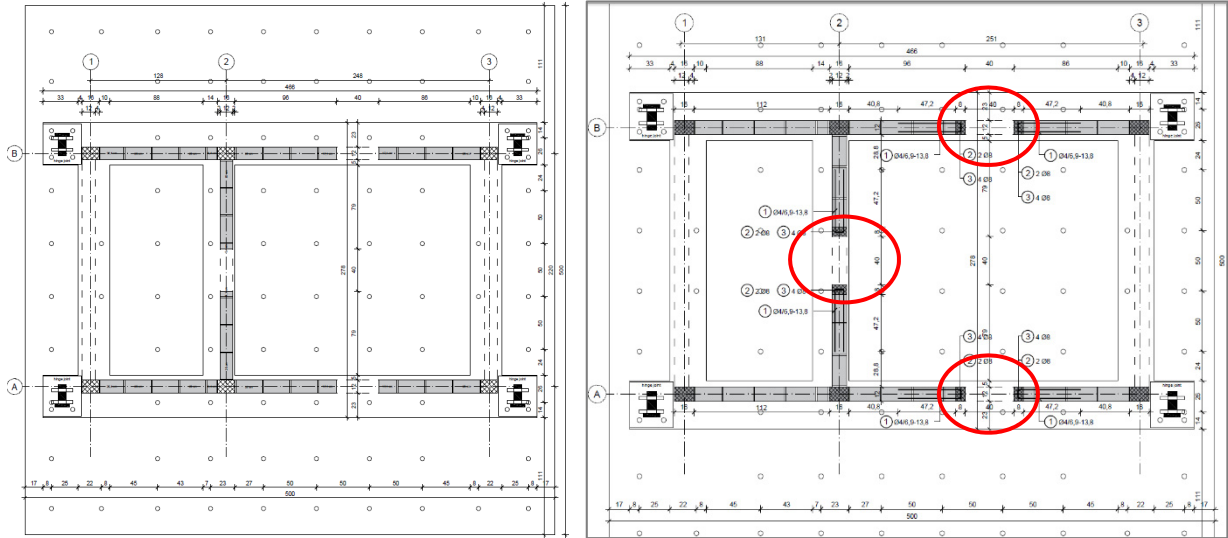


Fig.4 Layout of the models over the shaking table - MODEL 1 (left) & MODEL 2 (right)

The same bare RC frame structure was used for construction of MODEL 2. First, the damaged infill from the first and second story was demolished and removed from the structure. The next step was insertion of solid-clay masonry infill and vertical RC ties around the openings, (Fig. 5).



Fig.5 Construction of MODEL 2 – insertion of infill and RC vertical ties

The models proportions were 2.78 x 4.66 x 3.90 m. The model structure is designed according to EN 1998-1:2004 thus satisfies the current requirement for seismic zone IX in Croatia ($a_g \geq 0.3 g$). The formwork and reinforcement details are given in the Necevska - Cvetanovska at el. (2015).

3. TEST PROGRAMME, GROUND MOTION AND INSTRUMENTATION

3.1. Test programme and ground motion

The ground motion record used for the shaking table tests is the ground motion recorded at the Herceg - Novi station during the 15th April 1979 Montenegro earthquake, (Fig. 6). The earthquake had a moment magnitude of 6.9 and a hypocentral depth of 12 km. To account for the fact that the structure is constructed at 1:2.5 scale, the record was scaled in time by reducing the duration by a factor $\sqrt{2.5}$. The record was base line corrected and then scaled to match the different levels of peak ground acceleration (PGA) that were be used as input signals for the shake table tests, (Tables 1 and 2).

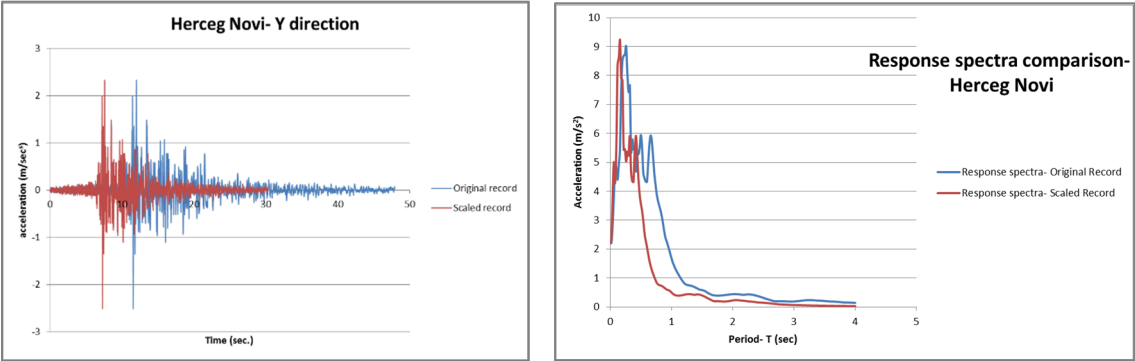


Fig. 6 Acceleration time history and frequency content of applied earthquake

The testing procedure was consisting of two main phases:

- (1) Tests for definition of dynamic characteristics of the models, before, during performing and at the end of the seismic tests (Table 1 - tests 01, 02 and 08 for MODEL 1 and Table 2 – tests 01 and 13 for MODEL 2), in order to check stiffness degradation of the model produced by micro or macro cracks developed during the tests – *resonant frequency search tests*
- (2) Seismic testing by selected earthquake record until heavy damage. The tests are performed in several steps, increasing the input intensity of the earthquake, (Tables 1 and 2), in order to obtain the response in linear range, as well as to define the initial crack state, development of failure mechanism and possible collapse of the model – *seismic response tests*

In such a way the complete seismic performance of the structures starting from linear range, appearing of first cracks in the walls up to developing of the failure mechanisms was captured.

Table 1. Sequential order of performed tests - MODEL 1

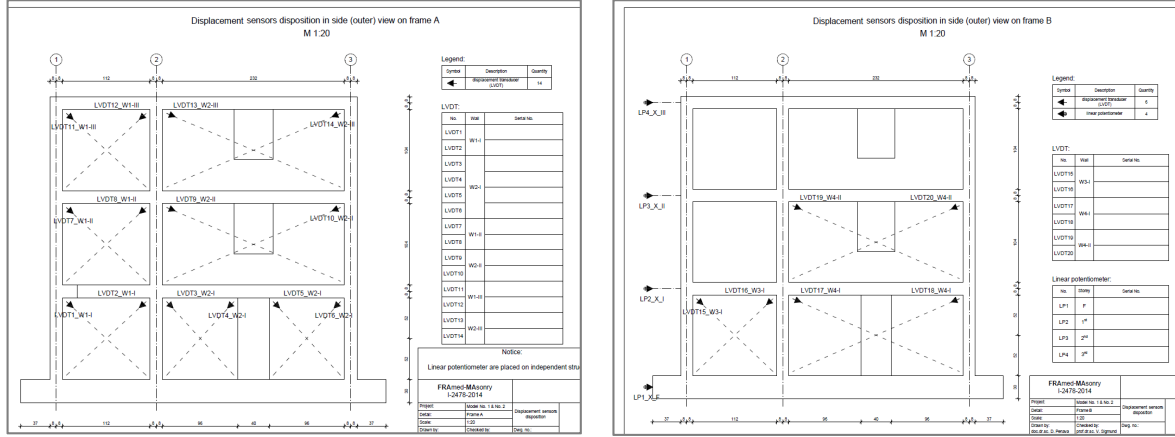
Test ID	Test type	Axis	Test parameters
Test01	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test02	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test03_HN5	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.05 g (Y)
Test03_HN10	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.1 g (Y)
Test05_HN20	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.2 g (Y)
Test06_HN30	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.3 g (Y)
Test07_HN40	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.4 g (Y)
Test08	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test09_HN60	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.6 g (Y)
Test10_HN70	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test11	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test12_HN80	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test13_HN100	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.0 g (Y)
Test14_HN120	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.2 g (Y)

Table 2. Sequential order of performed tests - MODEL 2

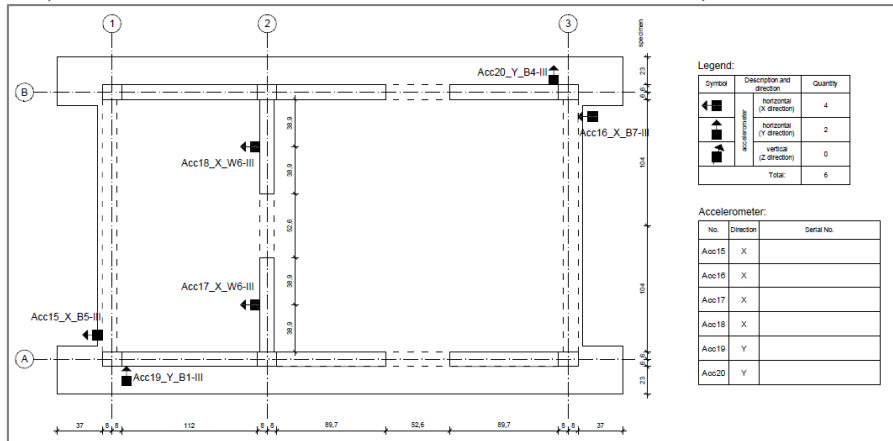
Test ID	Test type	Axis	Test parameters
Test01	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test02_HN5	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.05 g (Y)
Test03_HN10	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.1 g (Y)
Test04_HN20	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.2 g (Y)
Test05_HN30	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.3 g (Y)
Test06_HN40	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.4 g (Y)
Test07_HN60	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.6 g (Y)
Test8_HN70	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test9_HN80	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.8 g (Y)
Test10_HN100	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.0 g (Y)
Test11_HN120	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.2 g (Y)
Test12_HN140	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.4 g (Y)
Test13	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min

3.2. Instrumentation set up

The model response was monitored by high speed data acquisition system consisting of 20 accelerometers (ACC); 20 displacement transducers (LVDT); 4 linear potentiometers (LP) and 12 strain gages (SG), providing information about accelerations at different levels and points, relative displacements and deformations and strain at selected points. Detailed information on the instrumentation can be found in Necevska – Cvetanovska et al. (2015). Selected photos from the instrumentation set-up is presented in Figure 7 a), b) and c).



a) Instrumentation of the MODEL 1 – LVDT and LPs (frame RA and RB)



b) Instrumentation of the MODEL 2 - accelerometers (roof level)



c) Instrumentation set up – view on the shaking table
Fig.7 Instrumentation set up of the models

4. SHAKING TABLE TESTS ON 1:2.5 SCALED MODELS

The shaking-table test were designed to address more broader open issues within the FRAMA project as: 1) the relationship between drift capacity and properties of the frame-masonry system controlling drift capacity, 2) the stability of the masonry infill walls subjected to out-of-plane inertia forces, 3) the effect of openings in masonry walls on response of the frame-wall system, 4) the development and calibration of a new sensor to detect crack development and enable remote sensing of safety state of a building after an earthquake.

The models were subjected to several runs of increasing intensity, covering performance levels between minor damage and near collapse. The damage propagation with increasing shaking intensity is discussed and selected test results - acceleration time histories, relative displacement time histories and shift in measured frequencies due to the damage propagation are presented.

4.1. Test observation of MODEL 1

Testing of the MODEL 1 was performed following the test protocol described in Section 3.1 (Table 1). The selected observations from the experimental testing are given below.

Definition of dynamic properties of the MODEL 1 was first step of experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. Natural frequency was defined in Y direction of the model, by applying resonant frequency search tests. Frequencies obtained before starting of the seismic response tests (tests 01 and 02) and during the testing sequences after reaching PGA = 0.4 g (test 08) are presented in Figure 8. The first frequency of the undamaged model is 8.785Hz while after performing series of five seismic response tests is 3.047Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

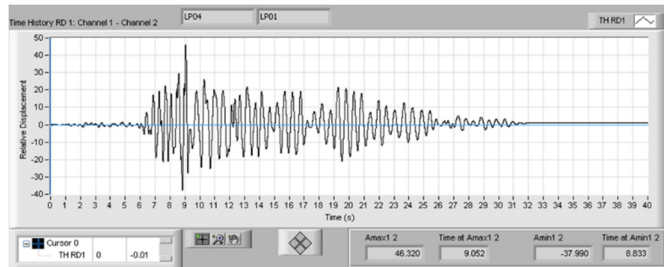
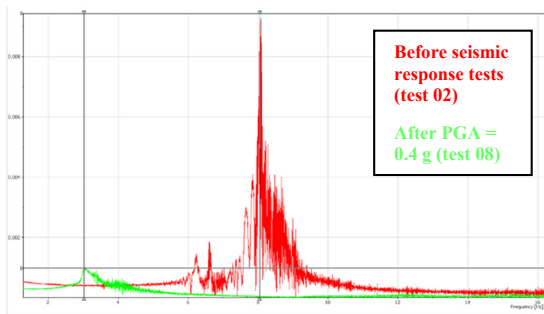


Fig.8 Obtained frequencies of the MODEL 1 Fig.9 Relative displacement at the top of the MODEL 1

Relative displacement of the MODEL 1 defined as a difference between recorded displacement at the top (linear potentiometer LP4) and at the bottom (LP1), at the PGA = 1.2 g is given in Figure 9.

Selected photos showing damage distribution on the model for PGA=1.2 g is presented in the Figure 10.



Fig. 10 Damage to the infill of the MODEL 1

4.2. Test observation of MODEL 2

Testing of the MODEL 2 was performed considering the test protocol described in Section 3.1 (Table 1). The selected observations from the experimental testing are given below.

Definition of dynamic properties of the MODEL 2 was first step of experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. Natural frequency was defined in Y direction of the model, by applying resonant frequency search tests. Frequencies obtained before starting of the seismic response tests (tests 01) and at the end of the testing (test 13) are presented in Figure 11. The other selected results obtained from experimental testing will be presented further. The first frequency of the undamaged model is 7.51Hz while at the end of testing is 3.11Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

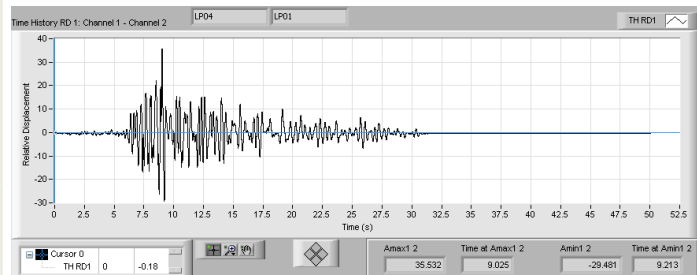
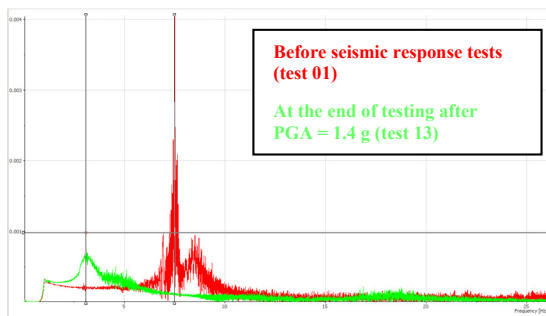


Fig.11 Obtained frequencies of the MODEL 2

Fig.12 Relative displacement at the top of the MODEL 2

Relative displacement of the MODEL 1 defined as a difference between recorded displacement at the top (linear potentiometer LP4) and at the bottom (LP1), at the PGA = 1.4 g is given in Figure 12.

Selected photos showing damage distribution on the model for PGA=1.4 g is presented in the Figure 13.



Fig. 13 Damage to the infill of the MODEL 2

5. FINAL REMARKS

The aim of the FRAMA project was to investigate, through dynamic earthquake-simulation tests, the safety and behaviour of the RC frame system containing different types of infill masonry walls since these systems serve both architectural and structural demands efficiently.

It should be pointed out that the both models were subjected to same experimental programme, however due to the higher resistance of the second model, the tests continued under higher intensities of input excitation. As a general observation from the performed tests it could be said that the MODEL 2 with solid-clay bricks and vertical RC ties around openings shown better performance comparing to the MODEL 1. Damage appeared in the infill of the MODEL 2 was considerably smaller than that of the MODEL 1, even for a higher input acceleration.

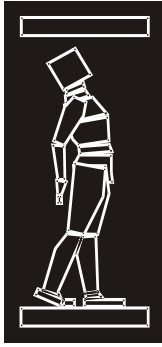
ACKNOWLEDGEMENT

The authors would like to express their deepest appreciation to the exceptional academician Prof. Dr. Vladimir Sigmund for his leading role in FRAMA project. Sadly, he was not able to complete this study because he passed away suddenly during the realization of the project. This paper is dedicated to his cherished memory.

The authors would also like to thank all participants who contributed to realization of the experimental tests and to the staff of the Dynamic Testing Laboratory at IZIIS, Skopje.

REFERENCES

- [1] Necevska-Cvetanovska G., Apostolska R., Shendova V., Stojanoski B., Zurovski A. (2015). Frame-masonry composites for modelling and standardizations (FRAMed-Masonry). Report IZIIS 2015-31.
- [2] Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G., Cvetanovska J., Gjorgjievska E. (2010). Influence of masonry infill on seismic performance of RC frame buildings. Proc. of 14 European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, 2010.
- [3] Apostolska R., Golubka Necevska-Cvetanovska, Julijana Cvetanovska. (2010). Analytical investigations of seismic behaviour of RC frame buildings with masonry infill. Structural Engineer, Journal of MASE, ISBN 9989-9785-3-0 (No.9/2010).
- [4] Dolšek M, Fajfar P (2008) The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment. Eng Struct 30(7):1991–2001
- [5] EN 1998: (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
- [6] Fardis M. (2006). Seismic Design Issues for Masonry – infilled RC Frames, Proc. of the 13ECEE, Geneva.
- [7] Necevska-Cvetanovska, G, Apostolska R, Sendova V, Vitanova M, Cvetanovska J (2014). Geo-referenced Inventory Toward Seismic Safety of Existing Building – Case Study Karposh Municipality Skopje, Proceeding on the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August 25-29, 2014.
- [8] Necevska-Cvetanovska, R. Apostolska. (2012). Methodology for seismic assessment and retrofitting of RC building structures. Proc. of 15 World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, September 24-28, 2012, (Paper ID 2149).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 2

mase@gf.ukim.edu.mk

А. Богдановиќ¹, З. Ракиќевиќ², Д. Јуруковски³, Б. Богдановиќ⁴ Е.Златеска⁵

ОЦЕНКА НА КАПАЦИТЕТОТ НА ПОСТОЈНА КОНСТРУКЦИЈА КАКО РЕЗУЛТАТ НА КОНСТРУКТИВНИ ПРОМЕНИ ВО ТЕК НА ЕКСПЛОАТАЦИОНИОТ ПЕРИОД

РЕЗИМЕ

Во експлоатациониот период на постоен објект се извршени одредени архитектонско – конструктивни интервенции кои имаат значително влијание на динамичките карактеристики и однесувањето на конструкцијата при дејство на сеизмички влијанија. Имајќи предвид дека на овој објект е планирана да се изведе и надградба за еден кат изработена е студија за оцена на капацитетот на постојната конструкција. Студијата за оцена на капацитетот е изработена согласно важечката техничка регулатива во Р. Македонија и правилата и насоките за проектирање на сеизмички отпорни конструкции дадени во релевантните делови од Еврокодвите. Во овој труд ќе бидат презентирани резултатите од студијата со критички осврт за начинот и влијанието на извршените конструктивни промени на капацитетот и глобалното однесување на конструкцијата при дејство на сеизмички влијанија.

Клучни зборови: капацитет на конструкцијата, национални прописи, EC8, EC2, ,

A. Bogdanovic¹, Z. Rakicevic², D. Jurukovski³, B. Bogdanovic⁴, E.Zlateska⁵

ASSESSMENT OF THE CAPACITY OF AN EXISTING STRUCTURE AS A RESULT OF STRUCTURAL CHANGES DURING EXPLOATATION PERIOD

SUMMARY

During serviceability period of an existing building several architectural and structural modifications have been done, which have substantial influence on dynamic characteristics of the structure and its behavior during seismic actions. Having in mind planned upgrading of existing structure by one additional floor a study for structural capacity assessment has been done. The study has been prepared according to the actual technical regulation in R. Macedonia, as well as rules and guidelines for earthquake resistant design of structures given in relevant parts of the Eurocodes. In this paper the results of the study will be presented, with critical review of the performed structural modification and their influence on capacity and global structural behavior under seismic actions.

Keywords: capacity of the structure, national codes, EC8, EC2

¹ Доцент, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

² Редовен професор, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

³ Редовен професор, во пензија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС – Скопје

⁴ Градежен инженер, ДОО БАБ Консалтинг, Скопје

⁵ Магистер архитект инженер, ДОО БАБ Консалтинг, Скопје

1. ВОВЕД

Често пати дилемата која ја имаат градежните инженери дали да се направи сосема нова конструкција или старата да се санира и надгради би била оправдана од економски аспект, е нешто кое е присутно од секогаш и кое секако ќе продолжи и во иднина да биде актуелно. Имајќи во предвид повеќе параметри не секогаш е лесно да се најде вистинското решение кое ќе биде во корелација и со инвеститорите и со корисниците а при тоа да не биде ставена под знак прашање безбедноста и функционалноста на објектот. Токму една ваква корелација беше основа да се направи ова истражување кое во себе ги обединува праксата и искуството во точка од каде можат да бидат извлечени корисни заклучоци применливи понатаму, и во целост разработени во статијата.

Врз основа на расположливата техничката документација за постојната и новопроектираната состојба на Деловната зграда на објектот Охридска Банка во Скопје, извршено е математичко моделирање и анализа на конструкцијата со користење на двата компјутерски програма TOWER и ETABS. Резултатите се добиени соодветно за националните прописи и еврокодovите. Анализата е реализирана со цел да се утврди капацитетот и состојбата на конструкцијата како би се извршила надградба на истата. При тоа акцентот да биде ставен на промената на динамичките карактеристики на конструкцијата како и нејзиното однесување при дејство на земјотрес како резултат на одредени промени во конструктивниот систем во текот на експлоатациониот период.

2. ОПИС НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Постоечкиот објект се состои од подрум-сутерен, приземје и два ката. Неговиот денешен изглед е даден на сликата 1.



Слика 1. Денешен изглед на конструкцијата Деловен објект – Охридска Банка

Во конструктивна смисла, како една интегрирана целина претставува армирано-бетонска скелетна конструкција составена од армирано-бетонски рамки во двата ортогонални правци. Како основни конструктивни елементи се столбовите и гредите со попречни пресеци усогласени со архитектонските барања и носивите карактеристики на усвоениот бетон.

Димензиите на столбовите согласно техничката документација изнесуваат: 40/60, 50/50, 60/65, 30/80. Гредите се со неправилна форма односно скалест пресек, Г-пресек и правоаголен пресек со димензии: 20/70, 40/70, 70/95, 150/40, 70/90, 150/70. Меѓукатната конструкција е вкрстено армирана плоча со дебелина од 16 см. Темелењето на постоечката конструкција согласно документацијата е направено на армирано бетонски темели солитери и лентовидни темели под сидовите.

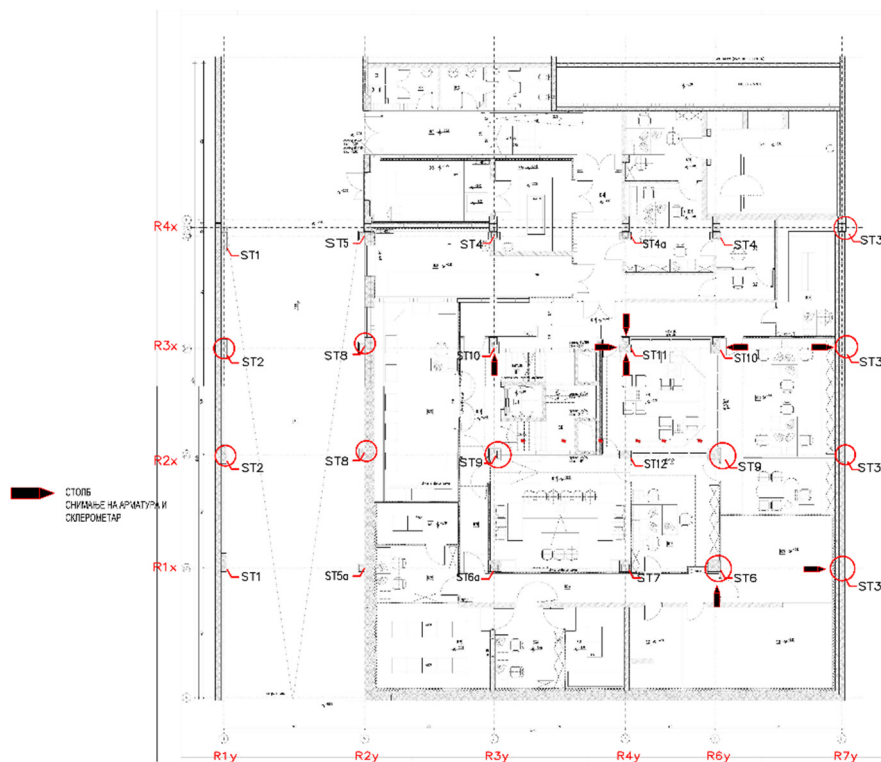
Прва промена во конструктивниот систем е направена во 1997 година и тоа санација во сутерен посебно за конструктивните елементи столбови и темели за задоволување на условите од страна

на стабилност, економичност, и поволно однесување на системот на дејство на гравитациони товари и сеизмика. Во Септември 2013 направена е втората промена каде во рамките на конструкцијата како новопроектирана состојба додадено е армирано бетонско лифтовско окно, скалишно јадро и две армирано бетонски јадра за отвори за инсталации и вентилации кои се со дебелина од 20см. Со ваквиот начин вертикалната комуникација низ објектот е обезбедена преку лифт и скалишен простор. Со додавање на нови и дополнителни конструктивни елементи кои сами по себе повлекуваат низа на градежни зафати логично е да се очекува и промена во однесувањето на конструкцијата. Сето тоа е потврдено со математичкиот модел каде јасно и видно се истакнуваат промените во динамичките карактеристики и однесување кои сами по себе не се поволни за натамошниот експлоатациони период на конструкцијата.

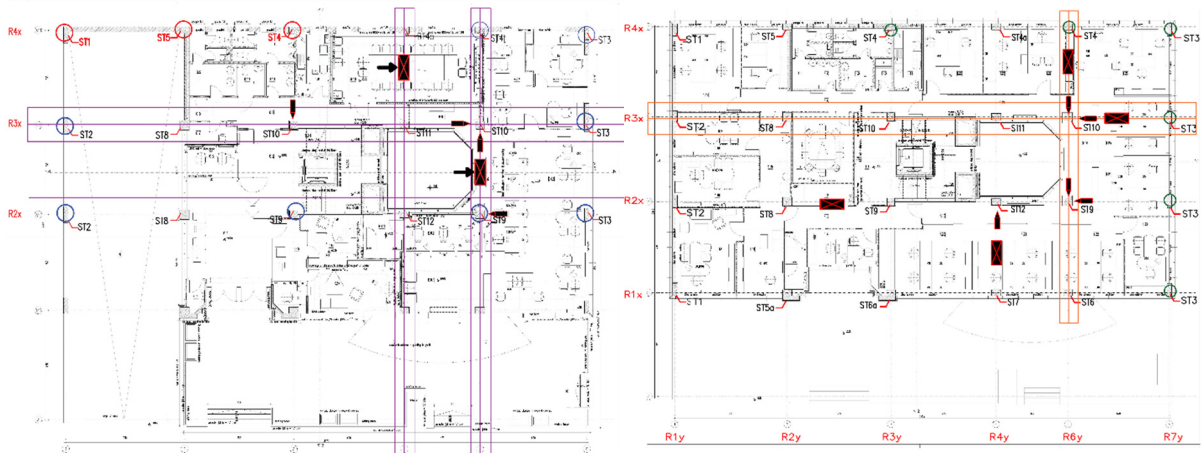
3. ПРЕТХОДНИ “IN-SITU” МЕРЕЊА

Согласно елаборатот за бетон усвоената марка за сите конструктивни елементи изнесува МБ30. Бидејќи за вградената арматура немаше никаква техничка документација направени беа испитувања со користење на недеструктивна метода за преглед на бетонските конструкции со тродимензионални фотографиии проследени со детален извештај за местоположбата и димензиите на вградената арматура.

Испитувањата беа направени врз основа на однапред утврдени мерни места во зависност од условите кои го дозволуваа истото без да бидат применети деструктивни методи земајќи во предвид дека објектот е функционален. Во продолжение се дадени основите со дефинираните мерни места за кои беа направени снимање на арматурата во греди и столбови по катовите.



Слика 2. Мерни места за снимање на арматурата и склерометар за подрум



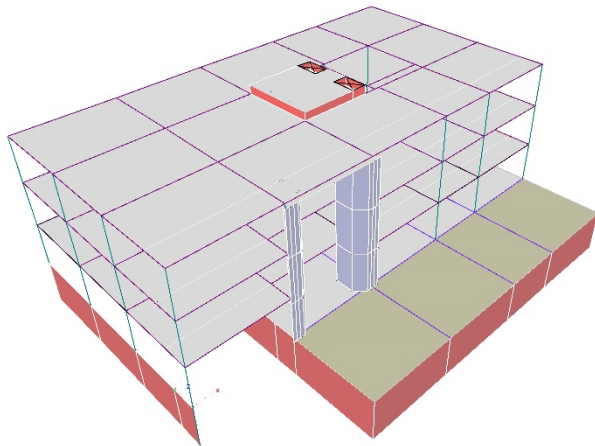
Слика 2. Мерни места за снимање на арматурата и склерометар за приземје, кат 1, кат 2

Согласно добиените резултати беше дадена потврда со користење на склерометар дека армираниот бетон е со марка МБ30 и дека дека распоредот и бројот на арматурни прачки во целост одговарат со она што беше дадено согласно техничката документација.

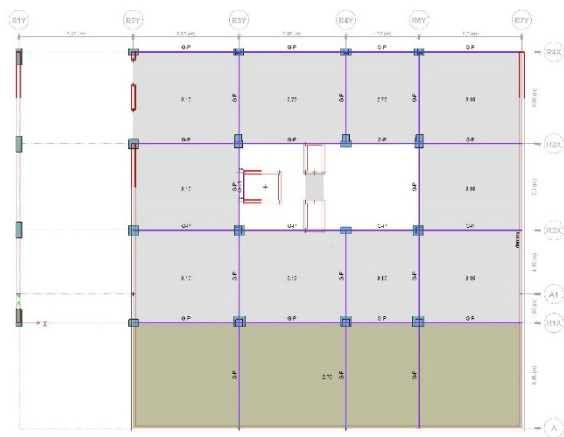
Сите овие претходни мерења беа направени со цел да биде потврдена арматурата и вградениот бетон чии карактеристики беа искористени во моделирањето на математичкиот модел.

4. МОДЕЛИРАЊЕ АНАЛИЗА И РЕЗУЛТАТИ

Математичкиот модел на конструкцијата во ETABS е направен со користење на “frame” елементи за столбовите и гредите и “shell” елементи за сидовите, плочите лифтовско јадро и вентилационите отвори. (слика 3)



Слика 3. Математички модел во ETABS



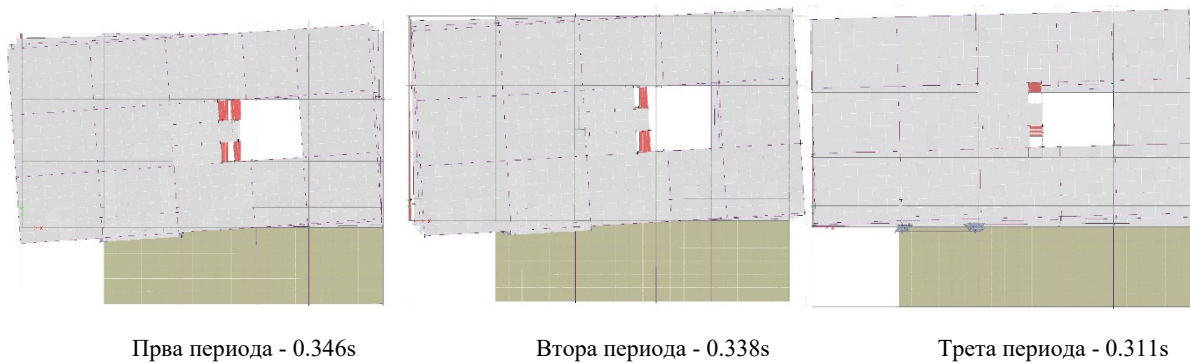
Слика 4. Основа на моделот

Во основа се состои од 6 армирано бетонски рамки во Y правец и 4 во X правец дадени на слика 4.

Товарењето на конструкцијата е направено согласно документацијата каде за постојан товар на приземје е усвоено 3.15 kN/m^2 , додека први и втори кат 2.75 kN/m^2 . За корисен товар усвоена е вредноста од 2 kN/m^2 на сите катови и товар од снег од 1 kN/m^2 на кровната конструкција која е рамна плоча. Како линиски товар од сидови по катови е усвоена вредноста од 3.75 kN/m . Вкупната маса на конструкцијата изнесува 3317.72 тони.

Согласно модалната анализа утврдено е дека конструкцијата во првите три тонови форми работи во торзија која е добиена како резултат на промена на конструктивниот систем во текот на

експлоатациониот период, односно во овој случај со додавање на лифтовското јадро и вентилационите отвори во централниот дел на конструкцијата.



Слика 5. Тоновни форми на конструкцијата

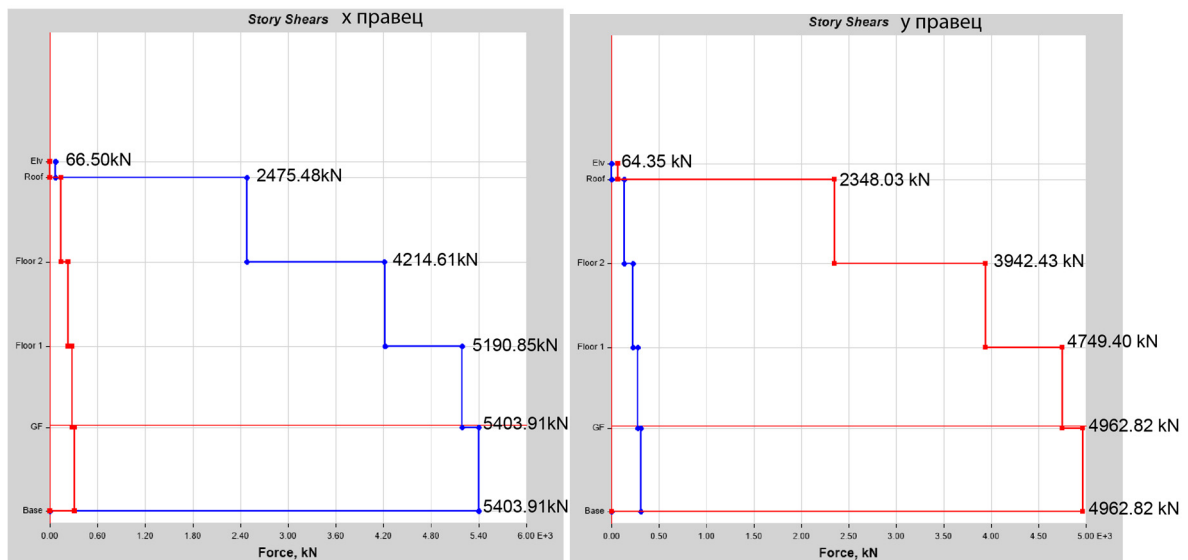
Со цел да се спореди однесувањето на конструкцијата кога не би се правеле никакви интервенции односно систем без лифтовското јадро и вентилациони отвори само со скалишен простор се добива конструкција која се однесува многу подобро, каде првата и втората тонова форма се транслации, а третата тонова форма е торзија. (слика 6)



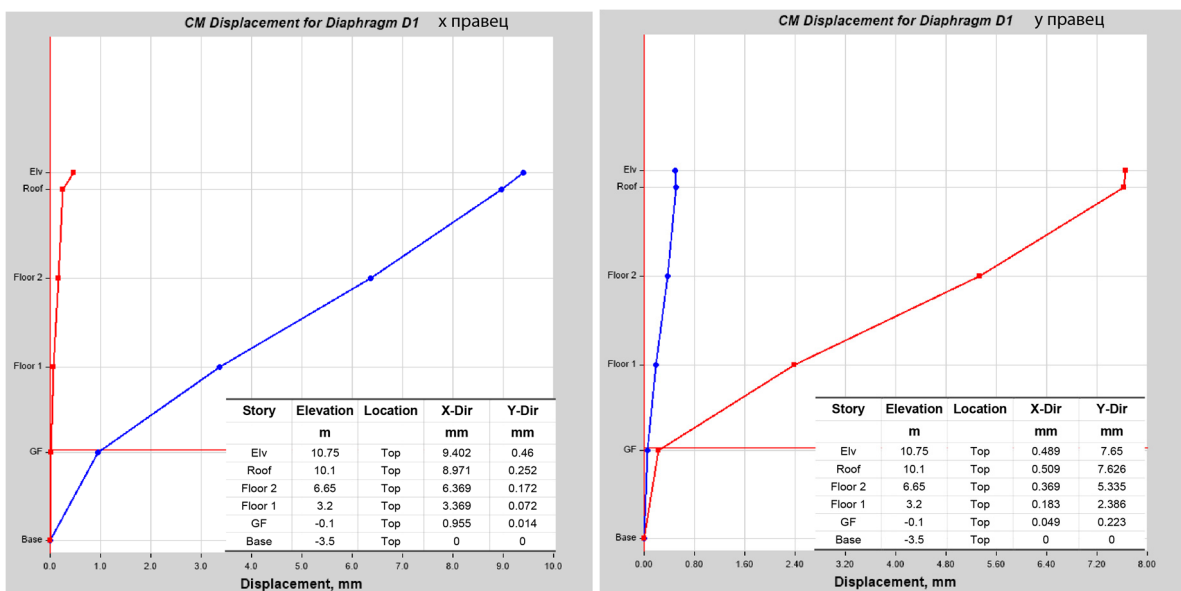
Слика 6. Тоновни форми на конструкцијата без платна и вентилациони отвори

Динамичката анализа е направена согласно EC8 за проектен земјотрес со $PGA=0.25g$ на основна стена и тло од В категорија и q фактор на однесување еднаков на 3, од каде сеизмичката сила на ниво на темели изнесува 17% од вкупната маса на објектот (слика 7). Со вака дефиниран спектар во двата правци X и Y направена е анализа на конструкцијата на дејство на земјотрес и определен е капацитетот на носивост на виталните конструктивни елементи.

Поместувањата на конструкцијата од сеизмика во двата правци по катови се дадени во продолжение на слика 8 и се во рамките на дозволените вредности согласно еврокодот. Како резултат на анализите како најосетлив дел се покажа лифтовското јадро како и вентилационите отвори. Согласно спроведените нумерички анализи утврдено беше дека капацитетот на носивост на лифтовското јадро е надминат на нивото на подрум и приземје како последица на недоволно арматура, а додека капацитетот на АБ вентилационите отвори беше надминато по сите нивоа од конструкцијата. (слика 8)



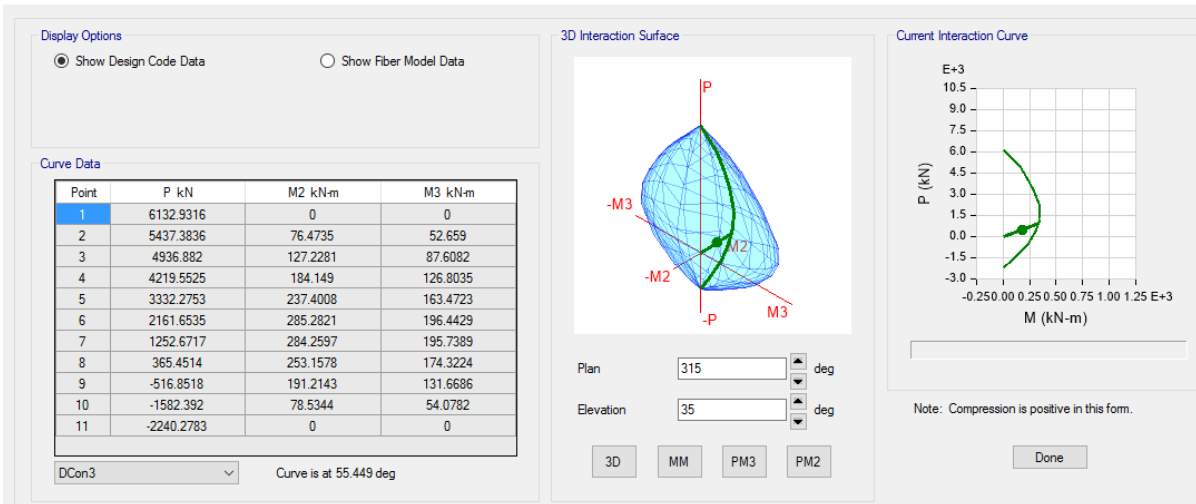
Слика 7. Сили на смолкнување по катови од сеизмика во X и Y правец



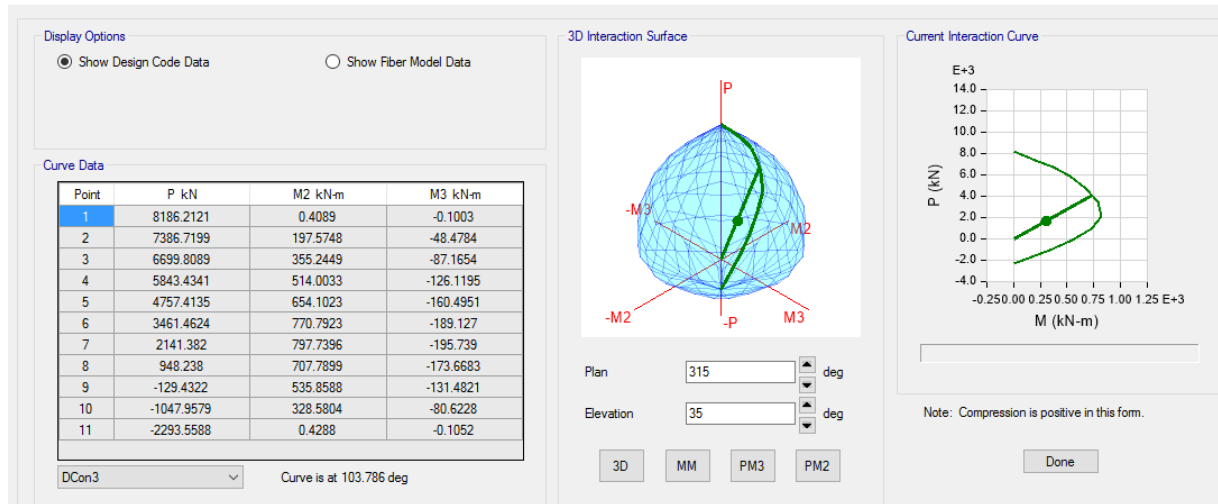
Слика 8. Поместување по катови согласно сеизмичка сила во X и Y правец соодветно

Гредите околу скалишната партија како резултат на лошиот конструктивен концепт исто така не ги задоволуваат основните услови за стабилност поради пречекорените вредности на M и Q односно немаат доволно арматура. Согласно интерактивните дијаграми M-N утврдено е дека капацитетот на столбовите не е надминат во ниеден столб. Дел од нив се дадени во продолжение на слика 9. Важно е да се напомене дека токму тој дел кој е правен како интервенција на веќе постоечката конструкција се покажа како слаба точка, во случајов лифтовското јадро и вентилационите отвори додека останите конструктивни елементи како што се столбовите и гредите се во одлична состојба со внатрешни статилки големини во рамките на дозволените согласно еврокодот.

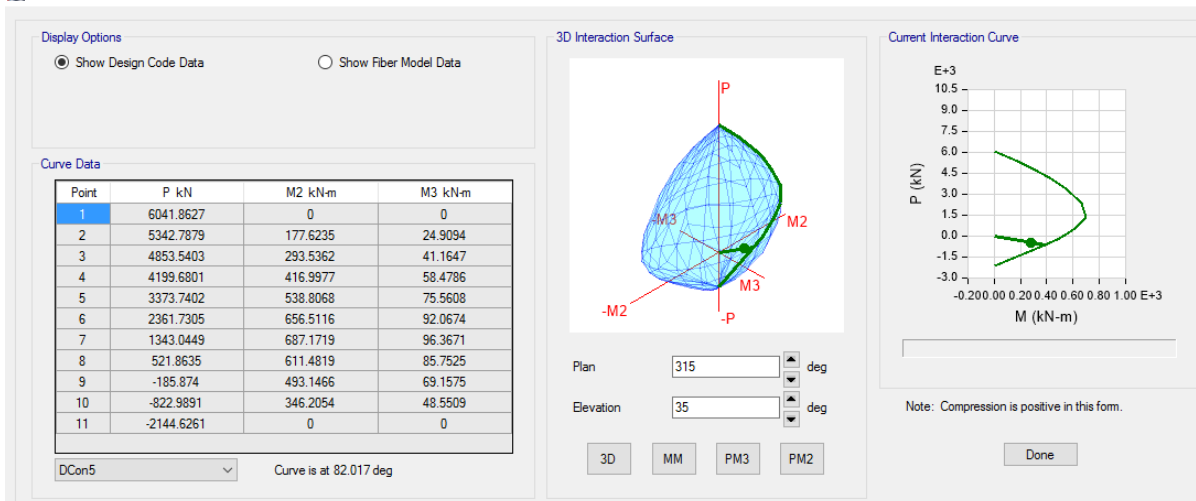
Interaction Surface for Section S2-3 (Eurocode 2-2004) Station 2.75 m



Interaction Surface for Section S8-2 (Eurocode 2-2004) Station 0 m

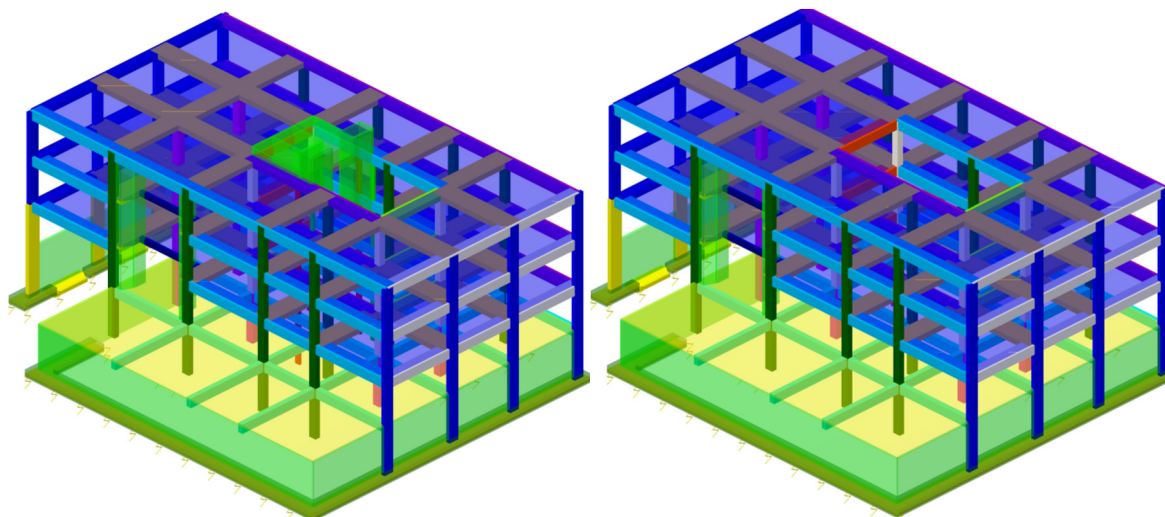


Interaction Surface for Section S12-2 (Eurocode 2-2004) Station 2.6 m

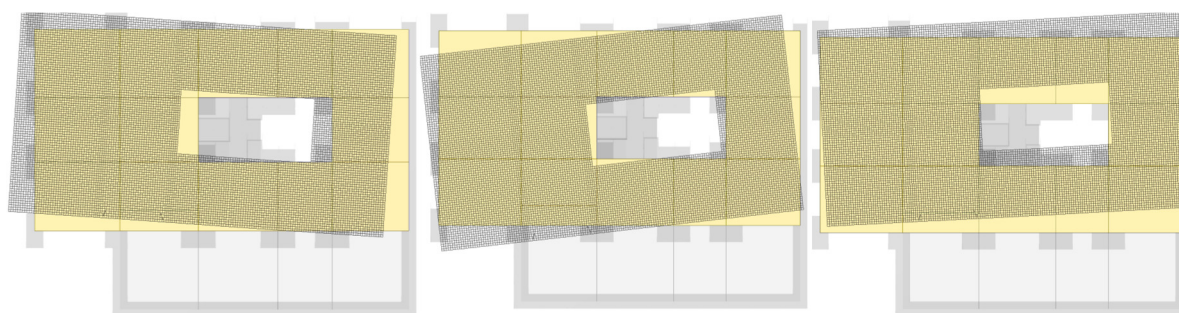


Слика 9. Дијаграми на интеракција за најоптеретени столбови во конструкцијата на први и втори кат

Истата постапка е направна и согласно националните прописи со користење на компјутерскиот програм TOWER.



Слика 10. Модел на конструкцијата со и без лифтовско јадро и вентилациони отвори во TOWER

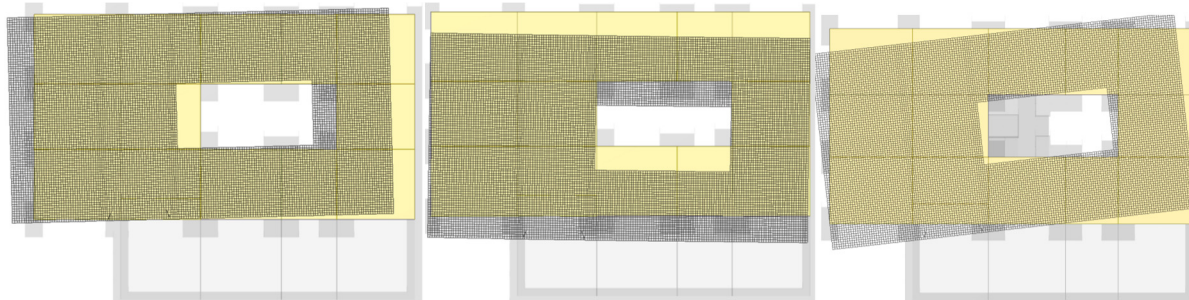


Прва периода - 0.316s

Втора периода - 0.297s

Трета периода - 0.274

Слика 11. Тоновни форми на конструкцијата со лифтовско јадро и вентилациони отвори



Прва периода - 0.431s

Втора периода - 0.392s

Трета периода - 0.321

Слика 11. Тоновни форми на конструкцијата без лифтовско јадро и вентилациони отвори

Добиени се истите заклучоци и исто однесување на конструкцијата и согласно националните прописи.

5. ЗАКЛУЧОЦИ

Согласно изведените анализи по двете постапки може да се заклучи дека при појавата на проектен земјотрес со $PGA=0.25g$ на основна стена ќе дојде до значителни оштетувања во лифтовското јадро, вентилационите канали и во гредите околу скаличната партија, при што ќе се формираат серија на зглобови, но без можност за тотално рушење на објектот.

Останатите конструктивни елементи (греди и столбови) согласно извршените нумерички анализи имаат капацитет за сизмичка отпорност дефинирана со Националните прописи и Еврокодските.

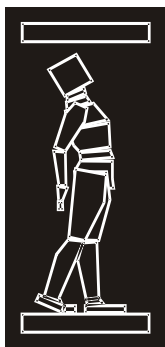
Земајќи ги во предвид сите анализи од конструктивен аспект согласно националните прописи и еврокодските се доаѓа до сознание дека секоја дополнителна интервенција макар и минимална внесува одредена промена во конструктивниот систем како и во однесувањето на конструкцијата во целина. Сето тоа води до појавата на пластични зглобови кои со текот на експлоатацијата на објектот во комбинацијата со сеизмичките сили се битен фактор во натамошниот век на конструкцијата. Меѓутоа човечкиот фактор заедно со финансискиот се клучни параметри кои не секогаш се во корелациона врска со самата конструкција и нејзиниот капацитет како битен параметар во текот на експлоатациониот период.

Буквалното толкување на членот 115а од ПИОВС'81 дека единствен услов секој објект да може да се надгради во колку додадената маса од надградбата е до 10% од масата на објектот, а при тоа да не се води сметка во каква состојба е постојната конструкција може да доведе до катастрофални последици. Во случаи кога конструкцијата на постојниот објект не го поседува потребниот капацитет за сеизмичка отпорност согласно актуелните национални прописи не може да се изведе надградба, без разлика на тоа дали наведениот единствен “услов” е задоволен. Потребно е “проблемот” со надградбите и доградбите посебно да се елаборира и прецизира, а воедно и јасно и недвосмислено толкување и дополнување на посочениот член од правилникот од надлежните институции во државата.

Со оглед и на тоа, дека секој објект претставува своевидно авторско архитектонско дело и секоја измена значи и повреда на истото. Во таа насока, основна препорака би била, надградбите, доградбите и интервенциите во и на самите објекти да се избегнуваат или да се свадат на минимум.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Главен Проект, “Маркетински Центар”-Скопје, фаза статика, 1997
- [2] Основен Проект на Реконструкција и Адаптација на Објектот, 2013
- [3] Архитектонски подлоги за сегашна и поранешна состојба на објектот
- [4] ПИОВС'81, Правилник за техничка регулатива за објекти во сеизмички подрачја
- [5] ETABS, Structural Software for Building Analysis and Design, ver 2016, Computers and Structures, Inc., USA.
- [6] Tower 7, application for static and dynamic structural analysis, concrete, steel and timber design, Radimpex Software, Serbia.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Јулијана БОЈАЦИЈЕВА¹, Влатко ШЕШОВ², Кемал ЕДИП³, Тони КИТАНОВСКИ⁴,
Јорданка ЧАНЕВА⁵

ОЦЕНА НА ПОТЕНЦИЈАЛОТ НА ЛИКВИФАКЦИЈА – ИСКУСТВА ВО Р. МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Ликвифакцијата е комплексен феномен за време на земјотреси кој е поврзан со големи деформации, пораст на порен притисок и губење на ефективните на напрегања. Постојат различни пристапи и методи за евалуација и проценка на потенцијалот за ликвифакција. Истражувањата во овој труд се базирани на теренски и лабораториски испитувања за оцена на потенцијалот на ликвифакција на почвата на локација каде што се планира изградба на голем станбено-деловен комплекс. Резултатите од теренските испитувања (SPT, CPT) и лабораториски експерименти обезбедуваат вредни податоци за локацијата за опасноста од појава на ликвифакција во услови на средна до висока сеизмичност и нехомогени почвени карактеристики.

Клучни зборови: ликвифакција, динамички триаксијални тестови, теренски методи

Julijana BOJADJEVA¹, Vlatko SHESHOV², Kemal EDIP³, Toni KITANOVSKI⁴ and
Jordanka CHANEVA⁵

ASSESSMENT OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL – EXPERIENCE IN MACEDONIA

SUMMARY

Liquefaction is a complex phenomenon during earthquakes and is associated with large deformation, pore pressure generation and loss of effective stress. Concerning the liquefaction as one of the geotechnical instabilities (problems), which increase damages during strong earthquakes, there are different approaches and methods available for evaluation and assessment of its potential. The study presents the investigations and results on the evaluation of the potential of liquefiable soil layers at location where new business - residential complex is planned to be built. Results from the performed in situ investigations (SPT,CPT) and laboratory experiments provide valuable attention worth data regarding the assessment of liquefaction hazard at the location with medium to high seismicity and non-homogenous soil condition.

Keywords: liquefaction, dynamic triaxial tests, in-situ method

¹ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁵ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jordanka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Assessment of the likelihood of initiation of liquefaction is the necessary first step of most projects involving potential seismically induced liquefiable soil layers. Concerning the liquefaction as one of the geotechnical instabilities, which increased damages during strong earthquakes, there are different approaches and methods available for evaluation and assessment of its potential [1]. Two general approaches exist: (1) use of empirical relationships based on correlation of observed field behavior with various in-situ “index” tests (2) use of laboratory testing of samples. In-situ tests namely SPT and CPT with appropriate empirical formulas are a very good starting point for estimation of the liquefaction potential in a quite short period. For the purpose of the new administrative and residential complex, which is planned to be built in the city of Skopje, preliminary evaluation of the liquefaction potential has, first of all, been done by use of the SPT method. The results indicated that soil layers whose cyclic resistance ratio is lower than the expected cyclic stress ratio could behave as liquefiable. As further steps extensive laboratory tests were conducted at the Laboratory for Dynamics of Soils and Foundations, Department for Geotechnics and Special Structures at the Institute for Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University Ss. Cyril and Methodius. Disturbed soil samples were taken from the boreholes of the site and cyclic undrained triaxial experiments were done. The results from the performed tests and experiments provide valuable data regarding the assessment of the liquefaction hazard at the location with medium to high seismicity and non-homogenous soil conditions. The methodology applied in this study which combines the results from different in-situ and also laboratory tests pointed out the necessity for attention and precaution in drawing final conclusions about the liquefaction potential in urban areas.

2. CASE STUDY

2.1. Building description

The project “Mix Use Complex – Skopje” comprises of several structures to be constructed alongside the Macedonia Boulevard, in the very center of Skopje, capital of Macedonia. This Complex will serve various functions which include cultural activities, retail areas, public assemblies, offices, residences, car parking and terminal for mass transit system. All these structures are to be constructed along a length of nearly 750 meters. The typical height of the structure above ground is +16.0 m, however, four residential building towers have heights up to +70 m.

Proposed structure has a footprint of 195mx145m. The approximate area is 24.000m². Dominantly, the planned structure has 3 basements (except for the area where subway lines exist) at depths of -4.0, -7.75 and at -11.5 with respect to existing ground surface. The bottom of excavation is approximately at a depth -13.0. In this paper, only part of the geotechnical investigation for seismic site response is described [3][4].

2.2. Seismic site response

The effect of the local geotechnical medium has been defined by analysis of the dynamic response of the mathematical models of soil. The seismic site response analyses have been carried out by applying the method of vertical propagation of shear seismic waves through a linear-visco-elastic system. To define the nonlinear effect of soil on the seismic effects, the procedure involved an approach using the equivalent linear characteristics of soil developed by Seed and Idriss. The analyses have been carried out by using the software SHAKE2000.

Depending on the variation of the velocities of seismic waves, the obtained 2D models distinguish the following media:

A surface layer consisting of: N – fill material, GP– sandy gravel, with seismic wave velocities in the interval of: $V_p= 270 - 640$ m/s; $V_s=130-300$ m/s;

GP – sandy gravel, SFs – silty sand, with seismic velocities: $V_p=1120 -1590$ m/s; $V_s=400 - 550$ m/s;

MPI (CL/SC, L) – Clay, silty marly, in very hard consistent state, marl, with seismic velocities in the interval of: $V_p=1750 -2000$ m/s; $V_s=630 - 800$ m/s;

MPI (L) – Marl, with seismic velocities in the interval of: $V_p=2000 -2300$ m/s; $V_s=800 - 930$ m/s;

Ground classification scheme was done according Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings; Chapter 3 Ground Conditions

and Seismic Action [2]. Based on the results from the geophysical measurements for Vs and using the presented formula from EC8, the ground type is defined as TYPE B.

The acceleration time histories of eleven recorded earthquakes divided into two sets have been selected as input excitation for the seismic site response analysis. These time histories of acceleration cover the earthquakes with expected magnitudes and the frequency ranges with maximal amplitudes of seismic waves from the local (set 1) and distant sources (set 2).

In accordance with the results from the regional investigations of the seismic hazard, the selected time histories of acceleration have been scaled to a_{max} , that occur as average expected maximal acceleration at bedrock for the periods of interest in defining the design parameters in accordance with the seismotectonic conditions at the site:

SET1 accelerograms representing local sources were scaled to $a_{max}=0.26\text{ g}$

SET2 accelerograms representing distant sources were scaled to $a_{max}=0.1\text{ g}$

Such scaled time histories of acceleration have been used as input seismic excitation in the mathematical models of soil. The results emphasize that the surface layers amplify the seismic effect of the earthquakes. This layer has seismic shear velocity equal or below 300 m/s and it has big influence on the amplification and frequency effect on earthquake motion. For the applied input accelerations (return period 500 years), the following maximum response acceleration values have been obtained (Fig.1 and Fig. 2). The acceleration response spectra have been computed for the analysed mathematical models for two selected sets of earthquakes for 5% damping. The input max. acceleration for the SET 1 was $a_{max}=0.26\text{g}$ input and for SET 2 $a_{max}=0.1\text{g}$ (Fig. 3 and Fig. 4). The amplitudes of the calculated average site response spectra are in the range or smaller then amplitudes of proposed spectra for ground type B of Eurocode 8.

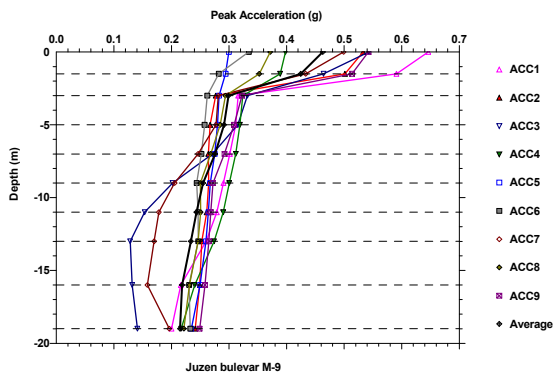


Fig. 1. Maximal accelerations along the depth for SET1 input excitations

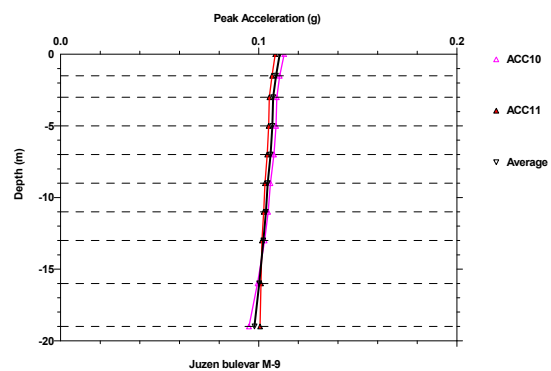


Fig. 2. Maximal accelerations along the depth for SET2 input excitations

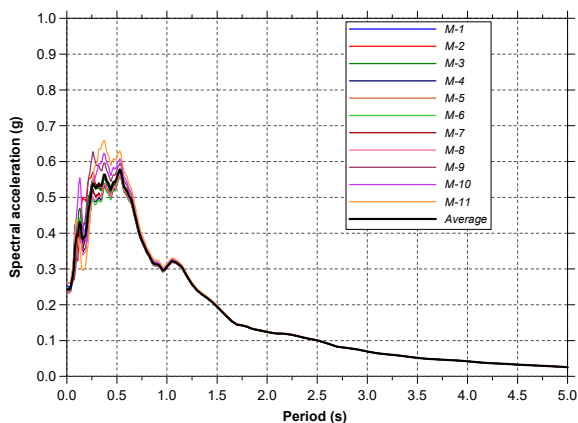


Fig. 3. Average spectral acceleration at the site for 5% damping for SET1 input motions

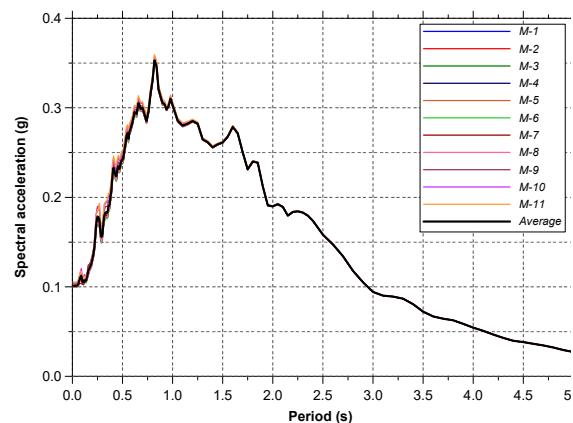


Fig. 4. Average spectral acceleration at the site for 5% damping for SET2 input motions

3. ASSESSMENT OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL – IN SITU METHODS

The analysis of liquefaction potential at a site is based on a modified version of the original empirical approach of Seed et al. (1985) in which the cyclic strength is measured directly from empirical correlations with the SPT. The method was reassessed and updated during the NCEER Workshop (1997). A summary of the work of the Workshop was prepared by Youd and Idriss in 2001 (Youd & Idriss, 2001) [5].

The evaluation of liquefaction potential has three major steps (Fig. 5):

- 1) Calculating the liquefaction resistance (CRR)
- 2) Calculation of the cyclic stress (CSR)
- 3) Calculation of safety against liquefaction (FSL)

If, at a given elevation, FSL is less than 1.0, then it is considered that the seismic wave can cause or trigger liquefaction of the soil layer. Based on the explained methods, from the analyzed soil profiles from 2 boreholes (BH 19 and BH 24) can be noticed that the majority of the zone between 7-10 meters depth can have lower factor of safety <1 and thus can be potentially liquefiable (Fig. 6).

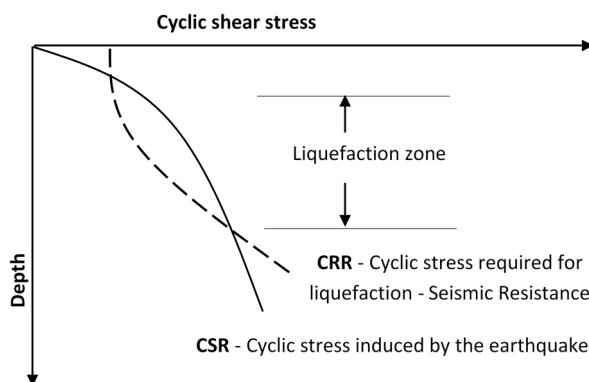


Fig. 5. The principle of FSL

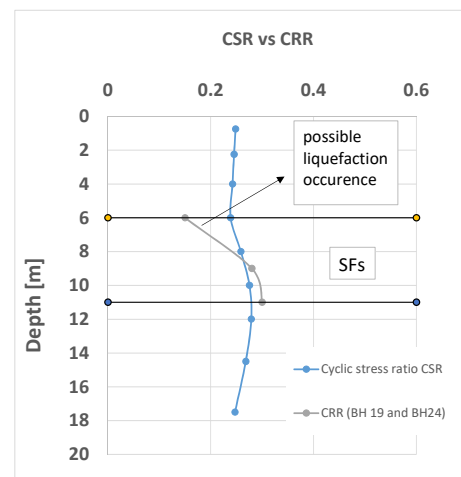


Fig. 6. Liquefaction potential on the site by SPT method (Youd et al. (2001))

Based on the obtained results, further investigations were conducted for these layers by cyclic triaxial laboratory testing. This evaluation was particularly connected with this project and the seismic performance requirements.

4. ASSESSMENT OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL – LABORATORY METHODS

Laboratory dynamic triaxial tests on soil specimens in undrained conditions have been carried out to evaluate the liquefaction potential at the investigated site. The subject of the laboratory tests have been fine grained silty sands SFs that are part of the neogene complex and occur in the entire investigated site at depths of about 6.5 – 16 m.

Specimens of fine grained silty sands SFS were taken from the bore-holes D-19 (depth 7,8-11,5 m) and D-24 (depth 6,5-11,0 m). As to the size of the grains of the soil material, there have been tested fractions of specimens to $d < 2$ mm. The specimens were tested as disturbed specimens, i.e., as reconstructed specimens with relative density corresponding to the density in in-situ conditions (based on the SPT values). The specimens were prepared by use of the “wet tamping” method whereat the maximum and minimum unit weights were defined in compliance with ASTM D-2049-69. Liquefaction is defined as number of loading cycles necessary to achieve increase of pore pressure up to the level of initial effective stresses or achieving of axial strain of the specimen of 5%. Three tests of each specimen with the same compactness under different levels of cyclic loads (CSR – cyclic stress ratio) were realized to define the liquefaction curve depending on the intensity of dynamic excitation. Further on, the specimens were

consolidated under vertical pressure corresponding to the in-situ conditions (Table 1). Dynamic excitation was applied in a sinusoidal form of axial load whereat the liquefaction was defined based on a number of cycles necessary to achieve a strain amplitude of 5% or a value of 100% of the coefficient of pore pressure increase. Three tests were performed for each of the tested materials for different value of CSR in order to define the liquefaction curve. The obtained liquefaction curves are given in Fig. 7 and selected results of performed tests are presented in Fig. 8.

Lithological description	Borehole Depth (m)	Exp. no.	Unit weight		Relative density Dr [%]
			γ_{max} [kN/m ³]	γ_{min} [kN/m ³]	
Medium dense, redish yellow, silty sand	D-19 7.8-11.5	1	18.4	12.3	56
		2	18.4	12.3	57
		3	18.4	12.3	57
Medium dense, redish yellow, silty sand	D-24 6.5-11.0	1	16.9	11.4	56
		2	16.9	11.4	55
		3	16.9	11.4	57

Table 1. Material characteristics of tested samples

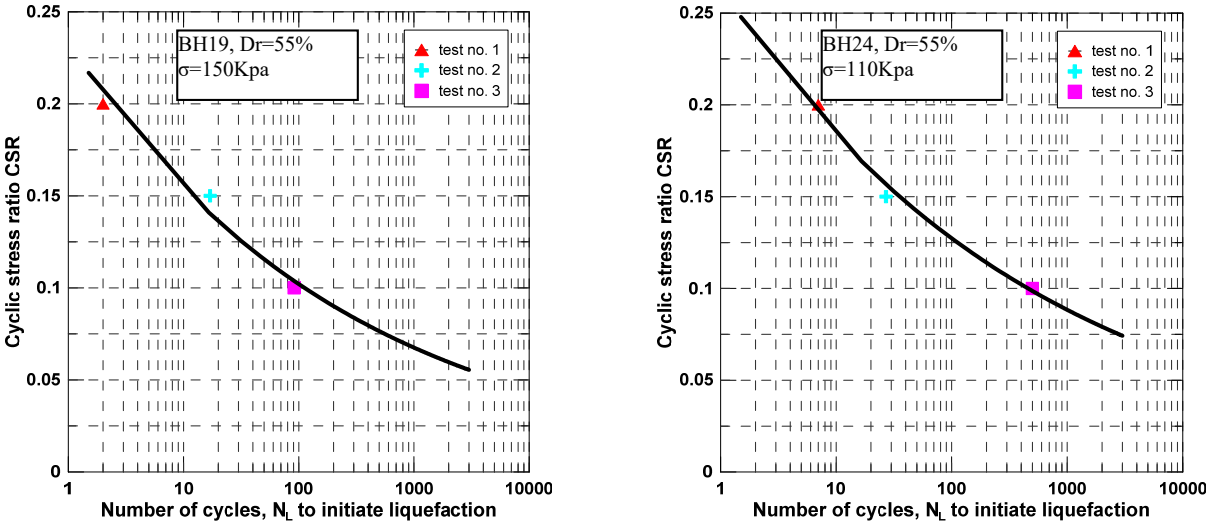


Fig. 7. Liquefaction curves based on results from triaxial tests BH19 and BH24

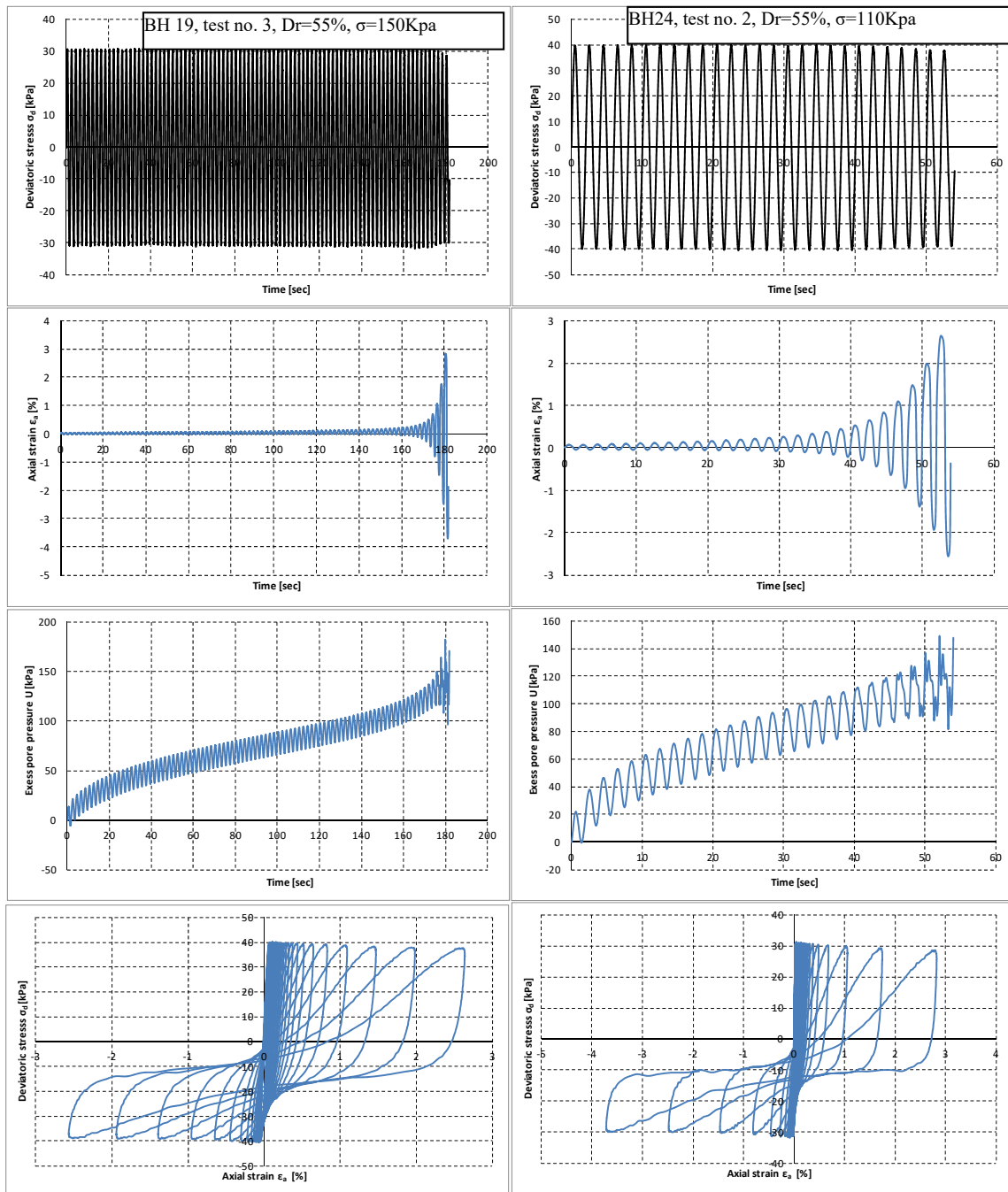


Fig. 8. Results from triaxial tests D19 and D24

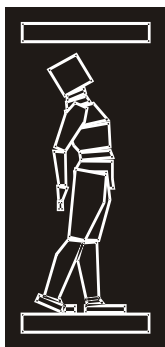
The undrained triaxial experiments reveal that the investigated soil layer may liquefy in certain values of the density and stress conditions in the presented seismic conditions at the site. The decision and recommendations on a certain site for liquefaction potential should be based on results from combine approach in-situ and laboratory investigations, numerical analysis and previous experience. At the analyzed site it is recommended to avoid the sandy soil layer as a foundation level of the structures that are planned to be built on this site. A positive fact is that the planned foundation level is mostly avoiding liquefiable sandy soil present above -11.0m depth and it is planned to be removed. So no manifestation of soil liquefaction is expected at the site that would influence the structures stability.

5. CONCLUSIONS

The soil liquefaction is an important issue that should be considered in site investigation and foundation design. The present study deals with the investigations and results on the evaluation of the potential of liquefiable soil layers at location where new administrative and residential complex is planned to be built in Skopje capital city of Republic of Macedonia. For the purpose of the evaluation of soil liquefaction for the new administrative complex which is planned to be built, two approaches were applied: (1) use of empirical relationships based on correlation of observed field behavior with various in-situ "index" tests (2) use of laboratory testing of samples.. The results of the investigations reveal the fact that the soil can behave liquefiable considering the low cyclic stress ratio needed to initiate liquefaction. The obtained results emphasis the usefulness of using different approaches for evaluation of the liquefaction potential. The decision and recommendations on a certain site for liquefaction potential should be based combine approaches of in-situ and laboratory investigations, numerical analysis and previous experience. In situ methods are in favor for rapid assessment of the site conditions and can raise the necessity for further, more sophisticated laboratory investigations.

REFERENCES

- [1] Cullough, N.J. et al., (2009). Seismic Site Response for an LNG Facility – Analyses and Lessons Learned. TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment ©2009 ASCE
- [2] "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—." (2005).
- [3] EVALUATION OF THE SEISMIC POTENTIAL OF THE SITE, Definition of the seismic design parameters for the Project: MIXED USED CENTER SKOPJE – JUZEN BULEVAR IZIIS Report 2014 / 23
- [4] Limak LIMAK Insaat-Skopje mixed use center project-calculation report, LMS-PRT-CAL-004 (2014)
- [5] Youd, T. L. and I. M. Idriss (2001). "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127(Compendex): 297-313.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Бојан ДАМЧЕВСКИ¹, Сергеј ЧУРИЛОВ², Елена ДУМОВА-ЈОВАНСКА³

МЕХАНИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА СИДАРИЈА ЗАЈАКНАТА СО ГОТОВ МАЛТЕР ЗА ПРЕФУГИРАЊЕ

РЕЗИМЕ

Во овој труд се претставени резултати од експериментални испитувања базирани на механичките карактеристики на репаратурен малтер наменет за префугирање, на цементна основа и фибри, Репаратур Малтер Ф4, како и ефектите од зајакнувањето. Во експерименталниот програм опфатени се испитувања на јакост на еднооксијален притисок и затегнување на полна тула и призми од варов и Репаратур малтер, како и еднооксијален и дијагонален притисок на зајакнати и незајакнати експериментални сидови. Главната цел на испитувањето е споредба на однесувањето на двата типа експериментални сидови. Добиените резултати укажуваат дека процесот на префугирање значително ја подобрува отпорноста на смолкнување на зајакнатите експериментални сидови.

Клучни зборови: Сидарија, зајакнување, префугирање, земјотрес, репаратур малтер, стандарди

Bojan DAMCHEVSKI¹, Sergey CHURILOV², Elena DUMOVA-JOVANOSKA³

MECHANICAL BEHAVIOUR OF MASONRY REINFORCED WITH READY-MIX REPOINTING MORTAR

SUMMARY

This paper presents the results from experimental program leading to mechanical characterisation of a new masonry joint repointing material, polymer fibre-reinforced, cement-based repair mortar, Reparatur mortar F4 and its effects for repair and strengthening. The experimental program includes monotonic uniaxial compressive and flexural tests on solid clay bricks, lime mortar and Reparatur mortar prisms as well as monotonic uniaxial compressive and diagonal compressive tests on unrepaired and repaired masonry wallets. The main goal of the tests was to compare the behaviour of both masonry wall conditions. The results showed that repointing contributed to a significant improvement of the shear resistance of repaired walls.

Keywords: Masonry, strengthen, joints repointing, earthquake, repairing mortar, standards

¹BSc, ADING AD, Skopje, Republic of Macedonia, bojan@ading.com.mk

²Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, curilov@gf.ukim.edu.mk

³Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Историски гледано сиданите конструкции се најприменуваниот тип на градби, кои датираат уште од периодот пред нашата ера, а доста се актуелни и во денешно време. Како основни материјали кои се користеле при изработка на сиданите конструкции биле природниот камен и тулите. Техниката на сидување на елементите од сидарија не се разликува многу со денешната, но затоа материјалот од кој е создаден елементот, како и врзаниот материјал (малтерот) со текот на времето и искуството од неговата примена претрпел поголема еволуција. Постоечките сиданите конструкции во Македонија главно се стари конструкции, сидани со цел да ги прифатат и пренесат исклучиво вертикалните товари на конструкцијата. Денешните стандарди ја ограничуваат употребата на сидаријата за носиви делови од конструкциите, бидејќи покрај силите на притисок, во сеизмички активни подрачја мора да се земат во предвид и хоризонталните сили, кои сидаријата не може да ги прими и најчесто се причина за појава на поголеми оштетувања на објектите. Сепак, вакви конструкции постојат и најчесто се од големо историско значење за нашата земја, па поради тоа се јавува потреба од нивно зајакнување и заштита. Постојат неколку традиционални начини со кои се врши зајакнување на сиданите конструкции. Најчесто тоа се методот на санирање на постоечките пукнатини во конструкциите по пат на инјектирање, метод на жакетирање и методот на префугирање. Поголемиот број на сидани градби во нашата земја се со историско и религиозно значење, па од тука доаѓа и мотивот за избор на методата на префугирање како тип на санација, која за разлика од методата на жакетирање не го менува конструктивниот систем и естетскиот изглед на постоечката конструкција. Покрај тоа што во светот и кај нас постојат експериментални и аналитички истражувања, процесот на зајакнување на сиданите конструкции, посебно кај нас, е сведен најмногу на инженерското и искуството на работниците, најчесто како заклучок извлечен од последица од некое земјотресно влијание, а помалку како експериментално лабораториско истражување.

Поради тоа, мотивот на ова истражување е проучување на однесувањето на зајакната сидарија преку нејзините физичко-механички карактеристики, како и зголемување на базата на експериментални резултати. Во остварување на зададеното, одлучено е да се примени една од методите за традиционално зајакнување сиданите конструкции, конкретно методот на префугирање, со цел проучување на одговорот на конструкцијата особено при дејство на сеизмички влијанија. Истражувањето опфаќа анализа на јакостните карактеристики добиени од одбран, стандарден модел на сидарија од полна тула, поточно споредбена анализа на јакостните карактеристики кај незајакната и зајакната сидарија со метод на префугирање, изложена на притисок и смолкнување.

Главна цел на истражувањето е определување на ефикасноста на методот со префугирање, во поглед на сеизмичката отпорност на конструкцијата, економската исплатливост на методот, времето потребно за апликација како и комплексноста на самиот процес. Иако постојат мал дел експериментални резултати за сидаријата воопшто во нашата земја (Velkov 1970, Jurukovski et al., 1992, Krstevska, 2002, Gavrilovic et al., 2004, Mazzolani, 2009, Churilov, 2013), се очекува дека резултатите од истражувањето ќе придонесат до зголемување на достапните експериментални истражувања кои во овој момент се оскудни за ваков тип на зајакнување, а исто така се очекува да придонесат и кон дефинирање на доверливи аналитички методи за пресметување на носивоста на така зајакнатите објекти од сидарија.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСПИТУВАЊА

Бидејќи сидаријата претставува композитен материјал, многу е тешко да се предвидат неговите механички карактеристики само од познавање на карактеристиките на поедините материјали од сидаријата. И покрај тоа што секој составен елемент на сидаријата се карактеризира со свои механички карактеристики, сидаријата под дејство на вообичаени постојани или краткотрајни товари може да се смета дека се однесува како едно хомогено тело/материјал. За да можеме полесно да ги воочиме однесувањата на незајакната и зајакната сидарија, со методот на префугирање, неопходно е спроведување на експериментални испитувања на поедините елементи на сидаријата. На тој начин ќе можеме да ја утврдиме корелацијата помеѓу

карактеристиките на поедините елементи и самата сидарија како композитен материјал. Во продолжение на овој труд, со користење на постоечките стандарди, ќе бидат прикажани резултатите од испитувањето на физичко-механичките карактеристики на поедините елементи од сидаријата, јакостните карактеристики под дејство на притисок и смолкнување на поедините елементи и јакостните карактеристики на самата сидарија како композитен материјал.

2.1 Експериментални испитувања на полна тула

Поради недостапност на материјал за испитување, извлечен од постојна конструкција, за потребите на ова истражување употребени се тули присутни на пазарот. Полните тули користени во ова истражување се производ на македонска фирма „Еленица“ од Струмица, со декларирани димензии за должина, ширина и висина во границите од 250x120x60 mm, сл. 1а. Испитувањата на тулите се вршени согласно постапките наведени во стандардот MKS EN 771-1:2006 (MKS B.D1.011), каде опфатени се испитувањата на физичките карактеристики на тулите, јакоста на притисок и јакоста на затегнување при свиткување. Испитувањето на јакоста на притисок е извршено на 5 сендвич тули, составени од по 2 тули меѓусебно поврзани со тенок слој од цементен малтер, сл. 1б. Лепењето на тулите е извршено по најголемата површина на тулата (LxB), а површините кои налегнуваат на пресата, исто така, се обложени со цементен малтер со дебелина не поголема од 5 mm. Испитувањето на јакоста на притисок на тулите е спроведено со хидраулична преса со капацитет од 3000 kN, при константно зголемување на вертикалниот товар со брзина од 25 N/s, се до потполно разрушување на примероците.

Испитувањето на јакоста на затегнување кај тулите е изведено на единични примероци од тулата, при состојба на свиткување. За израмнување на потисните површини на тулите користен е цементен малтер, со максимална дебелина од 5 mm, како што е наведено во стандардот MKS EN 772-1:2009. Испитувањето на јакоста на затегнување на тулите е извршено со автоматска, хидраулична преса со капацитет од 500-600 kN, при константно зголемување на вертикалниот товар со брзина од 25 N/s, сл. 1в.

Испитани се вкупно 9 призми со димензии $l/b/h = 140/40/40$ mm. Малтерската мешавина е подготвена како комбинација од вар и песок, во однос од 1:3, а користен е природен, речен песок со две фракции, 0-0.5 mm и 0.8-1.25 mm. Односот на фракциите во вкупната количина на песок е 1:1. Варта е со контролиран состав и хемиски карактеристики, дадени од производителот, кои ги задоволуваат критериумите според EN 459.



(а) Димензии на тула

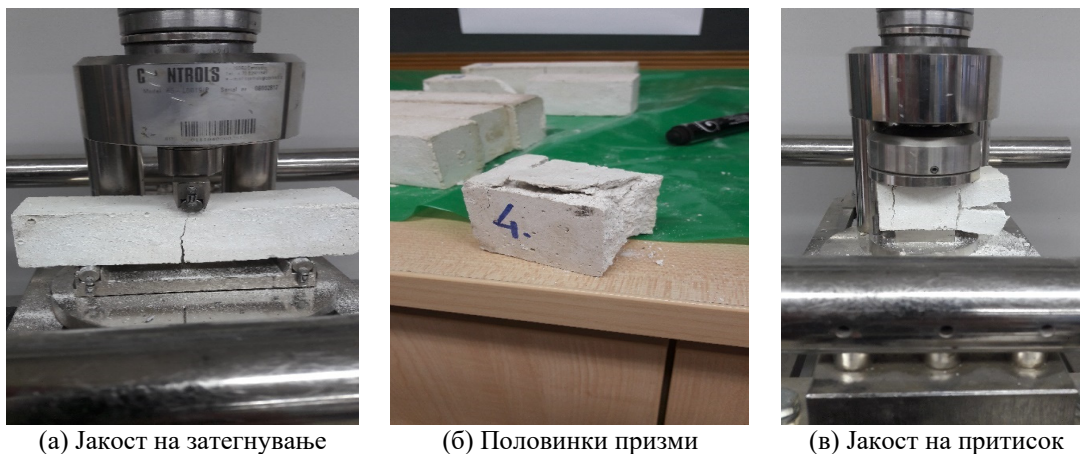


(б) Јакост на притисок



(в) Јакост на затегнување при свиткување

Слика 1: Испитување на физички и јакостни карактеристики на полна тула



Слика 2: Испитување на призми од варов малтер

Испитани се физичките карактеристики на призмите (димензии, маса и густина), како и јакоста на затегнување при свиткување и притисок. Призмите најпрво се испитани за да се определи јакоста на затегнување при свиткување, сл. 2а, а добиените половинки од призмите од овој тест, сл. 2б, потоа се искористени за испитување јакост на притисок, сл.2в.

Од извршените испитувања, пресметани се средните вредности за: јакоста на затегнување при свиткување $f_{mt}=0.73 \text{ N/mm}^2$ и јакост на притисок $f_m=0.94 \text{ N/mm}^2$.

2.2 Експериментални испитувања на Репаратур Малтер Ф4

За зајакнување на сидаријата според методот на префугирање, користен е материјалот Репаратур Малтер Ф4, производ на фирмата „Адинг“ од Скопје. Материјалот претставува полимер-цементна мешавина со додаток на полипропиленски влакна и особини на компензација на собирањето. Според препораките од производителот, максималната дебелина на нанесување на малтерот е 20 mm, што одговара на димензиите на фугите кои треба да бидат префугирани. Максимално зрно на агрегатот во репаратурниот малтер изнесува $d=4 \text{ mm}$. Испитувањето на физичко-механичките карактеристики се спроведени според MKS EN 12190 (2009) и MKS EN 1504-3 (2006). Испитувањата на физичко-механичките карактеристики се вршени на призми со димензии $l/b/h = 140/40/40 \text{ mm}$, а припремата на готовиот Репаратур Малтер Ф4 е направена според препораките од производителот. Постапката на испитување е иста како кај варовиот малтер. Најпрво се испитани физичките карактеристики на малтерот, потоа јакоста на затегнување, сл. 3а, а со добиените половинки призми, сл. 3б, испитана е јакоста на притисок на репаратурниот малтер, сл. 3в.

Од извршените испитувања, пресметани се средните вредности за: јакоста на затегнување $f_{mt,rep}=4.25 \text{ N/mm}^2$ и јакост на притисок $f_{m,rep}=59.6 \text{ N/mm}^2$.

2.3 Експериментални испитувања на Репаратур Пенетрат

Пред нанесување на репаратурниот малтер потребно е да се направи импрегнација на површината на која се нанесува малтерот со специјален пенетрат, Репаратур Пенетрат. Во согласност со BS EN 1542 (1999), направени се „pull-of“ испитувања на пенетратот, на вкупно 9 примероци, со цел да се утврди јакоста на атхезија. Подготовката на материјалот е извршено со додавање на вода во сооднос пенетрат:вода =10:3, по што готовиот материјал со четка е нанесен на три единечни тули, сл. 4а, во две работни постапки во интервал од 30 min. На крајот, на тулата се нанесува слој од Репаратур Малтер Ф4 со дебелина од 10 mm, сл. 4б, кој што пред целосно зацврстување се отсекува со помош на метален прстен, со дијаметар $d=50 \text{ mm}$, сл. 4в.



(а) Јакост на затегнување при свиткување



(б) Половина призми



(в) Јакост на притисок

Слика 3: Испитување на призми од Ремонтур Малтер Ф4

Инструментот, pull-of tester, сл. 4г, со кој е спроведено pull-of испитувањето има капацитет од 16 kN, а интервалот на нанесување на силата на извлекување изнесува 10 N/s. За извлекување на отсечените делови од ремонтурниот малтер се поставуваат специјални метални папучи, кои се лепат за отсечените делови со епоксидно лепило. Од испитувањето, кај повеќе од 90% ломот се јавува преку тулата, што значи дека врската помеѓу тулата и ремонтурниот малтер е задоволена. Пресметана е средната вредност на јакоста на адхезија, на 9 испитани примероци, која изнесува $f_k=1.5 \text{ N/mm}^2$.



(а) Апликација на Ремонтур Пенетрат



(б) Апликација на Ремонтур Малтер Ф4



(в) Отсекување на ремонтурниот малтер



(г) Pull-of Test

Слика 4: Апликација на материјалите и подготовка за pull-of тест



Слика 5: Подготовка на експерименталните сидови

2.4 Експериментални испитувања на јакост на притисок на сидарија

За да се направи компаративна анализа на однесувањето на сидаријата под дејство на вертикален товар, во понатамошното истражување направени се експериментални испитувања на јакоста на притисок за три типа сидарија. Експерименталните сидови се изсидани во лабораториски услови, сл. 5. Првиот тип е сидарија сидана на традиционален начин, каде врзниот малтер е подготвен од вар и песок, при што се изсидани вкупно 3 експериментални примероци. Вториот тип е сидарија изсидана на традиционален начин со врзен малтер од вар и песок, подоцна префугирана со репаратурен малтер со високи јакостни карактеристики, Репаратур Малтер Ф4. За ова испитување, исто така се подготвени 3 експериментални примероци. На крајот изсидан е и еден експериментален примерок, каде што врзниот малтер во целост е изведен од Репаратур Малтер Ф4. Материјалот користен за пробните примероци (тули и малтер) е истиот, на кој што претходно се извршени испитувањата за физичко-механичките карактеристики.

2.5.1 Јакост на притисок на сидарија со варов малтер

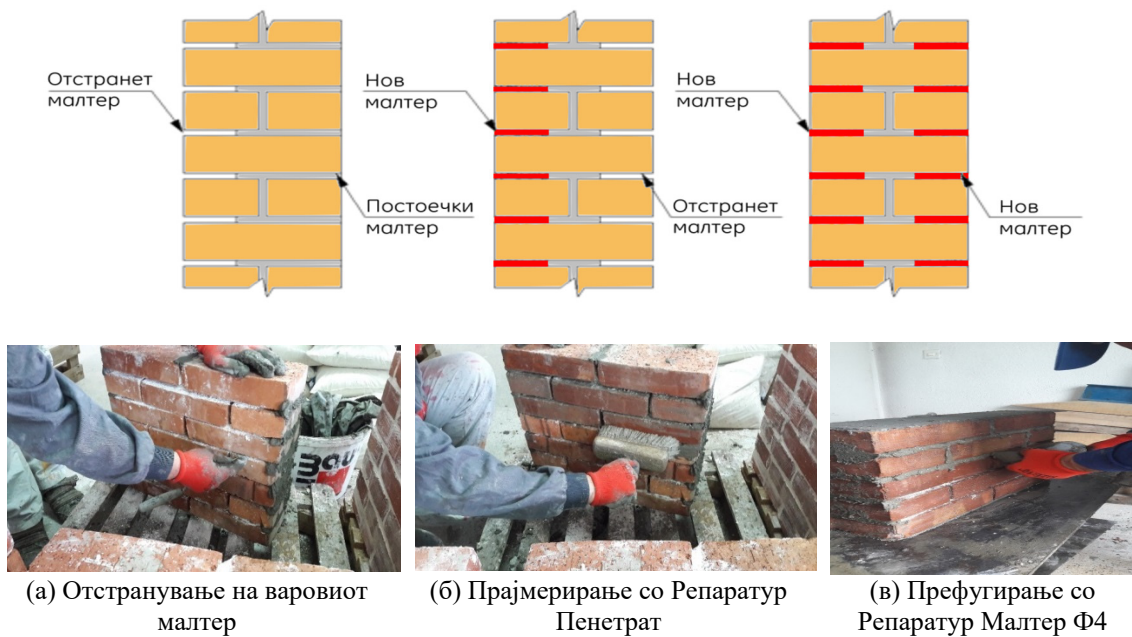
Испитувањето на јакоста на притисок на сидаријата е вршена според стандардот EN 1052-1 (1999). Испитани се 3 примероци со димензии 510x345x120 mm подготвени во лабораторија. За отчитување на релативните поместувања во сидаријата, под дејство на вертикален товар, поставени се два компаратора, на растојанија пропишани во стандардот. Испитувањето на јакоста на притисок на сидаријата е спроведено со хидраулична преса со капацитет од 2500 kN, при константно зголемување на вертикалниот товар со брзина од 25 N/s, се до потполно разрушување на примероците. По достигнување лом на експерименталните сидови, сл. 6, забележани се максималните вертикални оптоварувања и деформации во сидаријата. Очигледно е кртото однесување на сидаријата кога станува збор за дејство на притисок од вертикален товар. При континуираното зголемување на вертикалниот товар, прво се појавуваат вертикални пукнатини во горниот дел на примерокот, кои што подоцна продолжуваат да се шират и на долниот дел од примерокот. Вертикалните пукнатини поминуваат главно преку тулите, кога е надмината граничната јакост на затегнување во тулите, но на делови од примерокот се забележуваат и пукнатини преку врзниот малтер (вертикален), поради надминување на атхезивната јакост помеѓу тулите и малтерот. Резултатите од испитувањето се прикажани на сл. 10а, изразени преку дијаграмот на зависноста помеѓу напрегањето и деформациите.

2.5.2 Јакост на притисок на сидарија префугирана со Репаратур Малтер Ф4

За методот на зајакнување на сидаријата со префугирање не постојат важечки стандарди, па затоа оваа метода главно се базира на принципи и препораки од други автори. Tomažević (1999, 2000) го опишал принципот на замена на стариот врзен малтер од сидаријата со нов, со значително подобар квалитет, чија цел би била зголемување на отпорноста на сидаријата од дејство на вертикални и бочни-хоризонтални товари. Начинот на префугирање започнува со отстранување на стариот малтер од фугите во сидаријата, во длабочина од 1/3 од ширината на тулата, сл. 7а. По вадењето на малтерот, фугите од сидаријата со помош на четка се премачкуваат со Репаратур Пенетрат, материјал со кој се врши импрегнација на површината и обезбедување на подобар контакт на новиот малтер и тулите во сидаријата, сл. 7б.



Слика 6: Состојба на лом на испитаните примероци



Слика 7: Метод на префугирање на сидарија

По 15 минути од нанесување на пенетратот, извршено е префугирање на фугите во сидаријата со материјал Репаратур Малтер Ф4, сл. 7в. Опремата и постапката за испитување на јакоста на притисок е иста како опишаната во точка 2.5.1. Според типот на разрушување на трите експериментални сидови може да се заклучи дека и во овој случај, исто како кај примерокот со варов малтер, сидаријата се однесува крто под дејство на притисок од вертикален товар, сл. 8. Ломот претежно се појавува преку тулите, освен кај третиот сид, каде има појава на една вертикална пукнатина по должина на вертикалната-средна фуга, што значи дека пред достигнување на граничното оптоварување, надмината е адхезивната јакост помеѓу тулите и врзниот малтер во таа точка. Резултатите од испитувањето се прикажани на сл. 10б, изразени преку σ - ϵ дијаграмот. Во споредба со експерименталните сидови фугирани со варов малтер, јакостите на притисок на префугираните сидови се помали во трите случаи, а разликата изнесува околу 20%.



Слика 8: Состојба на лом на испитаните примероци



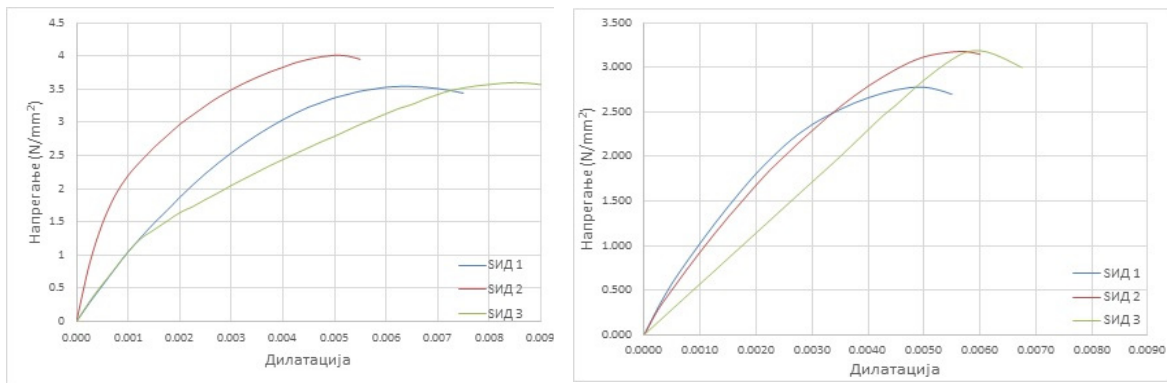
(а) Состојба пред испитување

(б) Состојба на лом

Слика 9: Експериментален сид од Репаратур Малтер Ф4, пред и по појава на лом

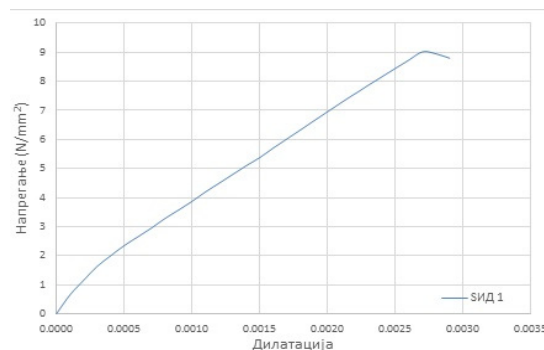
2.5.3 Јакост на притисок на сидарија со Репаратур Малтер Ф4

Во овој дел од истражувањето направена е анализа на јакостните карактеристики на сидарија каде во целост врзното сретство претставува Репаратур Малтер Ф4, без употреба на вар. Направен е еден експериментален сид, а принципот на подготовка и типот на користените материјали е идентичен како и во претходно опишаните постапки. Ако се погледне состојбата на лом, сл. 9б, може да се заклучи истото како и во претходните случаи, односно ломот настанува преку тулите со појава на вертикални пукнатини од горе па надолу по примерокот. Исто така, може да се забележи вертикална пукнатина и по висината на напречниот пресек на примерокот, која што овојпат се појавува по средината од примерокот, преку тулите. Од добиените резултати, споредбено со претходните испитувања, јакоста на притисок на сидаријата со Репаратур Малтер Ф4 е поголема за 141% во однос на јакоста на сидаријата со варов малтер и 195% поголема во однос на јакоста на притисок на префугираната сидарија. Резултатите од испитувањето се прикажани на сл. 10в, изразени преку σ - ϵ дијаграмот.



(а) Незајакантата сидарија со варов малтер

(б) Сидарија префугирана со Репаратур Малтер

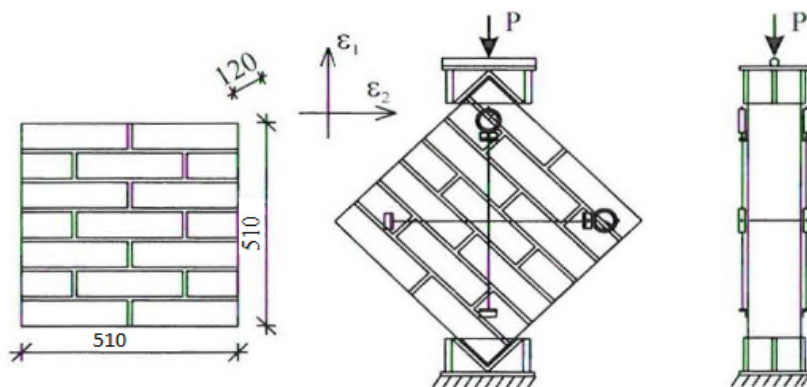


(в) Сидарија фугирана со варов малтер

Слика 10: Дијаграми напрегање и дилатации (σ - ϵ) за трите испитани групи

2.6 Експериментални испитувања на сидарија изложена на дијагонал притисок

Испитувањето на сидаријата изложена на дијагонал притисок е извршена според стандардите ASTM E519-08 и RILEM LUM B6, на модел како прикажаниот на сл. 11, на примероци со димензии 510x510x120 mm. Испитувањата се направени на 3 незајакнати експериментални сидови изсидани со варов малтер и 3 зајакнати експериментални сидови префугирани со Репаратур Малтер Ф4. Подготовката на експерименталните сидови и употребените материјали се исти како и во претходно опишаните постапки. Со ова испитување определена е носивоста на сидаријата, во услови кои предизвикуваат појава на дијагонални пукнатини. За да се формира рамна површина на која ќе се пренесе вертикалната сила на притисок, направени се специјални челични папучи кои одговараат на предложените во стандардот ASTM E519-02.



Слика 11: Испитување на сидарија изложена на дијагонален притисок

2.6.1 Испитување на сидарија со варов малтер изложена на дијагонален притисок

Експерименталните сидови се испитани на хидраулична преса со капацитет од 2500 kN. На горниот дел од дијагоналниот сид, над челичната папуча, поставена е челична плоча со дебелина од 25 mm, чија улога е правилна распределба на притисокот од пресата врз дијагоналниот сид. Тежината на челичната плоча и челичната папуча се земени во предвид во понатамошните испитувања како постојан товар врз сидот. Нанесувањето на вертикалниот товар е автоматско, без дополнителни потреси, со константно зголемување на товарот во интервал од $0,0025 \text{ N/mm}^2/\text{s}$. Времетраењето на испитувањето, се до појава на лом, е во граници од 1-2 min, што е во рамките на препорачаното време од стандардот ASTM E519-02. Читањето и обележувањето на релативните поместувања во примероците се вршени на секои 0.5 kN. По достигнување на лом на експерименталните сидови, забележани се максималните вертикални оптоварувања, како и хоризонталните и вертикалните деформации во сидаријата. Механизмите на лом од експерименталните испитувања прикажани на сл. 12, укажуваат на тоа дека во првиот случај, сл. 12а, постои изразено смолкнување со пролизгување по должина на хоризонталните fugи од примерокот, додека на сл. 12б има комбинација од смолкнување и појава на пукнатини или одво-



(а) Состојба на лом во сид s.1.2



(б) Состојба на лом во сид s.1.3

Слика 12: Состојба на лом на испитаните сидови со варов малтер



(а) Сид 2.1



(б) Сид 2.2



(в) Сид 2.3

Слика 13: Состојба на лом на префугирани сидови

Табела 1: Резултати од испитување на дијагонален притисок на сидарија со варов малтер

Ознака	F_{\max} (kN)	τ (N/mm ²)	γ (mm/mm)	G (N/mm ²)
1 (s.1.1)	15.32	0.177	0.00060	295.00
2 (s.1.2)	20.32	0.235	0.00052	451.92
3 (s.1.3)	14.32	0.165	0.00065	253.85
Ср. Вредност	16.65	0.192	0.00059	333.59

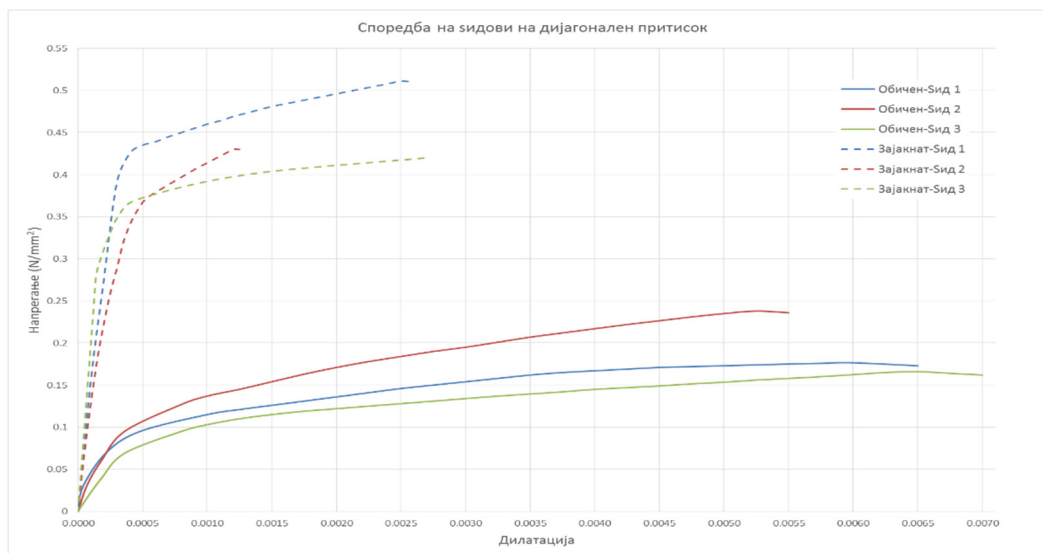
Табела 2: Резултати при дијагонален притисок на сидарија префугирана со Репаратур Малтер

Ознака	F_{\max} (kN)	τ (N/mm ²)	γ (mm/mm)	G (N/mm ²)
1 (s.2.1)	44.32	0.512	0.00235	217.87
2 (s.2.2)	37.32	0.431	0.00125	344.80
3 (s.2.3)	36.32	0.420	0.00270	155.56
Ср. Вредност	39.32	0.454	0.00210	239.41

јување во тулите и вертикалните фуги од дејство на дијагонално затегнување. Во првиот случај, сл. 12а, силата на смолкнување под дејство на дијагонален притисок ја надминува силата на атхезија во врските помеѓу малтерот и тулите во сидаријата и предизвикува пролизгување по должина на хоризонталните фуги. Во вториот случај, сл. 12б, силата од дијагоналниот притисок ја надминува и јакоста на затегнување во тулите и вертикалните фуги. Резултатите од испитувањето се прикажани во табелата 1, а σ - ϵ дијаграмот на сл. 14.

2.6.2 Испитување на сидарија со Репаратур Малтер изложена на дијагонален притисок

Постапката и опремата за испитување на сидаријата префугирана со Репаратур Малтер Ф4 е иста како и кај сидаријата од варов малтер. Ако се разгледа состојбата на лом на експерименталните сидови, сл. 13, може да се забележи дека механизмите на лом кај сите три сида се многу слични. Очигледно е дека ломот е комбиниран и се јавува во правец на хоризонталните и вертикалните фуги, а на дел од сидаријата поминува и преку тулите. Карактеристично кај ломот преку тулите е тоа што тој се јавува само на местата каде е поставена челичната папуча, односно на местата каде имаме контакт на папучата и бочните страни на експерименталниот сид.



Слика 14: Споредбен дијаграм на напрегање и деформации на обични и префугирани експериментални сидови изложени на дијагонален притисок

Од оваа појава може да се заклучи дека при достигнување на граничната сила на лом, ломот преку тулите на овие карактеристични места се јавува поради надминување на јакоста на

затегнување во самите тули. На останатите делови од сидот, ломот се јавува поради надминување на атхезивната јакост помеѓу малтерот и тулите во сидаријата. Резултатите од испитувањето се прикажани во табелата 2, а σ - ϵ дијаграмот на сл. 14.

Доколку се споредат резултатите од експерименталните испитувања на дијагонален притисок за двата типа сидарија, зајакната и незајакната, можеме да забележиме дека јакоста на смолкнување кај зајакнатата сидарија со Репаратур Малтер Ф4 е за 137% поголема отколку јакоста на смолкнување кај незајакнатата сидарија, додека модулот на смолкнување е за 28% помал кај зајакнатата сидарија. При споредба на дијаграмите на зависноста помеѓу напрегањето и дилатациите при дејство на дијагонален притисок дадени на сл. 14, може да се забележи дека незајакнатата сидарија се карактеризира со поголема дуктилност во однос на зајакнатата, но затоа пак јакоста на смолкнување е поизразена кај зајакнатата сидарија.

ЗАКЛУЧОК

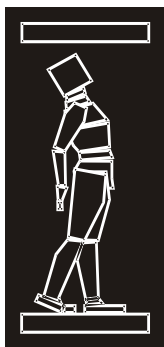
Користењето на репаратурен малтер со високи јакостни карактеристики, кај традиционалниот методот на префугирање на сидарија од полна тула, значително влијае на зголемување на отпорноста на сидаријата од сеизмички влијанија.

Овој заклучок произлегува од вредностите на јакоста на смолкнување добиени од експерименталните испитувања на дијагонален притисок, каде јакоста на смолкнување на зајакнатата сидарија е за 137% поголема од јакоста на смолкнување кај незајакнатата сидарија. Во поглед на јакоста на притисок кај сидаријата, подобар ефект се постигнува со употреба на еднороден материјал во врските од сидаријата, отколку при употреба на два или повеќе материјали со различни јакостни карактеристики.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] ASTM E519-02, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002, www.astm.org
- [2] Tomažević M. (1999). Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, 1999.
- [3] Tomažević M. (2000). "Protupotresna obnova postojećih zidanih građevina", GRAĐEVINAR 52 11, pp. 683-693.
- [4] Churilov, S., Dumova-Jovanoska, E. (2013). "In-plane shear behaviour of unreinforced and jacketed brick masonry walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, volume 50, pp. 85-105.
- [5] Gavrilovic, P., and Bozinovski, Z. (1994). "Repair and strengthening of the principal structural system and analysis of the stability of the structure of the students' dormitory - Unit a, Bitola". IZIIS Report 94-59.
- [6] Jurukovski, D., Krstevska, L., Alessi, R., Diotallevi, P.P., Merli, M. and Zarri, F. (1992). "Shaking table tests of three four-storey brick masonry models: Original and strengthened by RC core and by RC jackets". 10th World Conference on Earthquake Engineering, volume V, pp. 2795-2800, Madrid, Spain, 19-24 July, Balkema.
- [7] Krstevska, L. (2002). "Development and application of non-linear micro models for evaluation of seismic behaviour of RC frames infilled with plain and reinforced masonry". PhD thesis, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje.
- [8] Mazzolani, F.M. (2009). The output of the PROHITECH research project. In Mazzolani, editor, Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09, volume 1, pp. 63-74.
- [9] MKC EN 771-1:2011/A1:2016. Спецификација за сидарски единици - Дел 1: Сидарски единици од глина-Амандман 1, ИСПМ, www.isrm.gov.mk.

- [10] MKC EN 12190:2009. Производи и системи за заштита и поправка (репарација) на бетонски конструкции - Методи на испитување - Определување на цврстина на притисок кај малтерот за поправки, ИСРМ, www.isrm.gov.mk.
- [11] MKC EN 1052-1:2009. Методи за испитување за сидање - Дел 1: Одредување на јакост под притисок, ИСРМ, www.isrm.gov.mk.
- [12] Velkov, M. (1970). “Duktilizacija zidarije kod aseizmickih zidanih konstrukcija”. PhD thesis, Univerzitet u Beogradu, Gradjevinski fakultet.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE-5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Љубо ДИВАЦ¹, Слободан РАДОВАНОВИЌ², Никола МИРКОВИЌ³

ТЕОРЕТСКИ ОСНОВИ НА МЕТОДОТ НА ПОТКОНСТРУКЦИЈА ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ЛАЧНИ БРАНИ ПРИ ЗЕМЈОТРЕС

РЕЗИМЕ

Влијанието на земјотресот врз браните претставува еден од најсложените проблеми со кои се соочуваат инженерите поради тоа што подразбира заемно дејство на ветонот, водата во резервоарот и карпите при динамички услови. Во пракса се водат разни (често нереални) претпоставки кои го поедноставуваат споменатиот проблем и го прават квазистатички. Со развојот на компјутерите и растечката потребата за извршување на попрецизни анализи, се почесто се користат динамички анализи кои даваат одговор на системот во тек на време и подобро го прикажуваат однесувањето на браните. Овој труд го презентира концептот за користење на методот на потконструкција – динамичка анализа која го зема во предвид заемното дејство на браните и водата во резервоарот за пронаоѓање на одговорот на системот во функција од времето – поместувањата, притисоците...

Клучни зборови: лачна брана, земјотрес, хидродинамички притисок, метода потконструкција

Ljubo DIVAC¹, Slobodan RADOVANOVIĆ², Nikola MIRKOVIĆ³

THEORETICAL BASIS OF THE SUBSTRUCTURE METHOD FOR THE DYNAMIC EARTHQUAKE ANALYSIS OF ARCH DAMS

SUMMARY

The seismic response of dams is one of the most complex engineering problems because it implies interaction of concrete, water in the reservoir and rock mass in dynamic conditions. In practice, various (often unrealistic) assumptions are introduced that simplify this problem and make it quasi-static. With the development of computers and along with the growing need for more accurate analysis, it is increasingly common to use dynamic analyses that give time responses of the system and better describe the behaviour of the dam. This paper presents the concept of using the substructure method - dynamic analysis that takes into account the interaction of dam and water in the reservoir for finding the system's response in function of time - displacements, pressures, etc.

Keywords: arch dam, earthquake, hydrodynamic pressure, substructure method

¹ PhD student, University of Belgrade Faculty of Civil Engineering Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade and Stucky doo Belgrade, Bulevar Mihaila Pupina 115E, 11070 Belgrade, e-mail: ljubo90@gmail.com

² Teaching assistant – PhD student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade and Jaroslav Černi Institute for the Development of Water Resources, Jaroslava Černog 80, 11226 Belgrade, e-mail: sradovanovic@grf.bg.ac.rs

³ Teaching assistant – PhD student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, e-mail: nmirkovic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Dams, facilities that provide accumulation of water for different purposes - electricity production, water supply and irrigation, as well as its controlled release and retention, represent structures of high risk. One of the most dangerous loads that can occur in the lifetime of a dam is an earthquake.

A large number of existing dams, even in seismic areas, have been designed and calculated using methods that are considered today to be too simple and imprecise. The damages caused to some of these dams by earthquakes (i.e. Koyna dam in India in 1967) have forced engineers to reconsider their knowledge in this area and to constantly improve methods for analysing seismic loading. During the second half of the last century, along with the advancement of technology, conditions have also been created for the complex dynamic analysis to be carried out efficiently.

Earthquakes represent a dynamic loading on the dam. However, regardless of the complexity of dam design model, two engineering approaches are possible for the earthquake analysis. Chronologically speaking, the first was so-called quasi-static approach, or a tendency to translate a dynamic problem into a quasi-static one. This approach was mostly developed by Westergaard and Zangar from the 1930s to the 1950s. They analysed a gravity dam with a vertical or inclined upstream face (Westergaard 1933, Zangar, Haefeli 1952).

In the second half of the century, simultaneously with the development of computers, numerical methods and, in particular, Fast Fourier Transformation algorithm (FFT), dynamic processing of input signals into the system (i.e. earthquake loading on the dam) in order to obtain the system's dynamic response became very important.

This paper presents the concept of dynamic seismic analysis of arch dams using the so-called substructure method suggested by Chopra (Chopra, Porter 1980).

2. SUBSTRUCTURE METHOD - CONCEPT

The previously mentioned methods of Westergaard and Zangar have common defects that relate to the dynamic effects of water in the reservoir that have either been ignored or highly simplified, which gives unreliable results.

Chopra (Chopra, Porter 1980) used the substructure method to define the dam system response due to the earthquake in three directions: upstream-downstream, in the direction perpendicular to the flow and in the vertical direction.

The substructure method is based on the assumption that the dam – water system is treated as a composition of two substructures – the so-called dam and water domains. These two substructures interpenetrate each other through the interaction forces and boundary conditions at the boundary of the substructures – the upstream face of the dam. The dam is represented through finite elements, which allows for different shapes and dimensions of the dam, while the water is treated as a continuum.

The upstream face of the dam is a part of the circular cylinder whose diameter is R and the height is H_d , and it is located between the radially expanding banks (the central angle is 90°). All dam properties are symmetric with respect to the $x-z$ plane ($\theta=0^\circ$). In addition to these assumptions, all geometric dam characteristics are arbitrary. The reservoir, which has a horizontal bottom, is filled with water up to H height and on the upstream side extends to infinity in the x direction. The dam is presumed to be fixed at the base and at the banks.

When analysing the impact of the earthquake on the system, the dam material is considered to be linearly elastic and deformation of the dam small, which is why the relation between forces and displacements is linear. Water is considered to be compressible.

The arch dam – water system being analysed is shown in Figure 1.

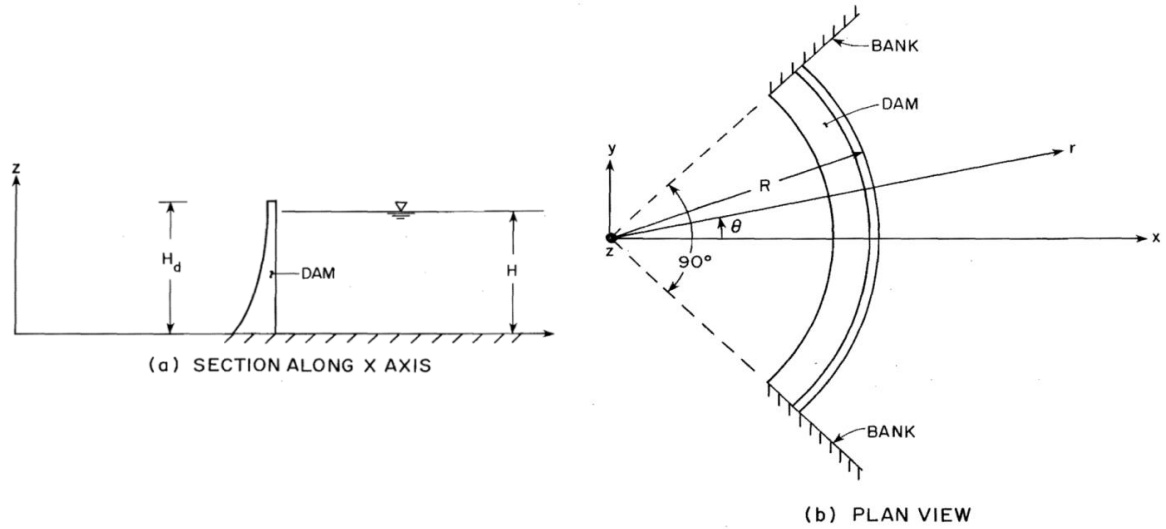


Fig. 1. Analysed system

The earthquake can propagate in three different directions: upstream-downstream (x), in the direction perpendicular to the flow (y) and in the vertical direction (z). At any point in time, the ground motion is identical for the reservoir bottom and the banks, but the motion is a function of time, which is the characteristic of earthquake as a dynamic load.

3. EQUATIONS OF MOTION FOR DAM DOMAIN

The equations of motion for an arch dam, modelled using finite elements, exposed to an earthquake, are presented with the following expression (Chopra, Porter 1980):

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot e^x \cdot \ddot{u}_g^x(t) - m \cdot e^y \cdot \ddot{u}_g^y(t) - m \cdot e^z \cdot \ddot{u}_g^z(t) - Q(t) \quad (1)$$

In this expression u represents nodal displacement vector of dam:

$$u^T = \{u_1^x, u_1^y, u_1^z, u_2^x, u_2^y, u_2^z, \dots, u_n^x, u_n^y, u_n^z, \dots, u_N^x, u_N^y, u_N^z\} \quad (2)$$

where u_n^x , u_n^y and u_n^z are, respectively, displacement components of node n in x, y and z direction, while N is a number of nodes in which displacements are unknown (nodes located above the bottom of the reservoir and not on the edges). The velocity and acceleration vectors of the nodes are \dot{u} and \ddot{u} . The equation [1] includes the following matrices and vectors:

- m – mass matrix
- c – damping matrix
- k – stiffness matrix
- $\{e^x\}^T = \{1, 0, 0, 1, 0, 0, \dots, 1, 0, 0, \dots, 1, 0, 0\}$
- $\{e^y\}^T = \{0, 1, 0, 0, 1, 0, \dots, 0, 1, 0, \dots, 0, 1, 0\}$
- $\{e^z\}^T = \{0, 0, 1, 0, 0, 1, \dots, 0, 0, 1, \dots, 0, 0, 1\}$

Earth accelerations due to earthquake in x, y and z directions are respectively $\ddot{u}_g^x(t)$, $\ddot{u}_g^y(t)$ and $\ddot{u}_g^z(t)$. Nodal point loads vector that actually represents the static equivalent of hydrodynamic pressures on the upstream face of the dam is presented in the equation [1] with Q (t). Since the pressures only affect the upstream face of the dam, all elements of the vector Q (t) corresponding to nodes that are not located on the upstream face of the dam are equal to zero.

The system with multiple degrees of freedom, such as the one in the equation [1], represents the system of simultaneous differential equations with numerous degrees of freedom. This system is most often easily solved by modal analysis, or method of mode superposition (Ćorić, Salatić 2011).

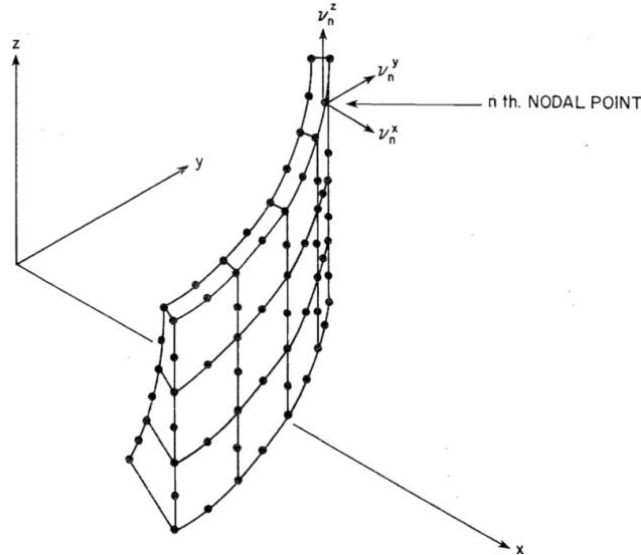


Fig. 2. Dam domain approximated using finite elements

The displacement vector u is expressed in the form of a linear combination of the amplitudes of eigenmodes – in the form of a linear combination of displacement amplitudes of individual modes:

$$u(t) = \sum_{j=1}^J Y_j(t) \cdot \Phi_j \quad (3)$$

where:

- $Y_j(t)$ – dam displacement amplitude in j -th mode
- Φ_j – j -th mode of vibration of the dam

Mathematically, in this way, the transformation from one system of coordinates (the base system) to the other coordinate system - the system of main (normal) coordinates Y is performed.

The transformed equation of dynamic equilibrium is:

$$M \cdot \ddot{Y} + C \cdot \dot{Y} + K \cdot Y = P \quad (4)$$

where:

$$M = \Phi^T \cdot m \cdot \Phi \quad (5)$$

$$C = \Phi^T \cdot c \cdot \Phi \quad (6)$$

$$K = \Phi^T \cdot k \cdot \Phi \quad (7)$$

$$P = -\Phi^T \cdot m \cdot e^x \cdot \ddot{u}_g^x(t) - \Phi^T \cdot m \cdot e^y \cdot \ddot{u}_g^y(t) - \Phi^T \cdot m \cdot e^z \cdot \ddot{u}_g^z(t) - \Phi^T \cdot Q(t) \quad (8)$$

The transformed matrices M and K are diagonal matrices, resulting from the orthogonality of their eigenmodes. Whether C matrix is diagonal depends on the nature of the damping force and in general, it is not diagonal. If we assume that damping matrix c is a linear combination of mass matrix m and stiffness matrix k , then matrix C becomes a linear matrix.

As the expression [4] represents the system of independent differential equations, it can be formulated in the following way:

$$M_j \cdot \ddot{Y}_j(t) + C_j \cdot \dot{Y}_j(t) + K_j \cdot Y_j(t) = P_j(t) \quad j = 1, 2, 3, \dots, J \quad (9)$$

where:

$$M_j = \Phi_j^T \cdot m \cdot \Phi_j \quad (10)$$

$$C_j = \Phi_j^T \cdot c \cdot \Phi_j \quad (11)$$

$$K_j = \Phi_j^T \cdot k \cdot \Phi_j \quad (12)$$

$$P_j = -\Phi_j^T \cdot m \cdot e^x \cdot \ddot{u}_g^x(t) - \Phi_j^T \cdot m \cdot e^y \cdot \ddot{u}_g^y(t) - \Phi_j^T \cdot m \cdot e^z \cdot \ddot{u}_g^z(t) - \Phi_j^T \cdot Q(t) \quad (13)$$

It is clear from presented equations that the expressions [9-13] use modes of vibration Φ_j . Determining eigenmodes of systems with a large number of degrees of freedom is the most expensive phase in dynamic analysis. From engineering point of view, not all of eigenmodes are equally important to the system response. Usually, the lowest modes have the greatest impact on the results. For these reasons, in the modal analysis, the number of required members of the sum in the expression [3] can be reduced by replacing $3N$ modes with only the lowest J modes ($3N \gg J$). In this way, the number of differential equations that need to be solved is reduced from $3N$ to J . For each vibration mode that is taken into account in the calculation, there is a single equation in the form [9]. By solving these equations, displacements in the main (normal) coordinates are obtained for each considered vibration mode individually, and displacements in the base coordinates are obtained by applying equation [3].

4. EQUATIONS OF MOTION FOR WATER DOMAIN

Assuming that the water medium is linearly compressible and inviscid, the pressures are defined by the wave equation in the cylindrical coordinates due to the defined shape of the dam. Wave equation is an important partial differential equation describing wave propagation. In addition to water, the waves can be sound, electromagnetic, etc. and all travel in the same principle described by the wave equation. For cylindrical coordinates, it has the following form (Chopra, Porter 1980):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (14)$$

where:

- $p(r, \theta, z, t)$ – hydrodynamic pressure
- C - sound velocity in water

The following terms define the connection between hydrodynamic pressures and displacement of any water particle:

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^r}{\partial t^2} = -\frac{\partial p}{\partial r} \quad (15)$$

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^\theta}{\partial t^2} = -\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p}{\partial \theta} \quad (16)$$

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^z}{\partial t^2} = -\frac{\partial p}{\partial z} \quad (17)$$

where:

- w – specific weight of water
- g – Earth acceleration
- u^r, u^θ, u^z – radial, tangential and vertical component of displacement of water particle

The equation [14] together with the appropriate boundary conditions at the boundaries of the reservoir (upstream face of the dam, at the bottom, the free surface of the water and the banks) defines the problem for the water domain.

5. COMPLEX FREQUENCY RESPONSES FOR HARMONIC MOTION IN RIVER FLOW DIRECTION

In this paper, for the sake of simplicity, only the analysis of an earthquake action in the direction of the river flow (x) will be presented.

The modes of vibration of an arch dam whose parameters of mass, stiffness, damping and geometry are symmetrical with respect to the x - z plane can be classified into two categories: symmetrical and asymmetrical. As the earthquake is in the direction of the river flow (x -direction), only symmetrical modes will be triggered. Because of this, the differential equation of the dynamic equilibrium in the system of normal coordinates [9] is:

$$M_j \cdot \ddot{Y}_j(t) + C_j \cdot \dot{Y}_j(t) + K_j \cdot Y_j(t) = -\Phi_j^T \cdot m \cdot e^x \cdot \ddot{u}_g^x(t) - \Phi_j^T \cdot Q(t) \quad j = 1, 2, \dots, J \quad (18)$$

The nodal force vector $Q(t)$ represents the static equivalent of hydrodynamic pressures on the upstream face of the dam. These pressures, perpendicular to the face of the dam in the radial direction, are defined by the wave equation in the expression [14] together with the following boundary conditions:

- The radial component of fluid motion at the upstream face of the dam ($r = R$) is equal to the radial motion of the dam face in the corresponding point.
- The fluid motion normal to the banks of the reservoir ($\theta = \pm \frac{\pi}{4}$) is equal to the corresponding component of banks motion.
- There is no vertical motion of the water at the bottom of the reservoir.
- The water pressure on the free surface of the reservoir is zero. This ignores effects of waves on the surface, thus making a relatively minor mistake.
- As the system, symmetrical with respect to the x - z plane, is excited in x – direction it can be concluded that the hydrodynamic pressures are symmetrical about the same plane.
- From the upstream side, the lake extends into infinity, which is why there is no reflection of the waves.

Dynamic systems in general represent systems exposed to certain triggers (signals) that cause some sort of system response in real time. Thus, we can look at the trigger as an input, while the system response is an output and it can be presented in the way shown in Figure 3.

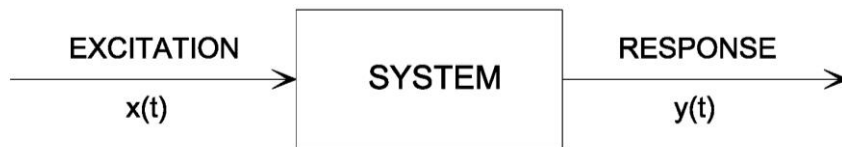


Fig. 3. Dynamic system

System input is the function of time $x(t)$, while the response of the system is also the function of time $y(t)$. The system mathematically turns the input function $x(t)$ into another (output) function $y(t)$.

An important assumption is that the dam represents the LTI (Linear, Time-Invariant System). The system's linearity means that the principle of superposition is valid for input and output data of the system, whereas the independence of the system from time means that its response to a certain signal does not depend on the moment in which it occurs.

The linearity and independence from time (Phillips, Parr, Riskin 2008) are properties that make the system very suitable for analysing and processing signals passing through it. They enable the response of the system $y(t)$ to any input signal $x(t)$ to be represented by $x(t)$ and so called transfer function $h(t)$, which represents the impulse response – the response of the system to the impulse (Dirac function). The operation by which this connection is realized is called the convolution and is mathematically presented in the following way:

$$y(t) = h(t) * x(t) \quad (19)$$

The previous expression is a shorter way to write down the following:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(\tau) \cdot h(t - \tau) \cdot d\tau \quad (20)$$

The expression [20] is a way to present system response using input function and impulse response. It is called convolution integral or Duhamel's integral.

The connection between the input and output parameters of the system via impulse response is not the only possible way to realize the connection between the input function and the response of the system. If we introduce so-called complex frequency response function $H(i\omega)$ (or $H(\omega)$ for easier notation), the connection between the input and output parameters of the LTI system can be written in the following way:

$$Y(\omega) = H(\omega) \cdot X(\omega) \quad (21)$$

were:

- $X(\omega)$ – Fourier transformation of the input $x(t)$
- $Y(\omega)$ – Fourier transformation of system response $y(t)$

In general, each of these three functions is a complex function. All three functions are functions of frequency ω , not time t .

The most important consequence of this transformation is actually that operation of convolution from the equation [19] in time domain becomes simple multiplication operation in frequency domain in the expression [21].

Since input and response functions of the system in time and frequency domains are connected with Fourier transformations, the question is what is the connection between the transfer function $h(t)$ (impulse response) and $H(\omega)$ (complex frequency response). It turns out that Fourier transformation is a link between these two functions. If it is possible to find the functions $h(t)$ or $H(\omega)$, it is easy to determine the corresponding function in the opposite domain.

Finding a system response in frequency domain is a very common procedure in signal processing, far more common than searching for responses in the time domain.

In this paper, therefore, it is assumed that the dam represents a LTI system, and the system responses that will be defined in the next chapter are calculated in frequency domain.

When analysing the dynamic effects of interaction between a dam and fluid, the best way is to observe the harmonic acceleration ($e^{i\omega t}$) of the ground and to make the procedures for determining the complex frequency responses $H(\omega)$ for different values of ω that may be of interest.

A very important feature of the LTI system is the following: in the case the excitation is the harmonic motion $x(t) = e^{i\omega t}$ the system responses will also be functions of $e^{i\omega t}$ multiplied by complex number $H(\omega)$, which is not dependent on time (Figure 4). This complex number is called the frequency response of the system, and the functions $e^{i\omega t}$ are called eigen functions of the system.

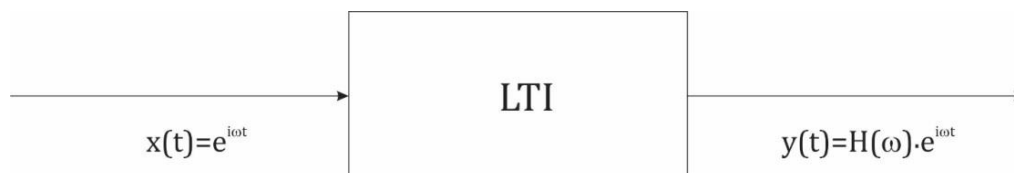


Fig. 4. System response to $e^{i\omega t}$

The functions $H(\omega)$, which are the connection between excitation (input) functions and responses in the frequency domain, can be determined when the function $e^{i\omega t}$ is selected as the input function. Complex frequency responses will be written in overlined letters.

Therefore, for a chosen excitation in the river flow direction in the form of ground acceleration $\ddot{u}_g^x(t) = e^{i\omega t}$, the system responses can be presented by the following expressions:

- Hydrodynamic pressures on the upstream dam face:

$$p_c(\theta, z, t) = \bar{p}_c(\theta, z, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (22)$$

- Accelerations:

$$\ddot{Y}_j(t) = \bar{Y}_j(\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (23)$$

- Displacements:

$$Y_j(t) = \bar{Y}_j(\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (24)$$

By solving the differential equation of motion for water domain [20] along with boundary conditions, complex frequency response functions for pressures $\bar{p}_c(\theta, z, \omega)$ are derived and then applied to the differential motion equation of a dam.

Differential equations of motion of a dam (or equation of dynamic equilibrium) for the x-direction trigger are defined in the expression [18].

The last member of this equation system $Q(t)$ represents the static equivalent of hydrodynamic pressures on the upstream face of a dam – a vector of nodal forces corresponding to hydrodynamic pressures:

$$Q(t) = \bar{Q}(\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (25)$$

The solutions of this equation system for the range of different values of frequency ω gives the frequency response of the system $\bar{Y}_j^x(\omega)$ for $j = 1, 2, \dots, J$. The complex frequency response function for generalized accelerations is:

$$\bar{Y}_j^x(\omega) = -\omega^2 \bar{Y}_j^x(\omega) \quad (26)$$

The complex frequency displacement function of dam nodes is:

$$\bar{u}^x(\omega) = \sum_{j=1}^J \bar{u}_j^x(\omega) \quad (27)$$

Since the total displacement of each node is represented as a sum of displacements in the J oscillation mode, the frequency displacement function for each mode is:

$$\bar{u}_j^x(\omega) = \bar{Y}_j^x(\omega) \Phi_j \quad (28)$$

6. ANALYSIS OF DAM RESPONSE TO A RANDOM EARTHQUAKE

Analysing the harmonic motions presented in the previous chapter is useful from the theoretical point of view, but not from the practical one. Earthquakes represent random loads of a stochastic character and are never as regular as harmonic functions.

This chapter demonstrates how previously obtained solutions for harmonic functions can be used to analyse the response of a dam to any arbitrary earthquake using a mathematical tool called Fourier transformation (James 2011).

The Fourier transformation decomposes a certain time signal into a set of harmonics of different frequencies that the signal consists of. The original record in time domain after Fourier transformation becomes a record in frequency domain (illustration in Figure 6). The Fourier transform of a function of time itself is a complex-valued function of frequency, whose absolute value represents the amount of that frequency present in the original function, and whose complex argument is the phase offset of the

basic sinusoid in that frequency. We actually get the "participation and position" of each frequency in the original function in time domain.

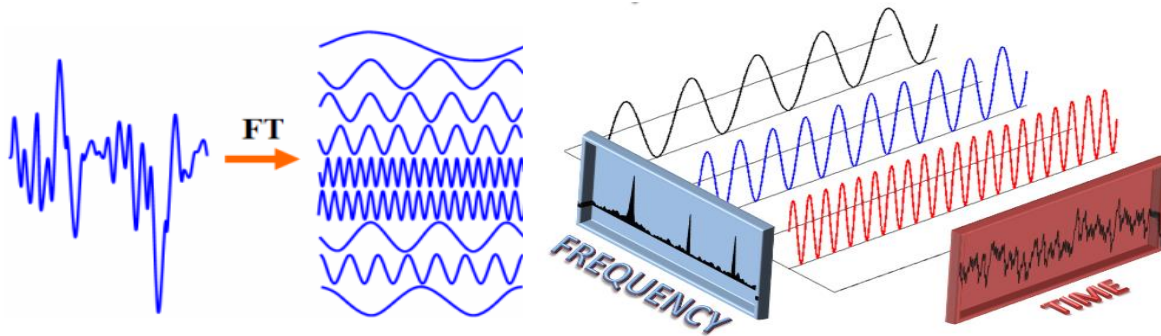


Fig. 5. Fourier transformation – converting the input signal from time domain into frequency domain
In this way, ground acceleration, for example in the x-direction, that is, the vector $\ddot{u}_g^x(t)$ becomes in frequency domain $\ddot{U}_g^x(\omega)$:

$$\ddot{U}_g^x(\omega) = \int_0^T \ddot{u}_g^x(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (29)$$

where T represents the duration of the earthquake. This is a mathematical record of transformation.

Once the vectors $\bar{Y}_j^x(\omega)$ are determined as described in the previous chapter in the frequency domain, the system response for displacements can be determined in frequency domain according to expression [23]:

$$Y_j^x(\omega) = \bar{Y}_j^x(\omega) \cdot \ddot{U}_g^x(\omega)$$

The system's response in time domain to an arbitrary ground movement in each mode of oscillation is now obtained using the inverse Fourier transformation:

$$Y_j^x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{Y}_j^x(\omega) \cdot \ddot{U}_g^x(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} Y_j^x(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad (30)$$

The displacement vector u is expressed in the form of a linear combination of displacement amplitudes of the individual modes (expression [3])

In this way, a response of the system can be determined for random earthquake. For a structural engineer, it is important to determine the greatest possible displacement, not so much the time when it occurs. When the displacement field is known, deformations and stresses can be determined at all points of the dam.

7. CONCLUSION

In the last few decades, a special attention is paid to the earthquake analysis of dams and accurate modelling of this problem. Dynamic analyses are increasingly suppressed by simple, quasi-static calculations that are still used today because they are the most efficient way to model hydrodynamic pressures of water on dams, even though there are many shortcomings.

In this paper, the concept of the Chopra substructure method is presented, which represents a method of dynamic analysis of a dam and water system due to an earthquake. This is a dynamic procedure resulting with a response of a dam and water system as a function of time. Its benefits are as follows:

- Every dynamic analysis gives a realistic response of the system in time, which allows us to analyse the behaviour of the dam throughout the earthquake and after it.

- The arch dam geometry is modelled and taken into account in design. The dam is fixed at the bottom of the lake and on the edges. The model can even separately show the effects of only the ground motion below the dam and the motion of the banks on the hydrodynamic pressures, if there is a need for it.
- The dam is flexible and its modes of vibration are included in the design.
- Water is considered compressible. The consequence is the dependence of water pressure on the dam and the frequency of the excitation. If the water were incompressible, the pressures would not depend on the frequency of a trigger.

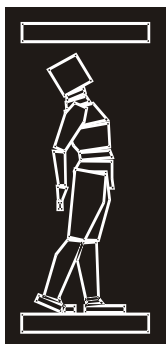
The modelling of the dam-water system using the substructure method has the following drawbacks:

- The wave equation, whose solution gives pressures on the dam, can be solved only for the geometry of the dam shown in this paper (vertical upstream face, constant curvature of the arc, etc.). Expressions for pressures are therefore related to such geometry, and the fact is that not all arch dams have such geometric characteristics.
- The interaction of water and dam with the soil, that is, the interaction of hydrodynamic influences with real soil characteristics, is not modelled in this paper.
- Linear material behaviour is also not a realistic assumption. During an earthquake, there is a non-linear behaviour and it should be included in the analysis.

Using Chopra's dynamic procedure over the past twenty years, the seismic safety of many dams around the world has been analysed, and as a result of the analysis, many of these facilities have been reconstructed to raise their seismic resistance to the appropriate level.

REFERENCES

- [1] Chopra A.K., Porter S., Dynamic response of simple arch dams including hydrodynamic interaction, Report No. UCB/EERC-80/17, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California 1980.
- [2] Ćorić B., Salatić R., Dinamika građevinskih konstrukcija, Građevinska knjiga, Beograd 2011.
- [3] James J.F., A Student's Guide to Fourier Transforms with Applications in Physics and Engineering, Third Edition, Cambridge University Press The Edinburgh Building, Cambridge CB2 8RU, UK, 2011.
- [4] Phillips C.I., Parr J.M., & Riskin E.A, Signals, systems and Transforms, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 2008.
- [5] Westergaard H.M., Water pressures on dams during earthquakes, Transactions American Society of Civil Engineering, November 1933
- [6] Zangar, C.N. & Haefeli, R.J., Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shock on dams", Civil Engineering, April 1952



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Љубо ДИВАЦ¹, Слободан РАДОВАНОВИЌ², Предраг МИТКОВИЌ³

АНАЛИЗА НА ХИДРОДИНАМИЧКИ ПРИТИСОК КАЈ ЛАЧНИ БРАНИ СО ПРИМЕНА НА МЕТОДОТ НА ПОДКОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

Динамичката интеракција на цврстите тела и водата во динамички систем, долго време се предмет на интерес на инженерите. Типичен пример во областа на градежништвото е динамичката интеракција на браните со водата во акумулацијата. Истражувањата од претходните децении ја покажале важноста на оваа интеракција заедно со изнаоѓањето на решенија за хидродинамичките притисоци вклучувајќи го во анализата и влијанието на стисливоста на водата во сеизмичкиот одговор на системот. Овој труд прикажува решение за хидродинамичките притисоци кај лачни брани под дејство на земјотрес по методот на подконструкции предложен од Чопра. Даден е и нумерички пример кој илустрира изрази за притисоци кои претходно се објаснети во трудот.

Клучни Зборови: лачна брана, земјотрес, хидродинамички притисок, метода на подструктура

Ljubo DIVAC¹, Slobodan RADOVANOVIĆ², Predrag MITKOVIĆ³

ANALYSIS OF HYDRODYNAMIC PRESSURES ON ARCH DAMS USING THE SUBSTRUCTURE METHOD

SUMMARY

Dynamic interaction of solid bodies and water in a dynamic system has been of interest to engineers for a long time. A typical example is in the field of structural engineering – the dynamic interaction of a dam with water that lies in a reservoir in front of the dam. Research in previous decades has shown the importance of this interaction and obtaining the solutions for hydrodynamic pressures, including the impact of water compressibility on the seismic response of the system in the analysis. This paper presents in detail the solution for hydrodynamic pressures on arch dam due to an earthquake using the substructure method proposed by Chopra. A numerical example is given that illustrates the expressions for pressures previously explained in the paper.

Keywords: arch dam, earthquake, hydrodynamic pressure, substructure method

¹ PhD student, University of Belgrade Faculty of Civil Engineering Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade and Stucky doo Belgrade, Bulevar Mihaila Pupina 115E, 11070 Belgrade, e-mail: ljubo90@gmail.com

² Teaching assistant – PhD student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade and Jaroslav Černi Institute for the Development of Water Resources, Jaroslava Černog 80, 11226 Belgrade, e-mail: radovanovic@grf.bg.ac.rs

³ Teaching assistant - PhD student, University of Priština, Faculty of Technical Sciences Kosovska Mitrovica, Knjaza Miloša 7, 38220 Kosovska Mitrovica, e-mail: predrag.mitkovic@pr.ac.rs

1. INTRODUCTION

Consequences of dam failure can be catastrophic, which makes seismic analysis one of the most important aspects of dam design (or maintaining). The large number of existing dams, even in seismically active areas, has been designed and calculated using methods that we consider today too simple and imprecise. The damage caused to some of these dams by earthquakes (i.e. Koyna dam in India in 1967) have forced engineers to reconsider their knowledge in this area and to constantly improve methods for analysing the impact of an earthquake. During the second half of the last century, along with the advancement of technology, conditions have also been created for the complex dynamic analysis to be carried out relatively quickly.

The substructure method enables a dynamic analysis of a dam due to an earthquake taking into account the interaction of a dam and water in the reservoir. The substructure method will not be described in this paper, understanding of its principles is assumed (Chopra, Porter 1980).

The method is based on the assumption that the dam - water system is treated as a composition of two substructures, the so-called dam and water domains. These two substructures interpenetrate each other through interaction forces and boundary conditions at the boundary of the substructures – the upstream face of a dam. A dam is represented through finite elements, which allows for different shapes and dimensions of it, while water is treated as a continuum.

This paper describes in detail water domain problems – the hydrodynamic pressures that occur due to earthquake activity on the system. In the second part of the paper, a numerical example is given that illustrates the equations shown in the first part of the paper.

2. EQUATIONS OF MOTION FOR WATER DOMAIN

Assuming that water medium is linearly compressible and inviscid, the pressures are defined by the wave equation in the cylindrical coordinates due to the defined shape of a dam (Chopra, Porter 1980):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (1)$$

where:

- $p(r, \theta, z, t)$ – hydrodynamic pressure
- C - sound velocity in water

The following terms define the connection between hydrodynamic pressures and displacement of any water particle:

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^r}{\partial t^2} = -\frac{\partial p}{\partial r} \quad (2)$$

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^\theta}{\partial t^2} = -\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p}{\partial \theta} \quad (3)$$

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u^z}{\partial t^2} = -\frac{\partial p}{\partial z} \quad (4)$$

where:

- w – specific weight of water
- g – Earth acceleration
- u^r, u^θ, u^z – radial, tangential and vertical component of displacement of water particle

The equation [1] together with the appropriate boundary conditions at the boundaries of the reservoir (upstream face of a dam, at the bottom and the free surface of the reservoir and the banks of the reservoir) defines the problem for the water domain.

3. COMPLEX FREQUENCY SYSTEM RESPONSES FOR HARMONIC MOTION IN RIVER FLOW DIRECTION

In this paper, for the sake of simplicity, only the analysis of an earthquake action in the direction of the river flow (x) will be presented.

The nodal force vector $Q(t)$ represents the static equivalent of hydrodynamic pressures on the upstream face of a dam. These pressures, perpendicular to the face of a dam in the radial direction, are defined by the wave equation in the expression [1] together with the following boundary conditions (Chopra, Porter 1980):

- The radial component of fluid motion at the upstream face of the dam ($r = R$) is equal to the radial motion of the dam face in the corresponding point.
- The fluid motion normal to the banks of the reservoir ($\theta = \pm \frac{\pi}{4}$) is equal to the corresponding component of banks motion.
- There is no vertical motion of the water at the bottom of the reservoir.
- The water pressure on the free surface of the reservoir is zero. This ignores effects of waves on the surface, thus making a relatively minor mistake.
- As the system, symmetrical with respect to the x - z plane, is excited in x – direction it can be concluded that the hydrodynamic pressures are symmetrical about the same plane.
- From the upstream side, the lake extends into infinity, which is why there is no reflection of the waves.

In this paper, an assumption is made that a dam represents the LTI system (Phillips, Parr, Riskin 2008) and the system responses to a certain excitation are obtained in the frequency domain.

When analysing the dynamic effects of interaction between a dam and fluid, the best way is to analyze the harmonic acceleration ($e^{i\omega t}$) of the ground and to make the procedures for determining the complex frequency responses $H(\omega)$ for different values of ω that may be of interest.

A very important feature of the LTI system is the following: in the case of the harmonic influence, $x(t) = e^{i\omega t}$ the system responses will also be functions of $e^{i\omega t}$ multiplied by complex number $H(\omega)$, which is not dependent on time (Fig. 1). This complex number is called the frequency response of the system, and the functions $e^{i\omega t}$ are called eigen functions of the system.

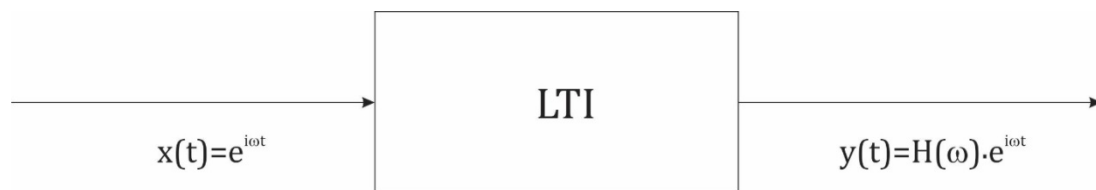


Fig. 1. System response to $e^{i\omega t}$

The functions $H(\omega)$, which are the connection between excitation functions and system responses in the frequency domain, can be determined when the function $e^{i\omega t}$ is selected for the excitation. Complex frequency responses will be written in overlined letters.

Therefore, for a chosen excitation in the river flow direction in the form of ground acceleration $\ddot{u}_g^x(t) = e^{i\omega t}$, the system responses can be presented by the following expressions:

- Hydrodynamic pressures on the upstream dam face:

$$p_c(\theta, z, t) = \bar{p}_c(\theta, z, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (5)$$

- Accelerations:

$$\ddot{Y}_j(t) = \bar{\ddot{Y}}_j(\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (6)$$

- Displacements:

$$Y_j(t) = \bar{Y}_j(\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (7)$$

- Radial acceleration of dam's upstream face:

$$\ddot{u}^r(R, \theta, z, t) = \left\{ \cos(\theta) + \sum_{j=1}^J [\Phi_j^{xf}(\theta, z) \cdot \cos(\theta) + \Phi_j^{yf}(\theta, z) \cdot \sin(\theta)] \cdot \bar{Y}_j(\omega) \right\} \cdot e^{i\omega t} \quad (8)$$

The radial acceleration of the upstream face of a dam is also represented by modal coordinates, as can be seen in the expression [8]. The functions $\Phi_j^{xf}(\theta, z)$ and $\Phi_j^{yf}(\theta, z)$ are continuous functions corresponding to the vectors Φ_j^{xf} and Φ_j^{yf} which contain the vibration modes of a dam in the nodes on the upstream face in x and y directions, respectively. These two functions are obtained for each finite element e as follows:

$$\Phi_j^{xf}(\theta, z) = \sum_{i=1}^8 N_i(\xi, \eta) \cdot \Phi_{ji}^{xf} \quad (9)$$

$$\Phi_j^{yf}(\theta, z) = \sum_{i=1}^8 N_i(\xi, \eta) \cdot \Phi_{ji}^{yf} \quad (10)$$

where $N_i(\xi, \eta)$ are interpolation functions for the nodes of the finite element e on the upstream face of the dam.

4. BOUNDARY CONDITIONS FOR WATER DOMAIN – MATHEMATICAL REPRESENTATION

Boundary conditions defined in Chapter 3 can mathematically be presented when in equations [2], [3] and [4] expressions [6], [7] and [8] are implemented:

- The radial component of fluid motion at the upstream face of the dam ($r = R$) is equal to the radial motion of the dam face in the corresponding point:

$$\frac{\partial p}{\partial r}(R, \theta, z, t) = -\frac{w}{g} \cdot \left\{ \cos(\theta) + \sum_{j=1}^J [\Phi_j^{xf}(\theta, z) \cdot \cos(\theta) + \Phi_j^{yf}(\theta, z) \cdot \sin(\theta)] \cdot \bar{Y}_j(\omega) \right\} \cdot e^{i\omega t} \quad (11)$$

- The fluid motion normal to the banks of the reservoir ($\theta = \pm \frac{\pi}{4}$) is equal to the corresponding component of banks motion:

$$\frac{\partial p}{r \partial \theta} \left(r, \frac{\pi}{4}, z, t \right) = \frac{w}{g} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot e^{i\omega t} \quad (12)$$

- There is no vertical motion of the water at the bottom of the reservoir:

$$\frac{\partial p}{\partial z}(r, \theta, 0, t) = 0 \quad (13)$$

- The water pressure on the free surface of the reservoir is zero:

$$p(r, \theta, H, t) = 0 \quad (14)$$

- As the system, symmetrical with respect to the x-z plane, is excited in x – direction it can be concluded that the hydrodynamic pressures are symmetrical about the same plane:

$$\frac{\partial p}{r \partial \theta}(r, 0, z, t) = 0 \quad (15)$$

- In addition to mathematically presented boundary conditions, there is also the condition that from the upstream side, the lake extends into infinity, which is why there is no reflection of the waves.

Since the boundary conditions (expressions [11-15]), as well as the differential wave equation (expression [1]) are linear, the superposition principle is valid. The complex frequency response function for the pressures $\bar{p}_c(\theta, z, \omega)$ can therefore be presented as a superposition of three different components:

$$\bar{p}_c(\theta, z, \omega) = \bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega) + \bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Y}_j^x(\omega) \cdot \bar{p}_j^x(\theta, z, \omega) \quad (16)$$

The complex frequency function of responses $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$, $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$ are defined below.

$p_{OD}^x(\theta, z, t) = \bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega) \cdot e^{i\omega t}$ presents system response, the solution of wave equation [1] for following boundary conditions:

$$\frac{\partial p}{\partial r}(R, \theta, z, t) = -\frac{w}{g} \cdot \cos(\theta) \cdot e^{i\omega t} \quad (17)$$

$$\frac{\partial p}{r \partial \theta}\left(r, \frac{\pi}{4}, z, t\right) = 0 \quad (18)$$

and other boundary conditions defined in [13-15]. Pressures $p_{OD}^x(\theta, z, t)$ represent the system response that occurs due to acceleration of a dam as a rigid body in the x direction, while the banks remain stationary.

$p_{OB}^x(\theta, z, t) = \bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega) \cdot e^{i\omega t}$ presents system response, the solution of wave equation [1] for following boundary conditions:

$$\frac{\partial p}{\partial r}(R, \theta, z, t) = 0 \quad (19)$$

$$\frac{\partial p}{r \partial \theta}\left(r, \frac{\pi}{4}, z, t\right) = \frac{w}{g} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot e^{i\omega t} \quad (20)$$

and other boundary conditions defined in [13-15]. Pressures $p_{OB}^x(\theta, z, t)$ represent the system response due to reservoir banks acceleration in the x direction, while the dam remains static.

$p_j^x(\theta, z, t) = \bar{p}_j^x(\theta, z, \omega) \cdot e^{i\omega t}$ presents system response, the solution of wave equation [1] for following boundary conditions:

$$\frac{\partial p}{\partial r}(R, \theta, z, t) = -\frac{w}{g} \cdot \left[\Phi_j^{xf}(\theta, z) \cdot \cos(\theta) + \Phi_j^{yf}(\theta, z) \cdot \sin(\theta) \right] \cdot e^{i\omega t} \quad (21)$$

$$\frac{\partial p}{r \partial \theta}\left(r, \frac{\pi}{4}, z, t\right) = 0 \quad (22)$$

and other boundary conditions defined in [13-15]. Pressures $p_j^x(\theta, z, t)$ represent the system response that occurs due to acceleration $\bar{Y}_j^x(\omega) = 1$ in j-th symmetrical natural mode of vibration, while there is no motion of the dam base or reservoir banks.

5. ANALYTICAL RESULTS FOR HYDRODYNAMIC PRESSURES

Solving the differential equation [1] for three sets of boundary conditions (Chopra, Porter 1980) shown in the previous chapter will not be presented in this paper. Here, only the final expressions for the complex frequency response functions for the pressures from expression [16] will be presented:

$$\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega) = \frac{16\sqrt{2}wR}{g\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m-1)} \frac{\epsilon_n (-1)^n}{(1-16n^2)} [C_n(\lambda_m R) + iD_n(\lambda_m R)] \cos(4n\theta) \cos(\alpha_m Z) \quad (23)$$

$$\bar{p}_{\text{DB}}^{\text{O}}(\theta, z, \omega) = \frac{2\sqrt{2}wR}{g\pi} \left\{ \sum_{m=1}^{\infty} [E_m(\lambda_m R) + iF_m(\lambda_m R)] \cos(\alpha_m Z) + \frac{8}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon_n [U_{mn}(\lambda_m R) + iV_{mn}(\lambda_m R)] \cos(4n\theta) \cos(\alpha_m Z) \right\} \quad (24)$$

$$\bar{p}_j^{\text{X}}(\theta, z, \omega) = -\frac{16wR}{g\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon_n I_{mn}^j [C_n(\lambda_m R) + iD_n(\lambda_m R)] \cos(4n\theta) \cos(\alpha_m Z) \quad (25)$$

where:

- R – radius of upstream face
- H – water depth in a lake
- C - sound velocity in water
- ω – earthquake frequency
- $\varepsilon_n = \begin{cases} 1, n = 0 \\ 2, n \neq 0 \end{cases}$
- $J_n(x)$ – Bessel's function of the first kind, integer order n for value x
- $Y_n(x)$ - Bessel's function of the second kind, integer order n for value x
- $K_n(x)$ – modified Bessel's function of the second kind, integer order n for value x
- $\omega_1^r = \frac{\pi \cdot C}{2 \cdot H}$ – The first resonant frequency of water in the reservoir

In expressions for frequency responses for pressures, the following variables are used:

$$\alpha_m = \frac{(2 \cdot m - 1) \cdot \pi}{2 \cdot H} \quad (26)$$

$$\lambda_m R = R \sqrt{\left| \alpha_m^2 - \frac{\omega^2}{C^2} \right|} = \frac{\pi R}{2H} \sqrt{\left| (2m - 1)^2 - \left(\frac{\omega}{\omega_1^r} \right)^2 \right|} \quad (27)$$

$$I_{mn}^j = \frac{1}{H} \cdot \int_0^{\pi/4} \int_0^H \left[\Phi_j^{\text{xf}}(\theta, z) \cdot \cos(\theta) + \Phi_j^{\text{yf}}(\theta, z) \cdot \sin(\theta) \right] \cos(4n\theta) \cos(\alpha_m Z) dz d\theta \quad (28)$$

The functions C_n , D_n , E_m , F_m , U_{mn} and V_{mn} , which also appear in the pressure expressions, depend on the size of number m_1 defined as the highest integer m for which the inequality $\frac{\omega}{\omega_1^r} > (2 \cdot m - 1)$ is satisfied.

For all numbers $m \leq m_1$, the following expressions apply:

$$C_n(\lambda_m R) = \frac{[A_n(\lambda_m R) \cdot J_{4n}(\lambda_m R) + B_n(\lambda_m R) \cdot Y_{4n}(\lambda_m R)]}{\lambda_m R \cdot [A_n^2(\lambda_m R) + B_n^2(\lambda_m R)]} \quad (29)$$

$$D_n(\lambda_m R) = \frac{[B_n(\lambda_m R) \cdot J_{4n}(\lambda_m R) - A_n(\lambda_m R) \cdot Y_{4n}(\lambda_m R)]}{\lambda_m R \cdot [A_n^2(\lambda_m R) + B_n^2(\lambda_m R)]} \quad (30)$$

$$E_m(\lambda_m R) = \frac{(-1)^m}{(2m-1)\lambda_m R} \left\{ \sin \left[\lambda_m R \sin \left(\frac{\pi}{4} - \theta \right) \right] + \sin \left[\lambda_m R \sin \left(\frac{\pi}{4} + \theta \right) \right] \right\} \quad (31)$$

$$F_m(\lambda_m R) = \frac{(-1)^m}{(2m-1)\lambda_m R} \left\{ \cos \left[\lambda_m R \sin \left(\frac{\pi}{4} - \theta \right) \right] + \cos \left[\lambda_m R \sin \left(\frac{\pi}{4} + \theta \right) \right] \right\} \quad (32)$$

$$U_{mn}(\lambda_m R) = \frac{(-1)^m (-1)^n}{(2m-1)} \left\{ T_n(\lambda_m R) C_n(\lambda_m R) + \frac{\pi}{4} A_n(\lambda_m R) D_n(\lambda_m R) \right\} \quad (33)$$

$$V_{mn}(\lambda_m R) = \frac{(-1)^m (-1)^n}{(2m-1)} \left\{ T_n(\lambda_m R) D_n(\lambda_m R) - \frac{\pi}{4} A_n(\lambda_m R) C_n(\lambda_m R) \right\} \quad (34)$$

where:

$$A_n(\lambda_m R) = J_{4n-1}(\lambda_m R) - J_{4n+1}(\lambda_m R) \quad (35)$$

$$B_n(\lambda_m R) = Y_{4n-1}(\lambda_m R) - Y_{4n+1}(\lambda_m R) \quad (36)$$

$$T_n(\lambda_m R) = \sum_{k=0}^{\infty} \varepsilon_{2k} J_{2k}(\lambda_m R) \frac{(16n^2 + 4k^2 - 1)}{(16n^2 - 4k^2 - 4k - 1)(16n^2 - 4k^2 + 4k + 1)} \quad (37)$$

For all numbers $m > m_1$ the following expressions apply:

$$C_n(\lambda_m R) = \frac{-K_{4n}(\lambda_m R)}{\lambda_m R [K_{4n-1}(\lambda_m R) + K_{4n+1}(\lambda_m R)]} \quad (38)$$

$$D_n(\lambda_m R) = 0 \quad (39)$$

$$E_m(\lambda_m R) = \frac{-(-1)^m}{(2m-1)\lambda_m R} \left[e^{-\lambda_m R \sin(\pi/4-\theta)} + e^{-\lambda_m R \sin(\pi/4+\theta)} \right] \quad (40)$$

$$F_m(\lambda_m R) = 0 \quad (41)$$

$$U_{mn}(\lambda_m R) = \frac{-(-1)^m}{(2m-1)} G_n(\lambda_m R) C_n(\lambda_m R) \quad (42)$$

$$V_{mn}(\lambda_m R) = 0 \quad (43)$$

where:

$$G_n(\lambda_m R) = \int_0^{\pi/4} \left[\sin\left(\frac{\pi}{4} - \theta\right) e^{-\lambda_m R \sin(\pi/4-\theta)} + \sin\left(\frac{\pi}{4} + \theta\right) e^{-\lambda_m R \sin(\pi/4+\theta)} \right] \cos 4n\theta \, d\theta \quad (44)$$

The eigen frequency of the wave equation for the water domain being analysed corresponds to each pair of functions $\cos(4n\theta)$ and $\cos(\alpha_m Z)$ for all defined numbers n and m . The functions $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$, $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$ have no finite values for their eigen frequencies when $n = 0$, and any corresponding m . For all other eigen frequencies, the pressures have finite values. Therefore, the resonant frequencies of water are those corresponding to $n = 0$ and $m = 1, 2, 3, \dots$. The expression from which they are obtained is:

$$\omega_m^r = (2 \cdot m - 1) \cdot \frac{\pi \cdot C}{2 \cdot H} \quad (45)$$

6. HYDRODYNAMIC PRESSURES ON AN EXAMPLE OF A TYPICAL ARCH DAM

This chapter provides an example of total pressures calculation for a rigid arch dam, whose characteristics are given below using the substructure method. Due to complexity of the whole procedure, an example of the analysis for a trigger only in the x -direction is given, that is:

$$\ddot{u}_g^x(t) = e^{i\omega t}$$

All parameters of water – dam system are defined by following values:

- $R = 150$ m – radius of upstream face
- $H_d = 100$ m – height of a dam
- $H = 100$ m – water depth in a lake
- $E = 35 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ – dam modulus of elasticity
- $\nu = 0,17$ – Poisson's ratio

- $\gamma = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ – specific mass of concrete
- $a_1 = 5 \text{ m}$ – dam width in the crown (top)
- $a_2 = 20 \text{ m}$ – dam width in the crown (base)
- $C = 1450 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ – sound velocity in water

Solution for pressures is shown in equation [16]:

$$\bar{p}_c(\theta, z, \omega) = \bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega) + \bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Y}_j^x(\omega) \cdot \bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$$

where the expressions for the frequency response functions $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$, $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$ are shown in the previous chapter.

The first resonant frequency for this model:

$$\omega_1^r = \frac{\pi \cdot C}{2 \cdot H} = 22,7765 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

The frequency response functions $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$, $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$ are programmed in MATLAB according to the procedure shown in chapter 5. In the special program, the functions $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$, are programmed, while the special code is written for functions $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$.

The complex frequency response functions $\bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega)$ and $\bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$ are programmed for hydrodynamic pressures acting on the rigid dam from separate acceleration of the dam (while the banks are static) and the banks (so that the dam is static). The sum of these two pressure components gives the total pressure on the rigid arch dam $\bar{p}_{OT}^x(\theta, z, \omega)$:

$$\bar{p}_{OT}^x(\theta, z, \omega) = \bar{p}_{OD}^x(\theta, z, \omega) + \bar{p}_{OB}^x(\theta, z, \omega)$$

The "intensity" of a complex number is measured by its absolute values, or modules. Frequency function modules $\bar{p}_{OT}^x(\theta, z, \omega)$ are represented graphically along the dam height for values $\theta = 0$ (central cantilever) and $\theta = \frac{\pi}{2}$ (banks). The graphical functions of the modules \bar{p}_{OT}^x are given along the dam height, for different frequencies of the excitation ω (which are normalized with respect to ω_1^r). In addition, the change of \bar{p}_{OT}^x depending on the angle θ for fixed $z = 0$ (at the bottom of the lake) is given.

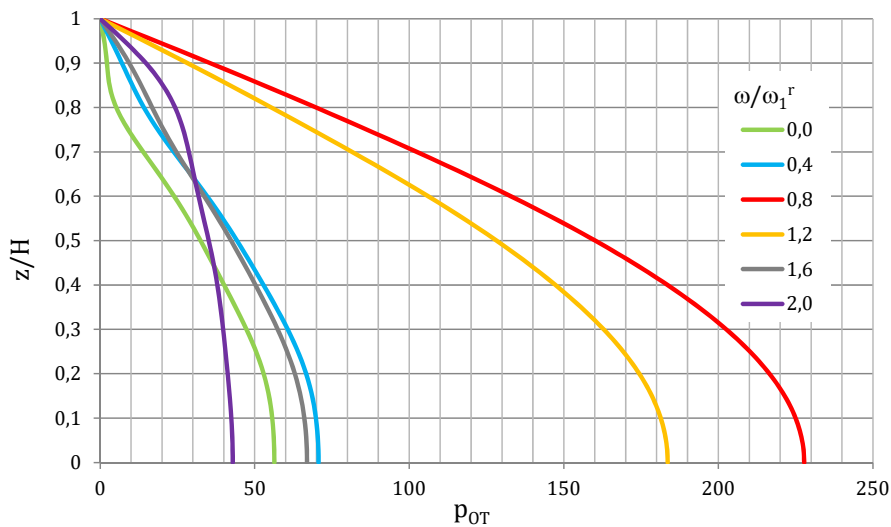


Fig. 2. Pressures \bar{p}_{OT}^x for $\theta = 0$ (central cantilever)

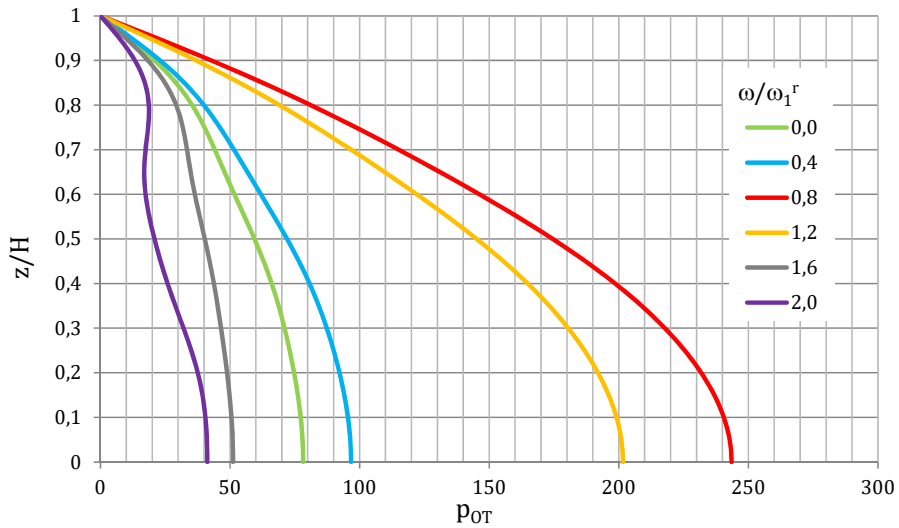


Fig. 3. Pressures \bar{p}_{OT}^x for $\theta = 45^\circ$ (banks)

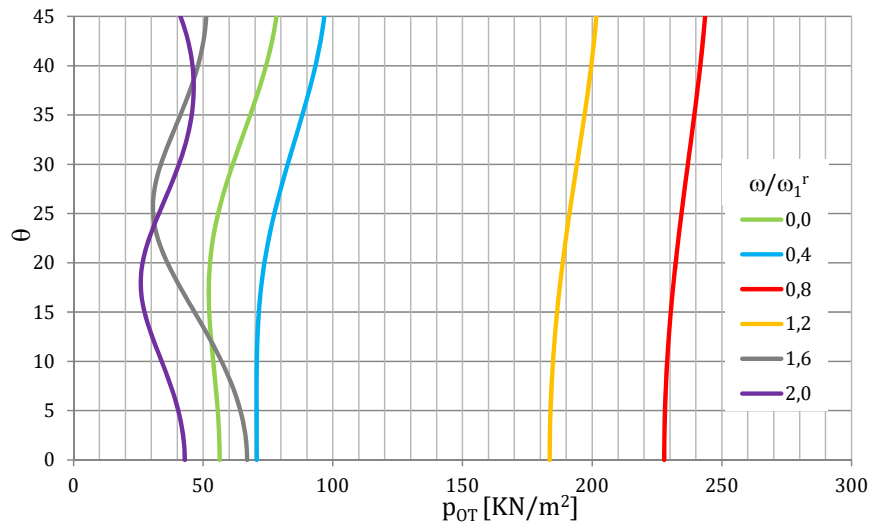


Fig. 4. Pressures \bar{p}_{OT}^x at the bottom of the lake ($z = 0$)

The graphs clearly show that the pressure increases as the frequency approaches the first resonant frequency ω_1^r . After that, the pressure values decrease. Infinite (resonant) pressure values reappear for the other resonant frequencies ω_m^r . For the height $z = 0$, the change in \bar{p}_{OT}^x for two different angles: $\theta = 0$ and $\theta = 45$ is shown in the following figures

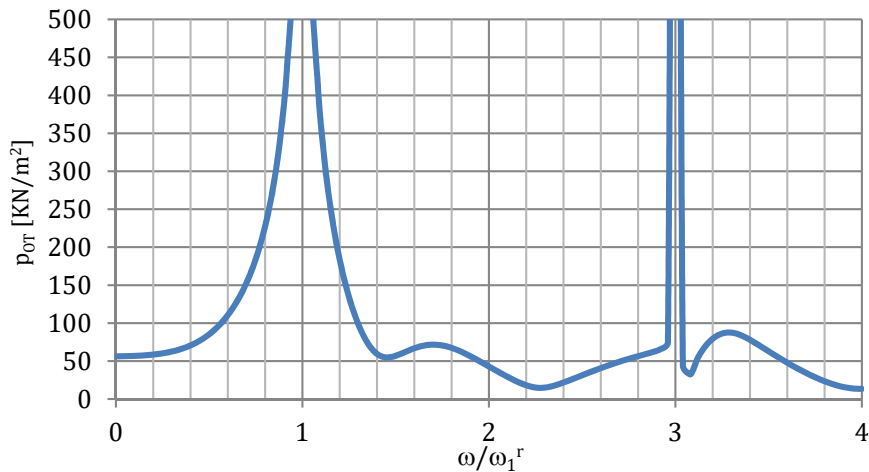


Fig. 5. Pressures \bar{p}_{OT}^x in function of trigger frequency ω for angle $\theta = 0^\circ$ at the lake bottom

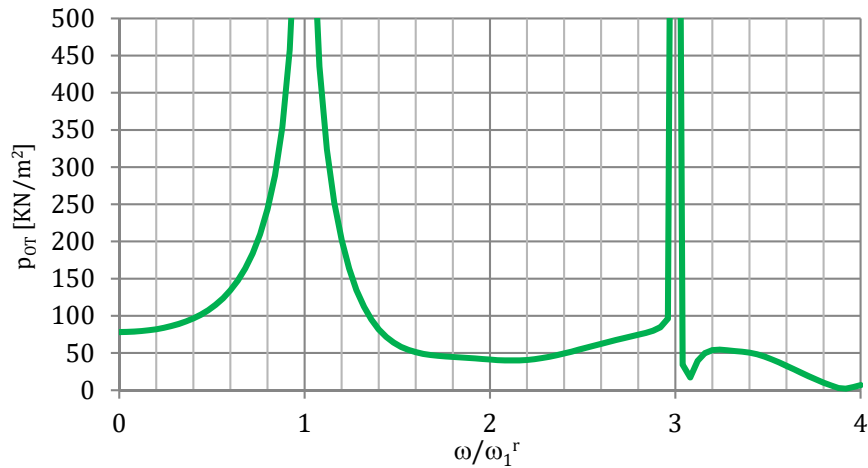


Fig. 6. Pressures \bar{p}_{OT}^x in function of trigger frequency ω for angle $\theta = 45^\circ$ at the lake bottom

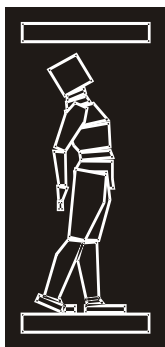
The numerical values of these pressures, as well as the pressures $\bar{p}_j^x(\theta, z, \omega)$ have to be determined for the coordinates of the center of gravity of the finite elements on upstream face. Based on the pressures in each finite element, the vectors of nodal forces $\bar{Q}_{OD}^x(\omega)$, $\bar{Q}_{OB}^x(\omega)$ and $\bar{Q}_j^x(\omega)$ are obtained.

7. CONCLUSION

Hydrodynamic water pressures represent an extremely important load on a dam during the earthquake. Although they can be modelled as quasi-static (Westergaard 1933, Zangar, Haefeli 1952), dynamic analysis of the water – dam system is increasingly popular, as is the substructure method discussed in this paper. The solution for hydrodynamic pressure in the frequency domain is shown, from which it can be seen that it represents a superposition of components acting on rigid dam and components that occur due to vibration modes of a dam. Based on the pressure solution for each finite element of a dam, vectors of equivalent nodal forces are formed, which are applied in dam differential equation of motion. In this way, the water and dam domains interpenetrate each other in the substructure method. By solving a differential equation of motion of a dam, the system response in frequency domain (or time domain) to any seismic record is obtained.

REFERENCES

- [1] Chopra, A.K., Porter, S. (1980) Dynamic response of simple arch dams including hydrodynamic interaction, Report No. UCB/EERC-80/17, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- [2] Phillips, C.I., Parr, J.M., & Riskin, E.A. (2008) Signals, systems and Transforms, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
- [3] Westergaard, H.M. (November 1933) Water pressures on darns during earthquakes, Transactions American Society of Civil Engineering.
- [4] Zangar, C.N. & Haefeli, R.J. (April 1952) Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shock on dams", Civil Engineering.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Игор ЦОЛЕВ¹, Ѓорѓе ЛАЃИНОВИЌ², Мери ЦВЕТКОВСКА³,
Александра РАДУЈКОВИЌ⁴, Андрија РАШЕТА⁵

СЕИЗМИЧКИ ОДГОВОР НА АБ РАМКА МОДЕЛИРАНА ПРЕМА ЕН 1992-1-1 И ЕН 1992-1-2

РЕЗИМЕ

Земјотресите се често пропратени со пожари. Бидејќи Еврокод стандардите обезбедуваат модели за методологија за пресметка и материјали во зависност од поединечни типови на анализа, за комбинирање на влијанија од земјотре пропратен со пожар, потребно е да се примени секвенцијално поврзана нумеричка анализа, која ги зема во предвид истите материјални модели. Во овој труд е прикажана компаративна анализа на сеизмичкиот одговор на АБ рамовска конструкција димензионирана според ЕН 1998-1-1. Компарацијата е направена врз основа на материјални модели за челик и бетон, за спроведување на сеизмичка и пожарна анализа, со користење на МКЕ софтверот ANSYS 16.0.

Кључне речи: сеизмички одговор, Еврокод стандарди, пожар после земјотрес

Igor DŽOLEV¹, Đorđe LAĐINOVIĆ², Meri CVETKOVSKA³,
Aleksandra RADUJKOVIĆ⁴, Andrija RAŠETA⁵

SEISMIC RESPONSE OF RC FRAME STRUCTURE MODELLED ACCORDING TO EN 1992-1-1 AND EN 1992-1-2

SUMMARY

Earthquakes are often followed by a number of post-earthquake fires. Since Eurocode standards provide calculation methodology and material models depending on the individual type of analysis, to combine the effects of earthquake followed by fire, a sequentially coupled numerical analysis, considering the same material models should be applied. This paper presents comparative analysis of seismic response of RC frame structure designed according to EN 1998-1-1. Comparison is made based on material models for concrete and steel provided for seismic and fire analysis, using finite element software ANSYS 16.0.

Key words: seismic response, Eurocode standards, post-earthquake fire

¹ Teach. Ass. MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, idzolev@uns.ac.rs

² Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

⁴ Ass. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, leksa@uns.ac.rs

⁵ Ass. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, araseta@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

In recent years, significant efforts, both experimental (Kamath et al. 2015) and numerical (Behnam et al. 2015), have been made to assess the behavior of structures exposed to multiple types of hazards, such as earthquake subsequently followed by fire. Although codes do not require for a typical structure to be designed for the two types of extreme loads, the probability of fire occurring in the aftermath of an earthquake is not negligible. In seismically active areas, structures are designed to sustain a certain level of damage, ensuring the protection of human lives, limiting the amount of damage and securing the structures important for civil protection to remain operational. (EN 1998-1-1 2004). To assess the seismic structural response by calculation, nonlinear analyses need to be conducted, considering strength of structural elements and their post-elastic behavior. Generally, two types of analyses are most commonly performed: nonlinear static (pushover) analysis and nonlinear dynamic (time-history) analysis.

Since the structure is experiencing plastic deformations, it is necessary to estimate the level of damage caused by the design earthquake, as well as residual deformations after unloading, as the starting point for the fire that follows. Eurocode standards provide calculation methodologies for both types of hazards, individually, but lacks recommendations on combining the two of them, especially in terms of material models used in analyses.

Depending on the type of analysis, material models for concrete and steel are developed accordingly. EN 1992-1-1 (2004) and EN 1998-1-1 provide models for confined and unconfined concrete. If lateral reinforcement is not modelled explicitly, confined concrete model should be used to model concrete element core, taking into account confinement provided by stirrups, which is assuring higher concrete strength and ductility, while unconfined concrete should be used to model concrete cover zone. For the fire analysis, EN 1992-1-2 (2004) recommends the use of concrete model as a function of temperature, implicitly accounting for transient creep effects, noticeable during fire.

Since these models are empirical and essentially different, this paper aims to compare the results of structural response for the design seismic action, for concrete models used in seismic and fire analysis.

2. MATERIAL MODELS

Mechanical properties for nonlinear analyses are presented through stress-strain relations. For steel reinforcement, stress-strain relations are approximated as bilinear and the only difference at ambient temperature is the value of characteristic strain at maximum force. According to EN 1992-1-1, maximum strain is achieved at 75‰, after which brittle fracture is assumed, while EN 1992-1-2 provides strain up to 150‰ for a maximum force, with linear decrease of bearing capacity up to a strain value of 200‰. These differences do not affect reinforced concrete structural response since concrete ductility is lower than steel by order of magnitude, providing that the failure of structure would appear much sooner, by crushing/cracking of concrete.

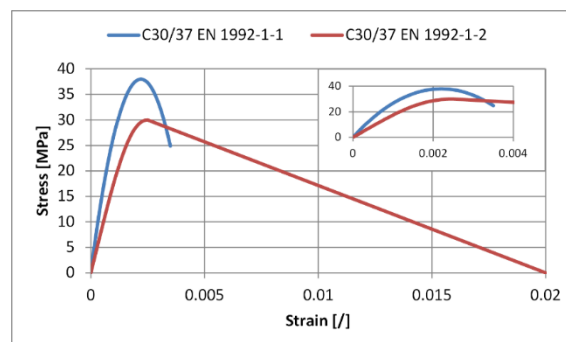


Fig. 1. Stress-strain curves for concrete C30/37 according to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2

Unlike steel, concrete models differ in the slope of stress-strain curve (modulus of elasticity), value of maximum compressive strength and corresponding strain and the ultimate compressive strain of

concrete. While EN 1992-1-1 assumes complete loss of strength at 3.5‰ strain (for concrete grades lower than C55/67), EN 1992-1-2 assumes more ductile behavior. After reaching maximum strength of concrete at 2.5‰, a descending branch is adopted (linear or nonlinear), gradually decreasing the bearing capacity of concrete until the ultimate strain is achieved at 20‰. The stress-strain curves for concrete C30/37, according to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 are presented in Fig. 1.

3. CASE STUDY

A three-story two-bay reinforced concrete frame structure presented in Fig. 2 is designed according to EN 1998-1-1, for the ductility class M and a maximum ground acceleration of 0.2 g. Concrete grade C30/37 reinforced with S500C type of reinforcing steel are adopted in the design. Seismic response is obtained using nonlinear static analysis. The structure under conditions of constant gravity loads, corresponding to the seismic load combinations, is laterally pushed by monotonically increasing horizontal loads to a target displacement, as an estimate of the expected global displacement attributed to the design earthquake. When using pushover analysis, the structural response is rationally approximated by the response of an equivalent single degree of freedom system (N2 method), if the response of the structure is mostly governed by a single mode. (Fajfar 2000) Numerical analyses are conducted using finite element software ANSYS 16.0 (Fig. 3). (2015)

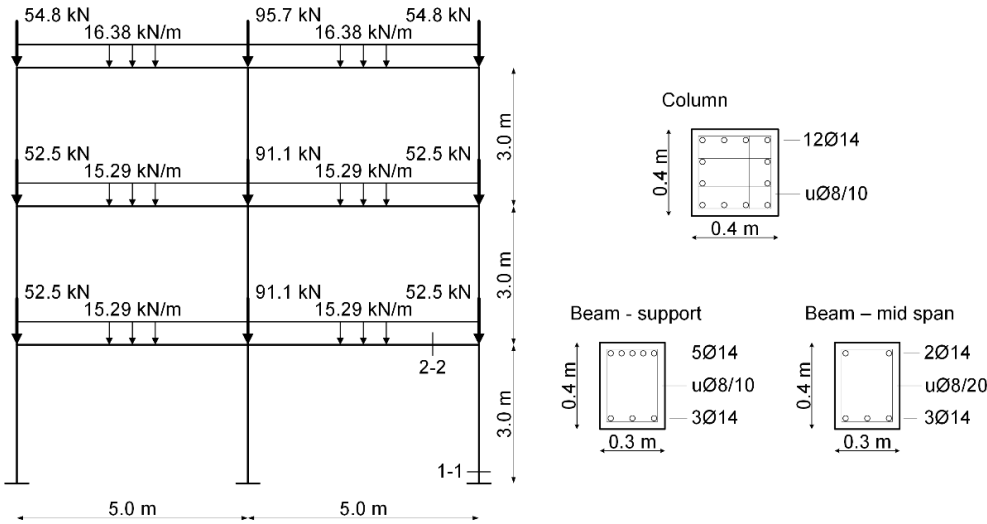


Fig. 2. RC frame geometry, load and adopted reinforcement

Using EN 1991-1-1 and EN 1992-1-2 material models, pushover curves, presenting the evolution of base shear with an increase of top floor target node horizontal displacement, are presented in Fig. 4. To validate results from numerical analyses conducted in ANSYS, comparison is made by creating additional numerical models using OPENSEES (2017) and SEISMOSTRUCT (2016). All three programs provided similar response, showing good agreement on the results accuracy.

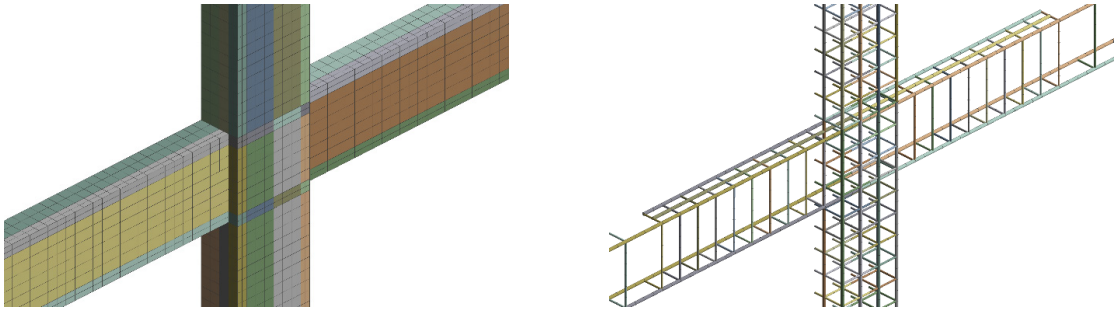


Fig. 3. 3D ANSYS 16.0 finite element mesh using plane symmetry: (left) solid65 for concrete and (right) link180 for reinforcement elements

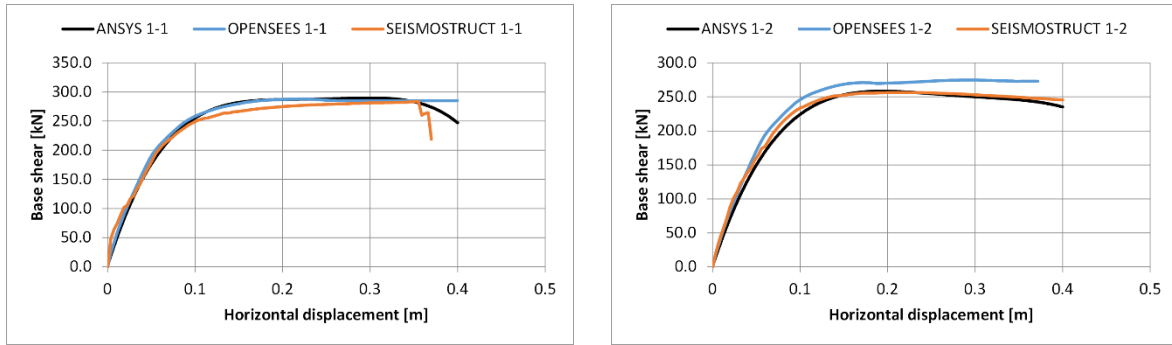


Fig. 4. Comparison of pushover curves for material models according to:
(left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

Pushover curves differ in the slope and maximum obtained shear force (Fig. 5). Lower initial modulus of elasticity of concrete modelled according to EN 1992-1-2 results in a lower structural stiffness and approximately 25% larger displacements for the same horizontal force. Lower values of maximum concrete compressive strength induce approximately 12% lower maximum shear force.

Target displacements obtained using N2 method are presented in Table 1. The first mode periods for the two types of material models are different, with the higher period corresponding to material model developed according to EN 1992-1-1 (higher modulus of elasticity of concrete). Although frequency response, as well as pushover curves, vary with implemented material models, calculated target displacements are practically the same. To determine the level of damage corresponding to the design earthquake, the structure is pushed to the target displacement.

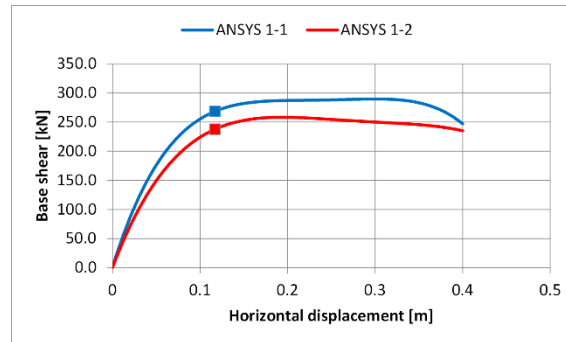


Fig. 5. Pushover curves with target displacements according to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2

Material model code	First mode period [s]	Target displacement [cm]
EN 1992-1-1	0.524	11.72
EN 1992-1-2	0.638	11.69

Table 1. Comparison of first mode periods and target displacements for two types of material models

Critical cross-sections (Fig. 1) are observed at the bottom of the right column and in the first-floor right beam at the section where discontinuity of additional reinforcement is introduced according to layout. Fig. 6-8 and Fig. 9-11 present comparison of stresses and strains in concrete and reinforcement for two types of material models and in two critical cross-sections, respectively.

K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 SZ 3
 Expression: SZ
 Time: 0.8695

2.6737e6 Max
 -2.2136e6
 7.1009e6
 -1.1988e7
 -1.6875e7
 2.1763e7
 -2.665e7
 -3.1537e7
 3.6425e7
 -4.1312e7 Min



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 SZ 3
 Expression: SZ
 Time: 0.86431

2.1813e6 Max
 -1.7277e6
 5.6366e6
 -9.5456e6
 -1.3455e7
 1.7363e7
 -2.1272e7
 -2.5181e7
 2.909e7
 -3.2999e7 Min

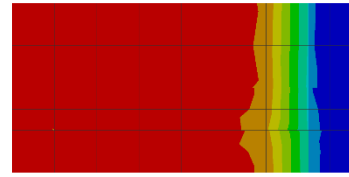
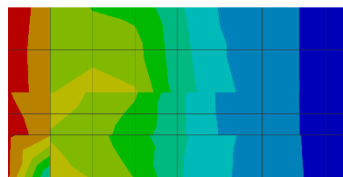


Fig. 6. Comparison of stress state for concrete in column section 1-1 at target displacement: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 EPTOZ 2
 Expression: EPTOZ
 Time: 0.8695

0.015346 Max
 0.013341
 0.011336
 0.0093304
 0.0073251
 0.0053197
 0.0033144
 0.0013091
 0.00069626
 -0.0027016 Min



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 EPTOZ 2
 Expression: EPTOZ
 Time: 0.86431

0.014566 Max
 0.012578
 0.01059
 0.0086017
 0.0066137
 0.0046258
 0.0026378
 0.0006499
 0.0013381
 -0.003326 Min

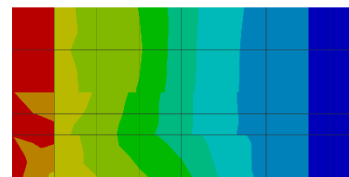


Fig. 7. Comparison of stress state for concrete in column section 1-1 at target displacement: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

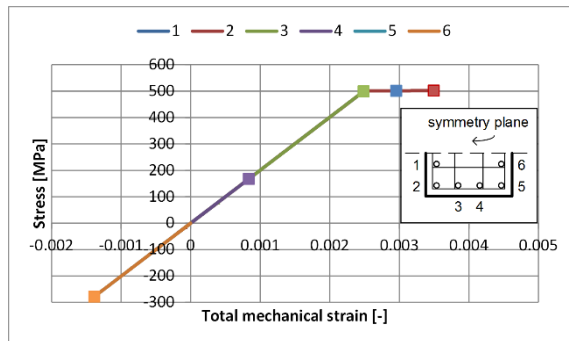
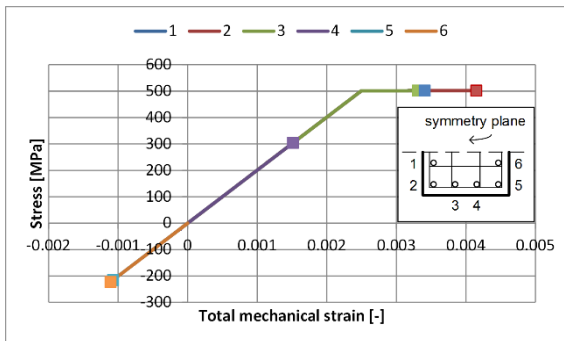


Fig. 8. Comparison of stress-strain curves for reinforcement in column section 1-1: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 SX 3
 Expression: SX
 Time: 0.8695

3.3254e6 Max
 -7.6403e5
 4.8535e6
 -8.9429e6
 -1.3032e7
 1.7122e7
 -2.1211e7
 -2.5301e7
 2.939e7
 -3.348e7 Min



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 SX 3
 Expression: SX
 Time: 0.86431

2.7636e6 Max
 -5.7505e5
 3.9137e6
 -7.2524e6
 -1.0591e7
 1.393e7
 -1.7268e7
 -2.0607e7
 2.3946e7
 -2.7284e7 Min



Fig. 9. Comparison of stress state for concrete in beam section 2-2 at target displacement: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

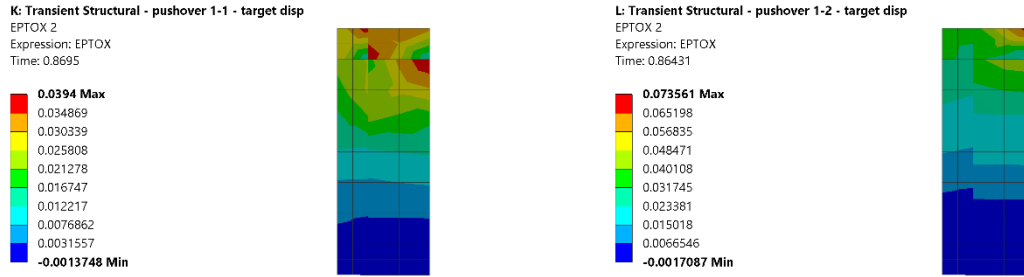


Fig. 10. Comparison of stress state for concrete in beam section 2-2 at target displacement: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

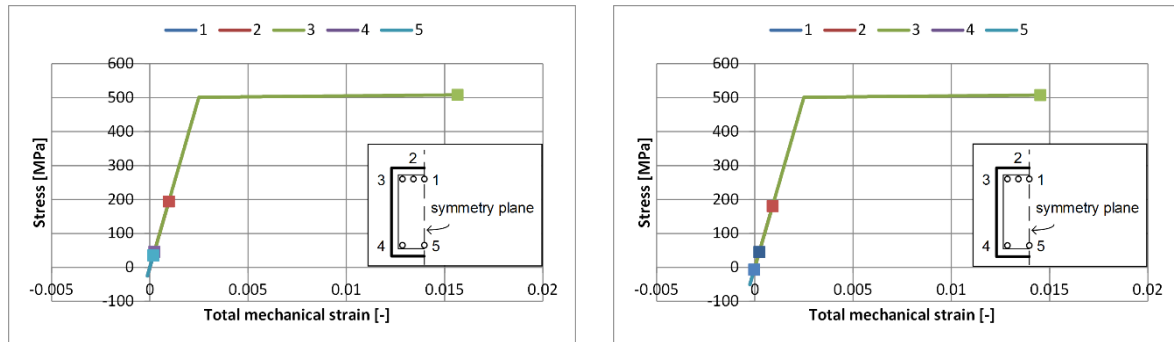


Fig. 11. Comparison of stress-strain curves for reinforcement in beam section 2-2: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

For the design earthquake, plastic deformations develop in both concrete and reinforcement elements in critical cross-sections. Based on the strains, crushing of concrete does not occur. Although yielding of some reinforcement bars is observed, full bearing capacity due to high ductility demand is provided.

In case of material model according to EN 1992-1-1, larger compressive stresses and lower values of strains are calculated in concrete, with slightly larger strains developed in reinforcement. The stiffer concrete model, therefore, results in up to 25% larger compressive stresses and up to 25% lower strains. Since the same tensile strength is assumed for both types of concrete, cracking occurs at much lower strain values for concrete modelled according to EN 1992-1-1 (larger elastic modulus) resulting in more severe cracking pattern, presented in Fig. 12.

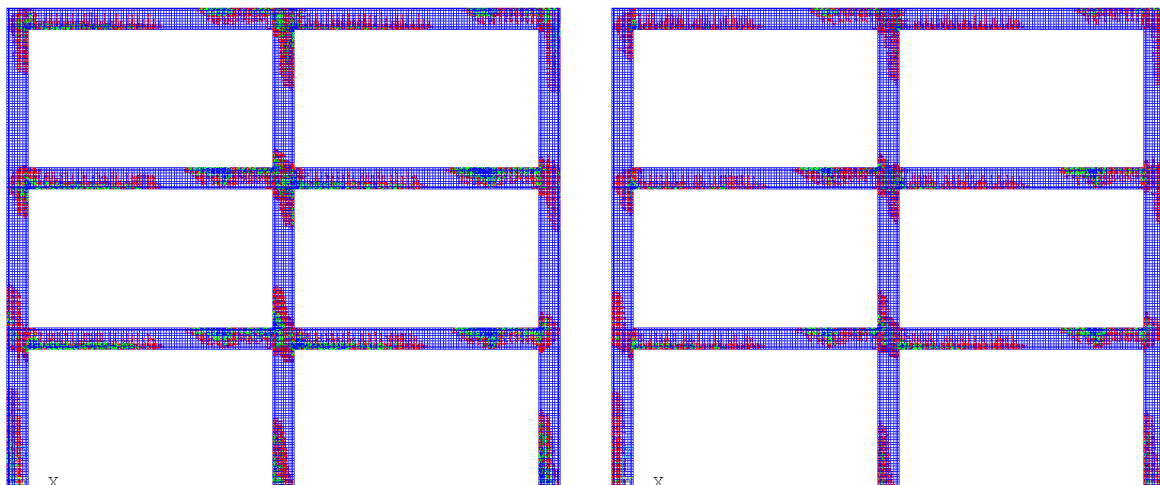


Fig. 12. Comparison of crack patterns at target displacement for material models according to: (left) EN 1992-1-1 and (right) EN 1992-1-2

4. CONCLUSION

Reinforced concrete frame structure designed according to EN 1998-1-1 was subjected to nonlinear static “pushover” analysis using two types of material models, proposed for seismic and fire analysis, by the Eurocode standards. The aim was to estimate the level of damage due to design earthquake for the supposed subsequent fire analysis. Material models are compared and discussed and results, in terms of pushover curves, target displacements and achieved stresses and strains in concrete and reinforcement in critical regions are presented.

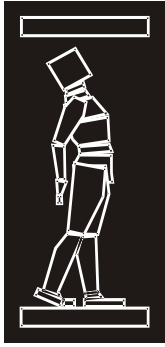
Both material models resulted in similar global behavior of the structure. Although target displacements estimated based on structural dynamic properties and pushover curves were practically the same, different material properties, mainly in terms of elastic modulus and compressive strength of concrete, resulted in up to 25% differences regarding the calculated stresses and strains in concrete and reinforcement elements in critical regions. Nevertheless, it can be concluded that both types of structures experienced nonlinear deformations, but failure mechanism did not occur, as expected according to the design procedure.

ACKNOWLEDGEMENT

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia. The authors would like to thank Faculty of Civil Engineering in Subotica, for the ceded license for ANSYS Academic product.

REFERENCES

- [1] ANSYS® Academic Teaching Mechanical (2015): *ANSYS Help Documentation, Release 16.0*, Canonsburg (PA), ANSYS, Inc.
- [2] Behnam B., Lim P.J., Ronagh H.R. (2015): *Plastic Hinge Relocation in Reinforced Concrete Frames as a Method of Improving Post-earthquake Fire Resistance*, Structures 2, pp. 21-31
- [3] EN 1992-1-1 (2004): *Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels, European Committee for Standardization
- [4] EN 1992-1-2 (2004): *Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design*, Brussels, European Committee for Standardization
- [5] EN 1998-1 (2004): *Design of Structures for Earthquake resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization
- [6] Fajfar, P. (2000): *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. Earthquake Spectra 16(3), pp. 573-592
- [7] Kamath P., Sharma U.K., Kumar V., Bhargava P., Usmani A., Singh B., Singh Y., Torero J., Gillie M. (2015): *Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame*, Fire Safety Journal 73, pp. 1-19
- [8] OpenSEES (2017): <http://www.wiki.ed.ac.uk/display/opensees/UoE+OpenSees>, 07/25/2017
- [9] Seismosoft (2016): *SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*, available from <http://www.seismosoft.com>, 07/25/2017



ДГKM
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Кемал ЕДИП¹, Влатко ШЕШОВ², Јулијана БОЈАЦИЈЕВА³, Тони КИТАНОВСКИ⁴ и
Јорданка ЧАНЕВА⁵

ЕФЕКТИ НА МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОЧВАТА ПРИ СЕИЗМИЧКАТА АНАЛИЗА НА РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

При сеизмичкото анализирање на зградите динамичкиот одговор на конструкцијата се претпоставува на фиксна основа. При сеизмичкото дејство почвените поместувања се пренесуваат и на конструкцијата од каде интеракцијата помеѓу почва и конструкција добива во значење. Само во домен на мали деформации, линеарното моделирање на почвата обезбедува почетна реална симулација, со понатамошно зголемување на деформациите, линеарното моделирање на почвата дава значителна разлика во резултатите. Оттука, нелинеарното моделирање на почвениот материјал треба да се земе во предвид со оглед на фактот дека малите деформации во почвата се карактеристични само за случаи на многу ниско сеизмички побуди кои и не се од особен интерес при сеизмичка анализа на интеракција почва-конструкција. Добиените резултати покажуваат дека изборот на нелинеарните материјални модели за симулација имаат големо влијание на резултатите.

Клучни зборови: нумеричко моделирање, мултифазен пристап

'Kemal EDIP¹, Vlatko SHESHOV², Julijana BOJADJIEVA³, Toni KITANOVSKI⁴ and
Jordanka CHANEVA⁵

SOIL MODELLING EFFECTS ON SEISMIC ANALYSIS OF FRAMES

SUMMARY

In seismic analysis of buildings usually the dynamic response of the structure is considered assuming a fixed base. However, during seismic loading the soil undergoes deformations which are translated to the foundation. Therefore, the interaction between the structure and the soil is important and should be taken into consideration. Only in domain of small deformation the linear soil modeling reveals initially real simulation of the soil phenomena. As deformations increase, linear modeling of soil shows significant difference in results. Thus, nonlinear material modeling of soil should be used considering the fact that small soil deformations are characteristic only in low seismic excitation and are not important in the seismic analysis of soil structure interaction phenomena. The obtained results show that the selection of non-linear material models for simulation influences the results enormously.

Key words: numerical modelling, multiphase approach

¹ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Assist. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁵ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jordanka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In modeling of constitutive relations for analysis of soil media several important topics should be considered in order to estimate the soil structure interaction in a correct manner. In the past decades many attempts have been performed to develop constitutive models for modeling of soil media. Mainly non-linear material models have played important role although not clearly defining what seem to be acceptable.

One of the important points in dealing with soil modelling is the failure envelope where its description plays a crucial role in soil simulation. The aim of this study is to present the newly implemented material models in finite element software ANSYS for simulation of soil medium in soil-structure interaction problems.

The constitutive models are usually classified with respect to their mathematical parameters. [1, 2]. Although the classification of the material models is useful for scientists it is still confusing for the wider professional public. At the end the engineers are the users of the constitutive models for modeling properly the particular tasks. Therefore, model evaluation appears more useful for users of constitutive models in geotechnical engineering. Laboratory experiments of soil specimens are used for testing of constitutive models and checking for some basic soil features such as nonlinearity, irreversibility, failure criteria, deformation history etc.

As given in the work of Herle [3] it is quite impossible to consider all features by using only single material model. In the work of Chi and Kuchwaha [4] a non linear finite element model has been developed to study the soil failure by using the hyperbolic stress strain model. Experiments conducted by Rowe and Peaker [5] show that both deformation mode and magnitude affect the distribution of earth pressure. Building upon the pioneering works of Drucker and Prager [6] on soil plasticity the trend has been to develop more precise and correct elastoplastic models for simulation of real materials. In the work of Loret and Prevost [7] different parameters are considered in solutions for the Drucker-Prager elasto-plastic material models. On the other hand development of von Mises [8] elastic plastic equations has enabled considerable improvement in simulation of soil materials.

2. MODELLING OF SOIL

In using finite elements the integration of the constitutive relations is considered at the integration points. The incremental analysis is done and the solution is assumed to be known at the start of the increments. Knowing the strain increment $\Delta\varepsilon$ it is possible to calculate the stress at the end of the increment. In general the integration of the non-linear models presents a challenging numerical problem since the plastic strain is defined as a rate after the material behavior has changed at the yield point.

In this work in numerical modeling the soil in the soil structure interaction problem is modeled as a non-linear medium using the Extended-Drucker-Prager (EDP) and Multilinear-isotropic (MISO) material models. In order to complete the investigation an elastic model of soil is also simulated for completeness of the comparison.

The frame structures are exposed to earthquake acceleration and the results compared accordingly. Then the non-linear material models are compared with elastic soil medium and the results are discussed consequently. For more detailed explanation of the material models the reader is referred to [7, 9]. The calibration of the nonlinear material models is done according to the work of Kodama and Komiyo [10].

The multilinear Isotropic material model (MISO) uses the von Mises yield criteria coupled with an isotropic work hardening assumption. The material behavior is described by a multilinear stress-strain curve starting at the origin with positive stress and strain values. The initial slope of the curve is taken as the elastic modulus of the material. At the specified yield stress the curve continues along the second slope defined by the tangent modulus. The tangent modulus cannot be less than zero nor greater than the elastic modulus [11].

On the other hand the Extended Drucker-Prager EDP model uses the outer cone approximation to the Mohr-Coulomb law. The amount of dilatancy can be controlled with the dilatancy angle. If the dilatancy angle is equal to the friction angle, the flow rule is associative [11].

The soil medium is presented as a two dimensional model composed of four layers resting on bedrock. In Table 1 the soil layers properties are tabulated in a way that the bottom layers are characterized with better soil characteristics.

Soil medium	Layer number	Thickness (m)	Density (kg/m ³)	Elastic Modulus (kPa)	Friction angle (deg)	Uniaxial yield stress (kPa)
Elastic	1	3	1.15	3000		
	2	7	1.32	3300		
	3	6	1.54	3550		
	4	14	2.1	1400		
EDP	1	3	1.15	3000	33	
	2	7	1.32	3300	33	
	3	6	1.54	3550	33	
	4	14	2.1	1400	33	
MISO	1	3	1.15	3000		0.15
	2	7	1.32	3300		0.15
	3	6	1.54	3550		0.15
	4	14	2.1	1400		0.15

Table 1. Material parameters in finite element analysis

The soil is discretized using eight noded plane strain elements PLANE82. The dynamic analysis is performed by transient analysis using the step by step method. The proportional viscous damping matrix is taken to be proportional to mass and stiffness matrix (Rayleigh damping). The Rayleigh damping factors, alpha and beta are calculated such that the critical damping is 5% for first two modes. The bottom boundary of the soil model is fixed while side boundaries are simulated as viscous boundaries.

3. SOIL STRUCTURE INTERACTION SYSTEM

In order to show the influence of the soil material modelling to the structural response a comparison of three different cases has been performed. First the soil medium is simulated as an elastic material model. Then the same soil medium is simulated as nonlinear by considering the EDP and MISO material models. In order to have a bigger range of results the frame is considered as one, three and five storey frames. The frame structural elements are idealized as two dimensional elastic beam elements BEAM3 having three degrees of freedom at each node, translations in the nodal x and y directions and rotation about the nodal z axis. The behaviour of the frame structure is supposed as elastic and is modelled using two parameters, the modulus of elasticity $E=3.15 \times 10^7$ kPa and Poisson's ration $\nu=0.2$. The bay length of the frame is taken to be 4.0 m and storey height of 3.0 m. Section of beams is 35 x 45 cm while the column section is 40 x 40cm. A mass of 15 tons is assigned on each node to simulate the real structural behaviour. For all RC frames the beam and column sections, floor masses and number of bays are kept constant in all cases.

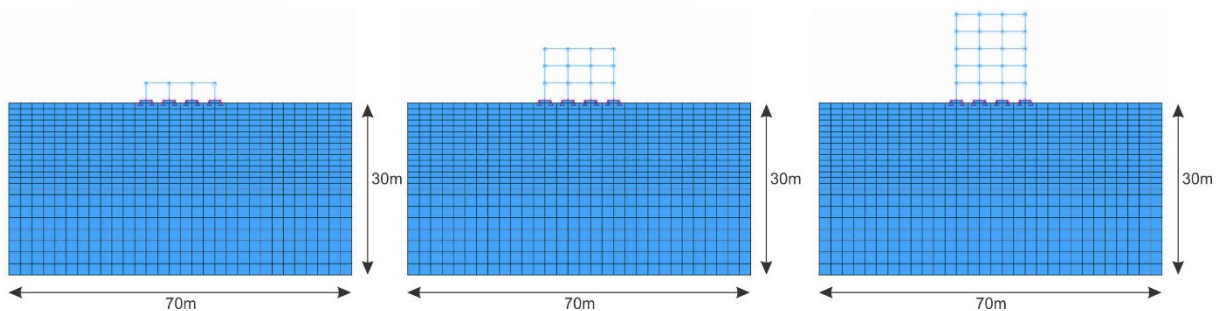


Fig. 2. Coupled Soil structure system of a five storey frame

Finite element modelling of the coupled soil-structure system is performed by the software ANSYS [11] as shown in Fig. 2. The effect of soil-structure interaction is carried out with the acceleration time history of the El Centro earthquake with a scaled peak ground acceleration of 0.35g. The foundation where the structure is supported is taken to be 8 noded plane element having two degrees of freedom in each node, translations in the nodal x and y directions. The moment transfer capability between the column and the footing is created by using a constraint equation where the rotation of the beam is transferred as force couples to the plane element. In Table 2 below the difference in the structural response is given.

No. of Storey	Soil Medium	Max. acceleration at top of Str. (m/s ²)	Max. displacement at top of Str. (mm)	Max. moment at top of Str. (kNm)
1	Elastic	3.93	11.33	34.21
	EDP	3.78	11.19	30.72
	MISO	3.852	11.27	32.04
3	Elastic	4.12	4.87	2.92
	EDP	3.82	4.89	2.83
	MISO	3.92	5.59	2.28
5	Elastic	5.06	7.11	7.31
	EDP	4.22	6.68	6.59
	MISO	4.93	8.24	6.95

Table 2. Structural values from the analysis of the frame structures

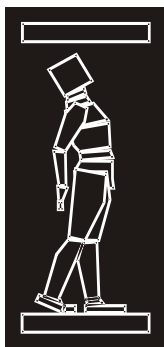
According to the acceleration values of the Table 2 the maximum acceleration at the top of structure is larger in linear elastic case when compared with other material models. This illustrates that in simulation of soil medium by usage of elastic material model is not realistic and should be considered carefully. On the other hand, in using EDP material model the maximum structural moment at top of structure has smaller values when compared with elastic material model. In moment comparison the usage of MISO model has similar values with the EDP model although the deviation of the results is observed. When comparing the horizontal displacement at the top of structures it can be stated that in all cases of frames considered the EDP model predicts the smallest values. Thus it can be stated that in simulation of soil medium by non-linear material models the selection of the material models must be considered carefully.

4. CONCLUSION

In this work soil structure interaction problem has been partially considered by considering the influence of soil modelling. A number of simulations using elastic, Extended-Drucker-Prager and Multilinear isotropic material models have been considered in order to consider the effects on displacement, structural moment and acceleration at the frame structures resting on top of the soil model. The paper demonstrates that the usage of different material models leads to complexity in analysis of the results. The dependency of soil behavior on selection of material models is well represented in the simulations. Main limitations of the models cause over prediction of the values in displacement, structural moment and accelerations. The best algorithm of soil modeling is the one that combines computational efficiency with acceptable accuracy. Since analytical solution is not always available all non-linear material models are implemented with some negligible error.

REFERENCES

- [1] Darve, F., Incrementally non-linear constitutive relationships. *Geomaterials, Constitutive Equations and Modelling*, 1990: p. 213-238.
- [2] Cambou, B. and C. Di Prisco, *Constitutive modelling of geomaterials* (2000): Hermes Science Publications.
- [3] Herle, I., (2008) „On basic features of constitutive models for geomaterials”. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*. 38(1-2): p. 61-80.
- [4] Chi, L. and Kushwaha, R. (1990) A non-linear 3-D finite element analysis of soil failure with tillage tools. *Journal of Terramechanics*. 27(4): p. 343-366.
- [5] Rowe, P. and Peaker, K. (1965) Passive earth pressure measurements. *Geotechnique*. 15(1): p. 57-78.
- [6] Drucker--, D., Prager, W. and Greenberg, H. (1952) Extended limit design theorems for continuous media. *Quart. Appl. Math.* 9(4): p. 381-389.
- [7] Loret, B. and Prevost, J.H. (1986) Accurate numerical solutions for Drucker---Prager elastic-plastic models. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 54(3): p. 259-277.
- [8] Krieg, R. and Krieg, D. (1977) Accuracies of numerical solution methods for the elastic-perfectly plastic model. *ASME, Transactions, Series J-Journal of Pressure Vessel Technology*. 99: p. 510-515
- [9] Nyssen, C. (1981) An efficient and accurate iterative method, allowing large incremental steps, to solve elasto-plastic problems. *Computers & Structures*. 13(1-3): p. 63-71.
- [10] Kodama, N. and Komiya, K. (2010) Model Experiment and Numerical Modelling of Dynamic Soil-Structure Interaction, in *Materials with Complex Behaviour*, A. Öchsner, L.F.M. Silva, and H. Altenbach, Editors. Springer Berlin Heidelberg. p. 269-276.
- [11] ANSYS. Fem Software. 2006.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Кемал ЕДИП, Влатко ШЕШОВ, Дејан ИВАНОВСКИ, Антонио ШОКЛАРОВСКИ

РАЗВИВАЊЕ НА НУМЕРИЧКИ МОДЕЛ НА КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВЕНИ МЕДИУМИ

РЕЗИМЕ

Во нумеричката симулација на геотехнички проблеми нумеричката симулација е од голема важност. При тоа потребно е да се направи валидација со експериментални и / или аналитички резултати. Целта на овој труд е да се претстави математичка рамка и нејзината соодветна дискретизација на конечни елементи за порозни медиуми. Моделот е развиен како комплексен модел на поместување-притисок во кој порозниот медиум е составен од почвен скелет и вода / воздух во порите. Следствениот математички модел вклучува равенки на балансот на маса и моментум за целиот систем. Во трудот се постигнуваат интересни резултати од нумеричката симулација кои се дискутирани детално.

Клучни зборови: нумеричко моделирање, симулација на почвен медиум

Kemal EDIP, Vlatko SHESHOV, Dejan IVANOVSKI and Antonio SOKLAROVSKI

DEVELOPMENT OF NUMERICAL MODEL OF FINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA

SUMMARY

In numerical simulation of geotechnical problems the correctness of simulation is of great importance. Thus validation with experimental and/or analytical results must be done. The aim of this paper is to present a mathematical framework and its corresponding coupled finite element discretization for porous media. The model is developed as a coupled displacement-pressure formulation in which the porous medium is composed of a soil skeleton and water/air in the pores. The consequent mathematical model involves equations of mass and momentum balance for the whole system. Interesting outcomes are achieved from the numerical simulation and results are discussed thoroughly.

Keywords: numerical modelling, simulation of soil medium

1. INTRODUCTION

In numerical simulation of heterogeneous materials, it is of great interest that the media is simulated as multiphase media. In geotechnical engineering multiphase modeling has great importance since realistic predictions for the soil's behavior can be obtained in both loading and unloading cases. In simulation of porous media such as soils, the behavior is governed largely by the interaction of the solid skeleton with water and/or air in the pores. Therefore, coupled problems of fluid flow and deformation of solid skeleton are considered in a detailed way.

In describing soil media, various approaches are presented in literature [1-3]. One of the main advantages of using this particular numerical model is that the model is able to simulate distinct mechanical properties of the porous geo-materials.

Simulation of different problems in porous media considering finite elements in time domain has been implemented in literature in the last years. Implementation of the numerical model is performed by using the software ANSYS.

2. DEVELOPMENT OF NUMERICAL MODEL

In defining porous media, one of the great difficulties is to mathematically represent the phases involved. In describing these porous soil media, factors like water saturation and pore pressure have a strong impact on the load distribution. In the description of the material, the macroscopic approach has been followed in which the soil behavior is homogenized over a representative volume element. The concept of volume fractions has been used to evaluate the participation of each constituent in formulation of the equilibrium equations for each phase and to take into consideration the interaction among the phases. Following the concept of volume fractions, the entire volume consists of solid fraction V_s and pore volume V_p . The pore volume fraction is composed of water and air phases V_w and V_a , respectively as given in Fig.1.

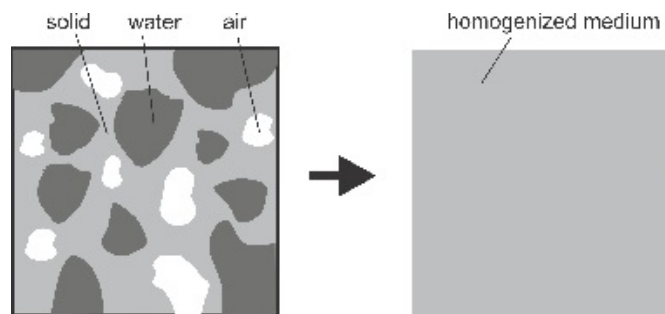


Fig. 1. Homogenization of soil medium

In order to account for the local composition of the mixture, local volumetric ratios are introduced according to the concept of volume fractions. The volume V of the overall medium results from the sum of the partial volumes of the constituent bodies.

$$V = \int_B dv = \sum_{\alpha} V^{\alpha} \quad (1)$$

The volume fraction of solids in relation to the pore volume is given by void ratio n while the proportion of pores sizes are described by void ratio e .

$$n = \frac{\text{Pore volume}}{\text{Total volume}} = \frac{V_g + V_w}{V} \quad (2)$$

$$e = \frac{\text{Pore volume}}{\text{Solid volume}} = \frac{V_g + V_w}{V_s} \quad (3)$$

Assuming no mass exchange between phases the balance of mass can be written for each phase as:

$$\frac{d^\pi \rho^\pi}{dt} + \rho^\pi \nabla \cdot v_\pi = 0 \quad (4)$$

In the equation above the total derivative is considered with respect to the motion of the π phase. On the other hand, the local form of momentum balance equation for the mixture under quasi static conditions is given as follows:

$$\nabla \cdot \sigma + \rho g = 0 \quad (5)$$

The capillarity-saturation relationships provide link between the volume fractions of water and air. Their pressures describe the ability of soil to store water. For a better understanding of the capillarity-saturation relationships, first the phenomenon of capillarity is explained. The capillarity describes the dynamic effect due to surface tension of so-called wetting liquids in closed cavities. The relationship between the capillarity and saturation of soil depends not only on the fluid properties but also on the structure of the porous medium.

Arguably the oldest capillarity-saturation relation and still widely used approach is first presented by the Brooks and Corey[4] . On the basis of test results, the capillarity saturation relationship is defined as:

$$S_e = \begin{cases} \left(\frac{p_c}{p_e} \right)^\lambda & \text{for } p_c \geq p_e \\ 1 & \text{for } p_c < p_e \end{cases} \quad (6)$$

Another most popular approach to describe the capillarity-saturation relationship is given by Van Genuchten [5]. In his work the saturation relationships are determined on the basis of experimental results and can be stated as:

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{p_c}{p_e} \right)^n \right]^{-m} \quad (7)$$

In the work of Liakopuouls [6] in order to mathematically describe the flow of the immiscible fluids through the porous medium, the experimentally determined functions of the following form are adopted as follow:

$$S_w = 1 - 0.10152(p_c)^{2.4279} \quad (8)$$

And

$$k_{rw} = 1 - 2.207(1 - S_w)^{1.0121} \quad (9)$$

It is to be mentioned that all above relations have been introduced to the model by using the User Programmable Features of the ANSYS software.

3. NUMERICAL IMPLEMENTATION OF THE PROPOSED MODEL

In this part, the focus is given on the finite element method implementation of the proposed numerical model in the software ANSYS. The spatial discretization is performed by means of interpolation polynomials (shape functions). Usually, for the structural degrees of freedom biquadratic and for the pressure degrees of freedom bilinear approaches are selected. The solution of the differential equation is in compliance with the physical nonlinearity in the time domain. As appropriate, the solution algorithm is Newton-Raphson method. The overall implementation in ANSYS[7] software can be shown as in Figure 2 below:

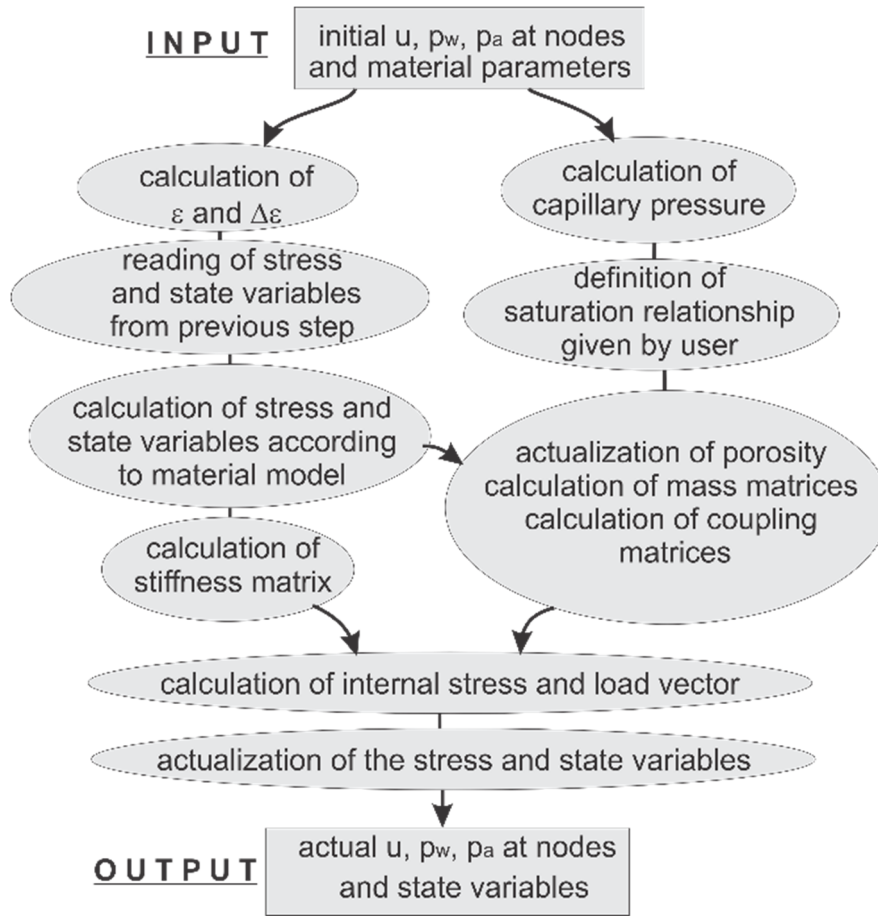


Fig. 2. ANSYS implementation of the proposed numerical model

Following the work of first author [1] the finite element equations for the numerical model can be summarized as follows:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_w & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_g & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{sw}^T & \mathbf{P}_{ww} & \mathbf{C}_{wa} \\ \mathbf{C}_{sa}^T & \mathbf{C}_{aw} & \mathbf{P}_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{p}}_w \\ \dot{\mathbf{p}}_a \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{C}_{sw} & -\mathbf{C}_{sa} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H}_{ww} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{H}_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \bar{\mathbf{u}} \\ \bar{\mathbf{p}}_w \\ \bar{\mathbf{p}}_a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{f}_u \\ \mathbf{f}_w \\ \mathbf{f}_a \end{pmatrix} \quad (10)$$

The nodal degrees of freedom for displacement, water and air pressure are taken into consideration as \mathbf{u} , \mathbf{p}_w and \mathbf{p}_a . Their first and second time derivative of solid phase complete the system of equations. The different matrices of the system of equations describe different properties of the numerical model. The indices provide information about the nature and function of the matrix, which can be interpreted as follows.

The coupling matrices C_{sw} , C_{sa} describe the interaction of the solid phase with water and air phases. The mutual influence of the fluids with each are represented by C_{wa} . The compressibility of the various phases and their effects on the entire media is considered by compressibility matrix P_{ww} . The Permeability matrix H_{ww} on the other hand, concerns the flow behaviour.

4. APPLICATION OF THE NUMERICAL MODEL

The application of the numerical model is done by comparing the results with two experiments. Namely, first the partial consolidation is considered then the seepage experiment is numerically investigated. The example of partial consolidation involves a partially saturated soil column. The pore water pressure at the top of the soil column is changed though the experiment. The example of soil column of 1m in height as given in Fig.3 is considered

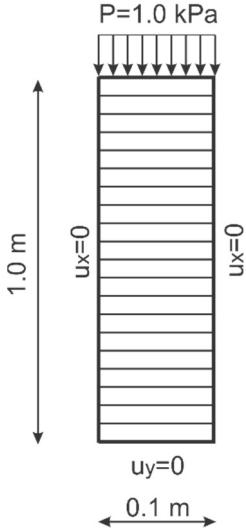


Fig. 3. Domain of partially saturated column

The domain is discretized in using a rectangular grid consisting of 20 elements. A uniform nodal spacing of 0.1m was used in the vertical direction. The soil column was assumed to be unsaturated with an initial water saturation of 0.52. The initial pore water pressure is set to be 280kPa. Subsequently, the pore water pressure at the top surface is changed immediately from 280 kPa to 420 kPa while it is exposed to air pressure.

Table 1. Material properties for analysis of soil consolidation

Young's modulus of elasticity	$E = 6 \text{ MPa}$
Poisson's ratio	$\nu = 0.4$
Solid grain density	$\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$
Bulk modulus of solid grains	$K_s = 0.14 \times 10^{10} \text{ Pa}$
Bulk modulus of water	$K_w = 0.43 \times 10^{13} \text{ Pa}$
Bulk modulus of air	$K_a = 0.1 \times 10^6 \text{ Pa}$
Water density	$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
Air density	$\rho_a = 1.22 \text{ kg/m}^3$
Initial porosity	$n = 0.3$

Intrinsic permeability	$k = 0.46 \times 10^{-11} \text{ m}^2$
Water viscosity	$\mu_w = 1.0 \times 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$
Air viscosity	$\mu_a = 1.8 \times 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$
Gravitational acceleration	$g = 9.806 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$
Atmospheric reference pressure	$p_{\text{atm}} = 101.0 \text{ kPa}$

The results are compared with the results from the experiment simulation of Khoei [8].

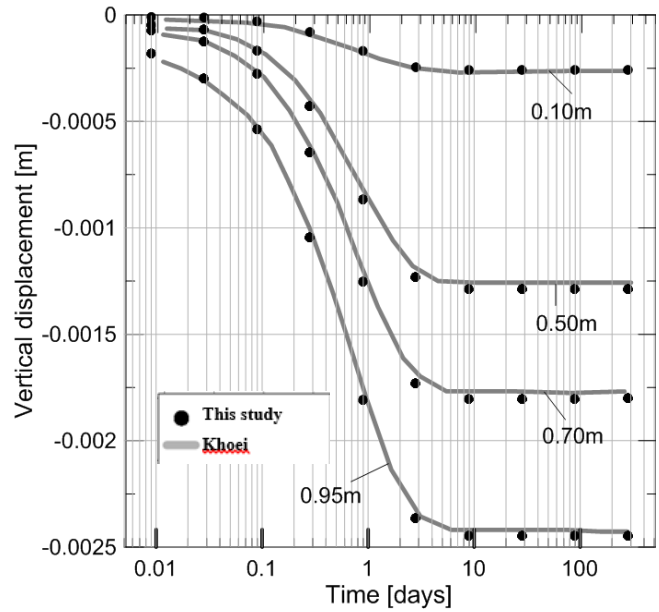


Figure 4. Comparison of vertical displacement through time

As can be seen from Fig. 4 the vertical displacement is the biggest at the upper part of the soil column. When comparing the simulations between the numerical values of Khoei [8] this study the difference is acceptable.

On the other hand, when simulating the seepage experiment of Liakopoulos the following discretization is considered.

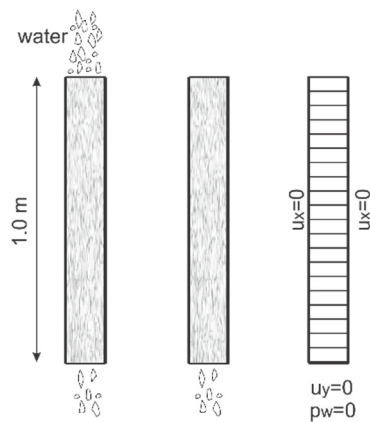


Fig. 5. Comparison of vertical displacement through time

In order to obtain the initial conditions in the laboratory, the water is continually added from the top and is left to drain freely at the bottom until steady-state water flow corresponding to the atmospheric pore water pressure throughout the sand column is established. The water supply was regulated so carefully that no pore water pressure built up. At the beginning of the experiment the water supply at the top of the column was cut off. Then, the pore water in the sand gradually drained out from the bottom end by gravity.

Table 2. Parameters of the soil material

Young's modulus of elasticity	$E = 1.3 \text{ MPa}$
Poisson's ratio	$\nu = 0.4$
Solid grain density	$\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$
Bulk modulus of solid grains	$K_s = 1.0 \times 10^6 \text{ MPA}$
Bulk modulus of water	$K_w = 2.0 \times 10^3 \text{ MPA}$
Bulk modulus of air	$K_a = 0.1 \text{ MPA}$
Water density	$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
Air density	$\rho_a = 1.20 \text{ kg/m}^3$
Initial porosity	$n = 0.2975$
Intrinsic permeability	$k = 4.5 \times 10^{-13} \text{ m}^2$
Water viscosity	$\mu_w = 1.0 \times 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$
Air viscosity	$\mu_a = 1.8 \times 10^{-5} \text{ Pa}\cdot\text{s}$
Gravitational acceleration	$g = 9.806 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$
Atmospheric reference pressure	$p_{\text{atm}} = 0.0 \text{ MPa}$

In Figure 5 numerical results of the calculation by this model and experimental values for displacement are shown.

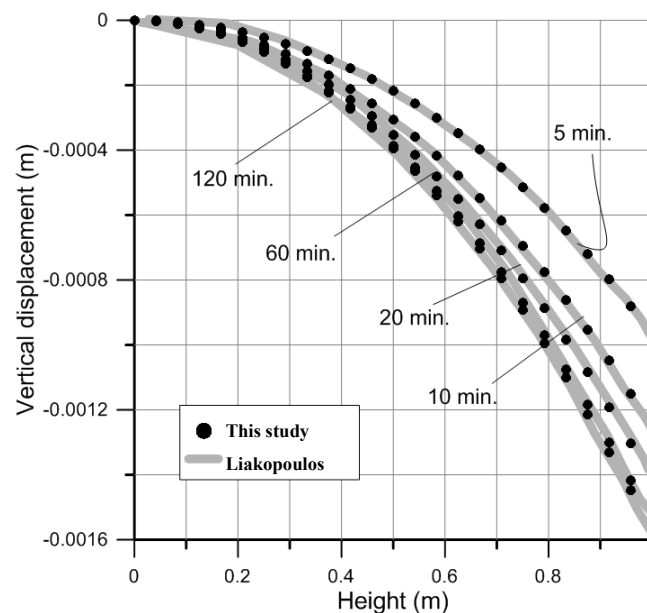


Fig. 6. Comparison of vertical displacement

As can be seen from the Figure 6 the numerical model of this study predicts the experimental results quite well.

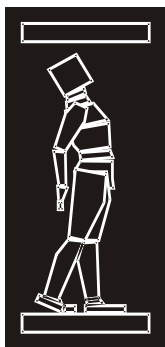
5. CONCLUSION

This work focuses on development of numerical model, which has been developed within the framework of the theory of porous media. The proposed model can be utilized as a tool for many geotechnical problem simulations considering problems of moderate complexity implementation.

In this particular work, special attention is paid to simulation of different problems related to geotechnical engineering including seepage and consolidation problems. The advantage of this method is that it is easy to be altered by changing the programming routines. The computed responses from the numerical models are consistent with the obtained results.

REFERENCES

- [1] Edip, K., *Development of three phase model with finite and infinite elements for dynamic analysis of soil media*, 2013, Ss. Cyril and Methodius: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.
- [2] Sesov, V., K. Edip, and J. Cvetanovska. *Evaluation of the Liquefaction Potential by In-situ tests and Laboratory experiments in complex geological condition*. in *15WCEE*. 2012. Lisabon, Portugal.
- [3] Simoni, L. and B.A. Schrefler, *F.E. solution of a vertically averaged model for regional land subsidence*. INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING, 1989. **27**(1): p. 215-230.
- [4] Corey, A.T. and R.H. Brooks, *The Brooks – Corey Relationship*, 2002: United States University of California at Riverside.
- [5] van Genuchten, M.T., *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils I*. Soil Sci. Soc. Am. J., 1980. **44**(5): p. 892-898.
- [6] Liakopoulos, A.C., *Transient flow through unsaturated porous media*, 1965, University of California, Berkeley.
- [7] ANSYS. *Fem Software*. 2006.
- [8] Khoei, A.R. and T. Mohammadnejad, *Numerical modeling of multiphase fluid flow in deforming porous media: A comparison between two- and three-phase models for seismic analysis of earth and rockfill dams*. Computers and Geotechnics, 2011. **38**(2): p. 142-166.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Игор ЃОРЃИЕВ¹, Александар ЖУРОВСКИ², Михаил ГАРЕВСКИ³

ВЕРИФИКАЦИЈА НА НАПРЕДНАТА ФРЕКВЕНТНА ДОМЕН ДЕКОМПОЗИЦИЈА СО ТЕСТОВИ НА ПРИНУДНИ ВИБРАЦИИ НА ДЕВЕТКАТНА АБ ЗГРАДА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е опфатен успешниот развој на апликација за процесирање на сигнали и анализа по напредната фреквентна домен декомпозиција (EFDD). Придобивката од оваа апликација е можноста за подобрување на методологијата и за имплементирање на дополнителни параметри за добивање на поверодостојни резултати. Валидацијата на методологијата и имплементираните алгоритми беше спроведена преку компарација на резултатите со вредностите определени од тестовите со принудни вибрации на деветкатна А.Б. зграда. Од презентираниите резултати може да се заклучи дека експериментално и аналитички идентификуваните фреквенции и тонови форми се сфаќаат. Исто така, пресметаното модално придушвање према логаритамски декремент и половина степен методите е во корелација. Може да се заклучи дека развиената апликација има доволна точност и брзина за да се примени за процесирање во реално време.

Клучни зборови: напредна фреквентна домен декомпозиција, принудни вибрации, амбиентални вибрации

Igor GJORGJIEV¹, Aleksandar ZHUROVSKI², Mihail GAREVSKI³

VALIDATION OF ENHANCED FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION BY FORCE VIBRATION TESTS ON NINE- STORY RC BUILDING

SUMMARY

This paper deals with successful development of application for signal processing and enhanced frequency domain decomposition analysis EFDD. The benefit of this application is the ability to improve the methodology and to implement some additional parameters for obtaining a more reliable result. The validation of the methodology and implemented algorithm was performed by comparison of the results to values obtained from force vibration tests on nine-story RC building. From the presented results, it can be concluded that the experimentally and analytically identified natural frequencies and mode shapes are exactly matched. Also, the calculated modal damping by logarithm decrement and half-power method is in correlation. It can be concluded that the developed application for has sufficient accuracy and speed for its usage in real time processing.

Keywords: Enhanced Frequency Domain Decomposition, force vibration, ambient vibration

¹ Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology- IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² PhD student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology- IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zurovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology- IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, garevski@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Experimental identification of modal parameters (experimental modal analysis- EMA) is a research topic with fruitful six-decade history. Its application started in Mechanical Engineering where characterization of the dynamic behaviour of relatively small structures tested in controlled environment in laboratory conditions needed to be done. Nowadays, this methodology is known as forced vibration tests (FVT) where simultaneous measurements of one or more dynamic excitation and the corresponding structural response is measured. EMA techniques are nowadays well known and are used for identification of modal parameters of structures like bridges, dams and buildings. However, application of EMA techniques in the field of civil engineering is far more complex due to the large size of the structures and difficulties in applying dynamic excitation in these conditions. Therefore, in civil engineering structures, ambient vibration tests (AVT) are more practical, economical and possible. By this modal identification technique, the artificial excitation produced by heavy and expensive shakers is replaced by ambient vibration forces like wind or traffic induced forces. In this way, the modal parameters can be identified without disturbing the normal operation of the structure that is under analysis and furthermore the analyzed structures are identified using real operation conditions so the obtained results are associated with realistic levels of vibrations. On the other hand, the level of excitation is low so very sensitive sensors with very low noise levels have to be used and even then lower signal to noise ratios compared to the ones observed in FVT tests can be expected. Other disadvantages of AVT tests are the shorter coverage of frequency content and lower possibility to excite stiffer structures together with the fact that the defined mode shapes are not scaled in absolute sense due to the impossibility to measure the modal masses. Because with AVT tests the modal parameters (natural frequencies, mode shapes and damping) are derived from measurement of structural responses (outputs) only, the identification is called operation modal analysis (OMA) or output- only modal analysis (due to inability to measure the input).

The presented paper aims at providing overview of the theoretical background behind definition of one of the most important modal properties of any structure (mode shapes and modal damping) using different techniques. Damping estimation using the well know half-power bandwidth and logarithmic decrement methods is briefly described. Also, modal estimation using Frequency Domain Decomposition (FDD) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) methods is given in more details. Due to feature limitations of commercial programs, a custom software has been developed in IZIIS. The main aim of the software is signal processing and operational modal analysis where FDD and EFDD methods are implemented. The algorithm is written in c+ language with full support for parallel processing. The visualization of the input and output data is done in windows presentation foundation WPF environment. The main advantage of this custom-made software is its ability for definition of user-defined values for different parameters in order to obtain more reliable results. The software is briefly described and its application in estimation of the dynamic properties of a nine-story reinforced concrete building. Comparison of the results for the modal damping obtained experimentally by force vibration method and analytically by the EFDD method is given at the last part of the paper. There is a good matching in natural frequency, mode shapes and damping. The obtained results showed that the implemented methodology in custom computer algorithm calculated the modal parameter of the structures with a high accuracy.

2. DESCRIPTION OF MODAL DAMPING ESTIMATION METHODS

The methods available to perform identification of modal parameters (in this case modal damping, but it is the same for all modal parameters) of dynamic systems based on their response to ambient excitation are classified as frequency domain or time domain methods. The frequency domain methods starts from the output spectrum of half- spectrum matrices estimated from the measured outputs. These methods can be non-parametric or parametric. The non-parametric frequency domain methods are simpler and most widely used. Among these, the Peak-Picking method is the most well-known and most applied nowadays in dynamic testing of civil engineering structures as it is considered most adequate to make a first check of the quality of collected data and get a first insight into the system's dynamic properties. The frequency domain decomposition (FDD) is more sophisticated non-parametric frequency domain decomposition method that overcomes some limitations of the Peak-Picking method. This method is elaborated in details in the following sections.

2.1. Half-power bandwidth method

After obtaining the frequency response curves of the analysed system, modal damping can be measured using half-power bandwidth method. This method consists of locating the resonant frequency and two nearby frequencies f_1 and f_2 located in the frequency spectrum (fig 1) by application of equation 1:

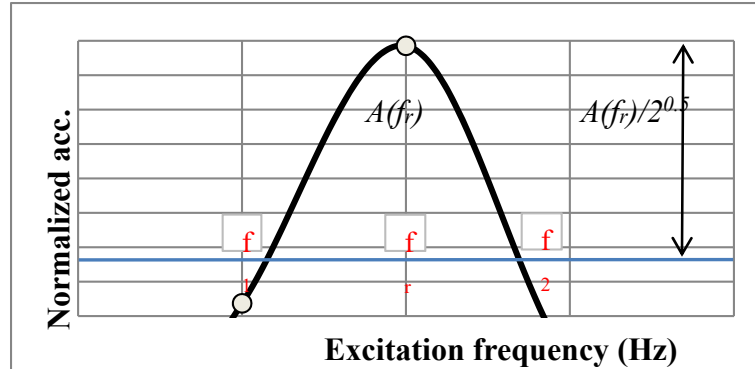


Fig. 1. Half- power bandwidth method

$$A(f_1, f_2) = \frac{A(f_r)}{\sqrt{2}} \quad (1)$$

After locating the required frequency values (f_y , f_1 and f_2) the damping value is obtained by application of equation 2.

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{2f_r} \times 100\% \quad (2)$$

2.2. Logarithmic decrement method

The logarithmic decrement method for modal damping estimation is applicable in free vibration state which can be simulate by forced vibration tests (FVT). In order to obtain the desired damping, the response of the structure to a harmonic force provided by the shakers should be measured. After stopping the action force by switching off the shakers during excitation in resonant state, the decaying response of the structure should be measured. Having this measured, the decaying exponential curve that best fits the decaying amplitudes is obtained using regression analysis (most common is least square exponential curve fitting)- fig 2.

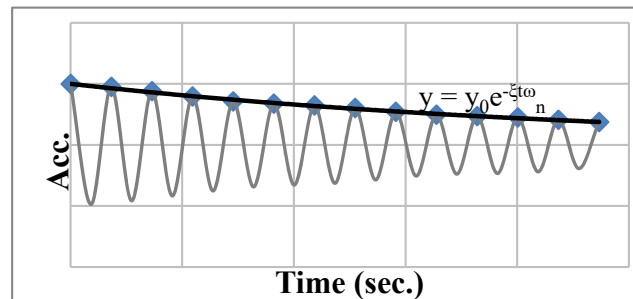


Fig. 2. Logarithmic decrement method

The exponential function of the decaying curve that fits the amplitudes of the damped oscillation is defined by equation 3.

$$y = y_0 e^{-\xi \omega_n t} \quad (3)$$

where ζ represents the damping ratio, ω_n is the oscillation angular frequency measured in rad/sec^2 ($f=\omega_n/2\pi$), t is the time of the observation in seconds. From here the value of the modal damping for the desired and measured mode of vibration is easily determined.

2.3. Frequency Domain Decomposition (FDD) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) method

The FDD method is a simple and user-friendly technique that allows separation of closely spaced modes and identification of modal damping ratios at the same time. It is a frequency domain non-parametric method that interprets output spectrum matrices estimated with the cross power spectral density CPSD method. According to the modal decomposition of the transfer function (EQ) and having in mind the relationship between the output spectrum and the transfer function (EQ), the output spectrum can be described in the following matrix expression (eq.4):

$$S_{yy}(\omega) = V(i\omega I - \Lambda)^{-1} L^T R_{uu} L * (i\omega I - \Lambda)^{-1} * V^H \quad (1)$$

If it is assumed that the inputs are not correlated (R_{uu} is a diagonal matrix) and that the mode shapes are orthogonal, and so the modal participation factors are also orthogonal, then the previous equation can be written as (eq5):

$$S_{yy}(\omega) = VC(\omega)V^H \quad (5)$$

where $C(\omega)$ is a diagonal matrix composed by functions of ω , each of them dependent on the natural frequency and modal damping ratio of only one mode of the structure, and V is a matrix whose columns represent the mode shapes. The same simplification can be done even if the inputs are correlated, but the modal inputs are uncorrelated. Moreover, if the structure is lightly damped, as it is the case of the majority of civil engineering structures, in the neighbourhood of the resonant frequencies, the simplification presented in eq5 is still approximately true even if there is some correlation between the inputs of the modal inputs, as it may occur if for instance the wind is the dominant excitation. However, the condition of orthogonality of the mode shapes has to be respected at least between closely spaced modes.

On the other hand, the singular value decomposition (SVD) of the complete output spectrum matrix estimated from the measured signals gives (eq 6):

$$\hat{S}_{yy}(\omega_j) = U_j S_j U_j^H \quad (6)$$

Where U_j is a orthogonal matrix ($U_j U_j^H = I$) that contains the singular vectors of $\hat{S}_{yy}(\omega_j)$ and S_j is a diagonal matrix holding the corresponding singular values.

Comparing equation 5 and 6 one can note that the singular vectors provided by the SVD can be associated with the mode shapes of the tested structure and that the singular values are related with the ordinates of scalar spectra of single degree of freedom systems with the same modal parameters as the modes that contribute to the response of the multi- degree of freedom system under analysis. The SVD provides the singular values in ascending order, which means that for each discrete value of ω , the first singular value contains an ordinate of the spectrum associated with the dominant mode at that frequency. The number of non-zero singular values represents the rank of the spectrum matrix at a specific frequency that to say the number of modes with significant contribution to the system response at that particular frequency.

The absolute values of the elements of the spectral matrix calculated from the acceleration time series are obtained with the cross power spectral density method using windowing. The application of the SVD decomposition to the spectrum matrix evaluated at all discrete frequencies produces singular values for each frequency (left picture in Figure 3). The frequency spectrum of the first singular values presents peaks that are associated with the modes of the structure that is analysed within the frequency band

under analysis. The real components of the first singular vectors associated with the identified peaks are the mode shapes.

Once a set of points with similar singular vectors is selected for a given mode, this segment of an auto-spectrum may be converted to the time domain (right picture in Figure 3). An auto-correlation function with the contribution of a single mode is obtained. As the output correlation of a dynamic system excited by white noise is proportional to its impulse response, it is possible to estimate the modal damping ratio of the mode under analysis from the obtained correlation. This can simply be performed by fitting an exponential function to the relative maxima of the correlation function and extracting the modal damping ratios from the parameters of the fitted expression taking into account the classical expression for the impulse response of a single degree of freedom (equation 7):

$$y(t) = ae^{-\xi_k 2\pi f_k t} \sin(2\pi f_k t) \tag{7}$$

Where a is a constant and ξ_k and f_k are the damping ratio and the natural frequency in Hz.

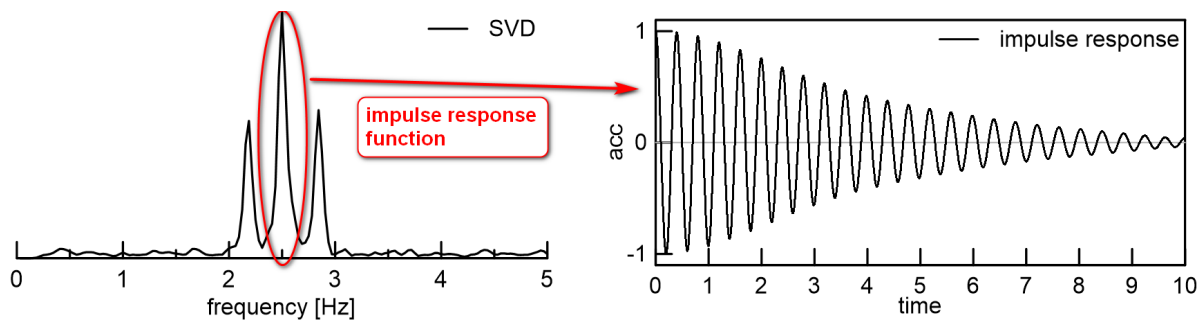


Fig.3. FDD method, estimation of the modal damping ratio

3. DESCRIPTION OF THE DEVELOPED SOFTWARE FOR SIGNAL PROCESSING AND EFDD ANALYSIS

The aim of developed custom application is to create a tool for signal processing and EFDD analysis. The main benefit of this own application is ability to improve the methodology and to implement some additional parameters for obtaining a more reliable result. The algorithm is written in c+ language with full support for parallel processing. The graphical visualization of the input and output data is done in windows presentation foundation WPF environment. The application contains a full 3D graphical interface which is used for 3D mode shape presentation. The main window is of developed application is presented in figure 4. An input parameters and commands are located in the upper part of the window. Two graphical interfaces for presenting the signals and their frequency contents are located below. There are also some additional graphical interfaces for presenting the calculated results.



Fig. 4. Main window of the developed software

4. EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE PROPOSED METHODOLOGY

The building that was chosen to make measurements and apply the aforementioned methods for estimation of modal damping values is a nine storey building (Fig 5). The building is a reinforced frame structure consistent of columns with dimensions 60/80cm, 60/60cm, beams and slabs with depth of 18cm.

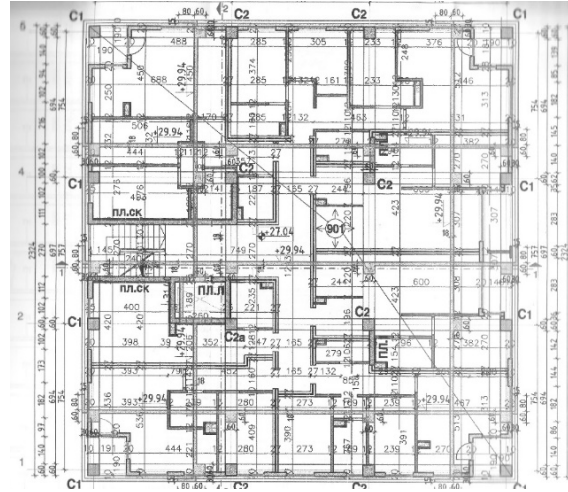


Fig. 5. Plan view of the tested structure

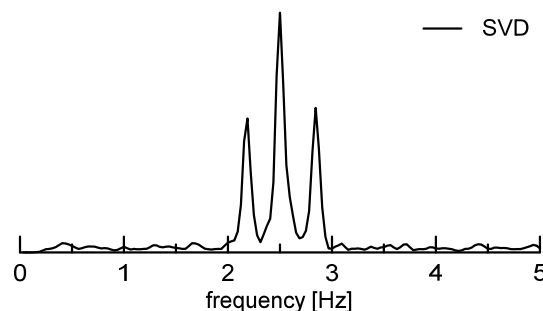
Regarding the performed tests, forced vibration and ambient vibration tests have been performed. For the forced vibration testing, the shakers have been set up on the last floor. The structure was tested with 5 levels of masses in the shakers. Before and after each set of forced vibration testing 10 minute intervals of ambient vibrations were recorded. From the forced and ambient vibration methods the following dynamic parameters were obtained:

- Frequency response curves for the first three modes of vibration of the structure.
- Damping coefficient for each mode
- Identification of the mode shapes.

The comparison of dynamic properties obtained by force vibration tests and analytically obtained by presented software are farther presented.

4.1. Identification of the natural frequencies of oscillation and mode shapes of the structure and comparison of the obtained results using different methodologies

The results from the ambient vibration tests were used to identify the first three natural frequencies and mode shapes of the structure using the FDD method. On the other hand, the results from the forced vibration tests were used to identify the first three natural frequencies of the structure as well as the mode shapes using the peak-picking method. In figure 6a the calculated singular values are presented, while figure 6b, c, d the frequency curve obtained from force vibration tests are presented. The first three mode shapes obtained from force vibration tests and calculated from FDD analysis are shown in figures 7-9. The presented results show a good matching between experimental and analytical results.



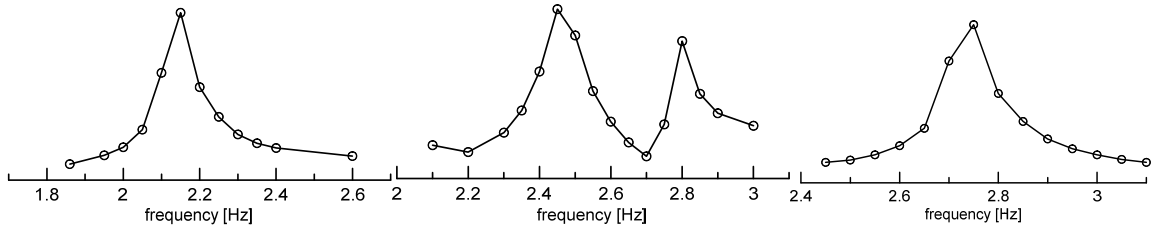


Fig. 6a (top picture). Identification of the natural frequencies of the structure from ambient vibration tests using FDD method, fig 6b,c,d (bottom row). Frequency response curves obtained from the forced vibration tests- identification of the natural frequencies of the structure (Y-Y direction, X-X direction, torsion)

Mode shape	Frequency (Hz)
I mode, Y-Y direction	2,18
I mode, X-X direction	2,50
I mode, torsion	2,84

Table 1: Identified natural frequencies of the structure

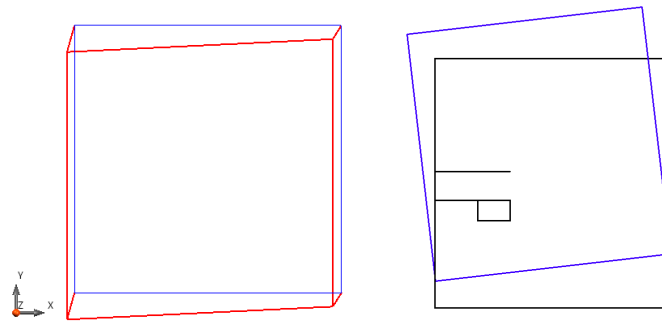


Fig. 7. I mode of vibration in Y-Y direction (identified natural frequency $f=2.18\text{Hz}$), analytical FDD method- left, forced vibration- right

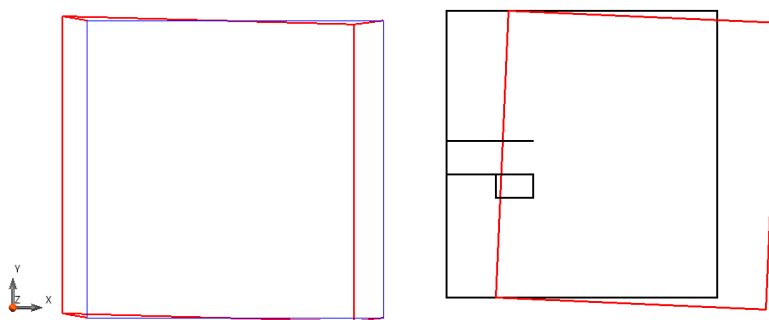


Fig. 8. I mode of vibration in X-X direction (identified natural frequency $f=2.50\text{Hz}$), analytical FDD method- left, forced vibration- right

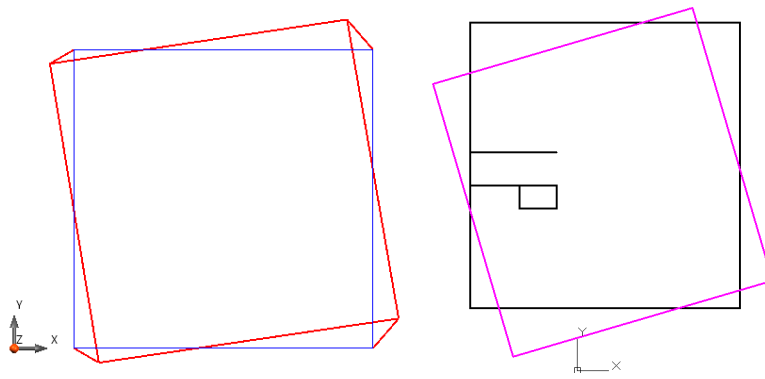


Fig. 9. I mode of vibration- torsion (identified natural frequency $f=2.84\text{Hz}$), analytical FDD method- left, forced vibration- right

4.2. Comparison of modal damping using logarithmic decrement method calculated experimentally (forced vibration) and analytically (EFDD- Impulse response function)

Comparison of the modal damping in the first three modes of oscillation of the structure using logarithmic decrement method calculated with the two different methodologies is given on Figures 10-12. The black lines present a free vibration records at the top of the structure, while red lines are impulse response functions. The blue line is IRF envelope obtained by Hilbert's method. The analytically and experimentally obtained damping coefficients are in good correlation. Due to vibration decay in force vibration motion a phase difference shows in higher modes (figures 11 and 12).

- Modal damping in I mode shape in Y-Y direction ($f=2.18\text{Hz}$) is: IRF= 1.44[%], experimentally=1.47[%]

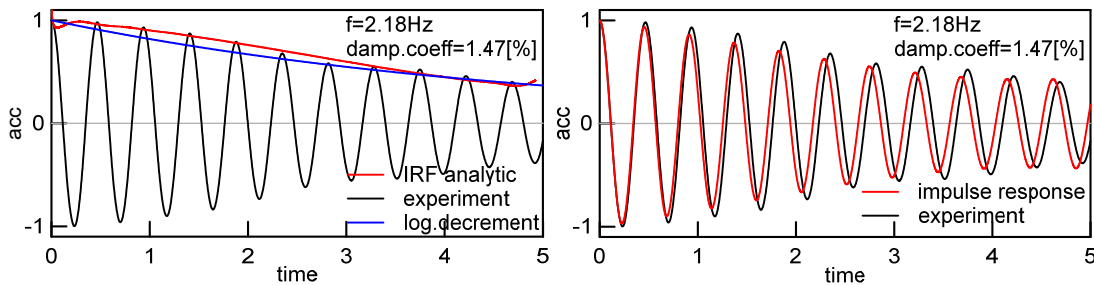


Fig. 10. Modal damping in I mode of vibration in Y-Y direction using logarithmic decrement method – IRF analytic and experiment

- Modal damping in I mode shape in X-X direction ($f=2.50\text{Hz}$) is: IRF=1.44[%], experimentally=1.41[%]

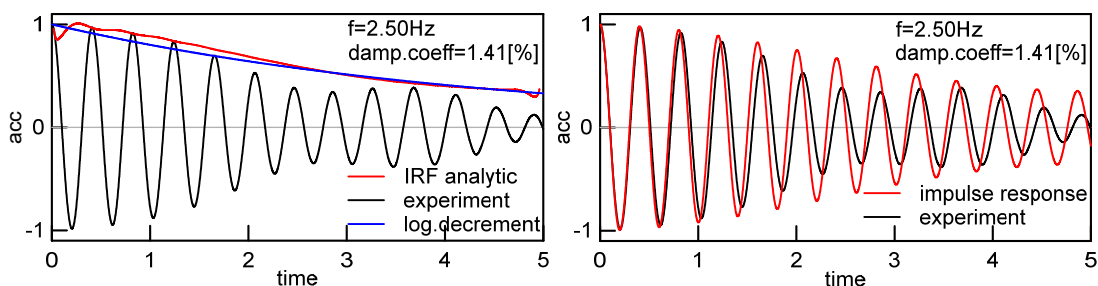


Fig. 11. Modal damping in I mode of vibration in X-X direction using logarithmic decrement method – IRF analytic and experiment

- Modal damping in I mode shape in torsion ($f=2.84\text{Hz}$) is: IRF=1.07[%], experimentally=1.07[%]

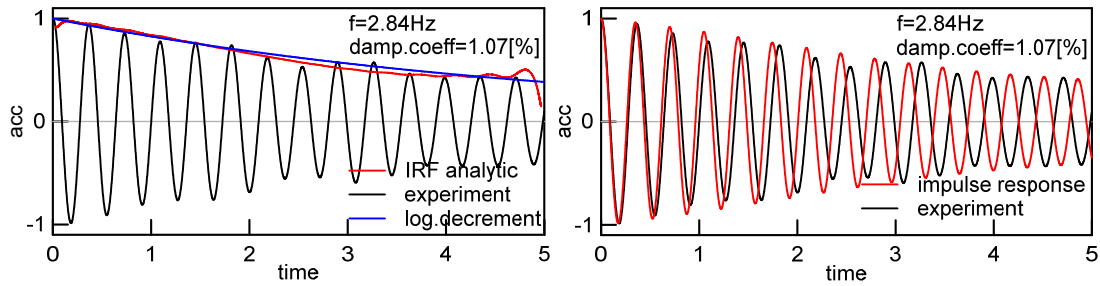


Figure 12. Modal damping in I mode of vibration in torsion using logarithmic decrement method – IRF analytic and experiment

4.3. Comparison of modal damping using half-power bandwidth method calculated experimentally (forced vibration) and analytically (EFDD- Impulse response function)

Comparison of the modal damping in the first three modes of oscillation of the structure using half-power bandwidth method calculated with the two different methodologies is given on Figures 13-15. The difference in the damping coefficient between those two methods is due to the lack of the points in the frequency curve obtained from force vibration tests. The lack of points is because the force vibration testing was conducted at discrete frequencies with larger step and some frequency regions are missing in the results. Therefore, for this case the damping coefficients are larger.

- Modal damping in I mode shape in Y-Y direction ($f=2.18\text{Hz}$)- IRF- damping=1.42 [%], experimentally- damping = 1.70 [%]

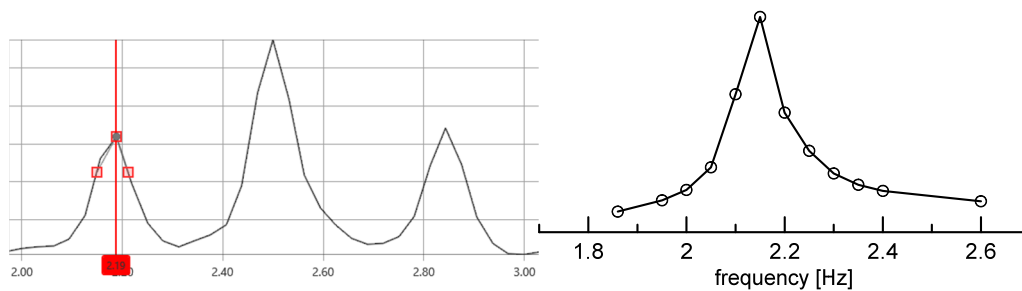


Fig. 13. Modal damping in I mode of vibration in Y-Y direction using half-power bandwidth method – IRF analytic and experiment

- Modal damping in I mode shape in X-X direction ($f=2.50\text{Hz}$)- IRF- damping=1.35 [%], experimentally- damping = 2.25 [%]

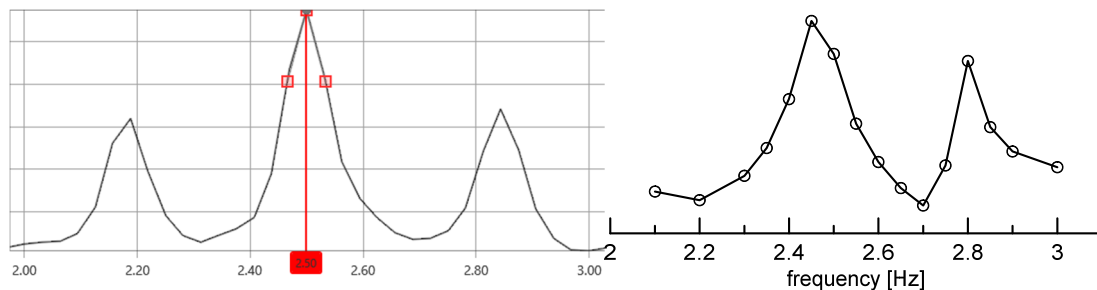


Fig. 14. Modal damping in I mode of vibration in X-X direction using half-power bandwidth method – IRF analytic and experiment

- Modal damping in I mode shape in X-X direction ($f=2.50\text{Hz}$)- IRF- damping=1.12 [%], experimentally- damping = 1.65 [%]

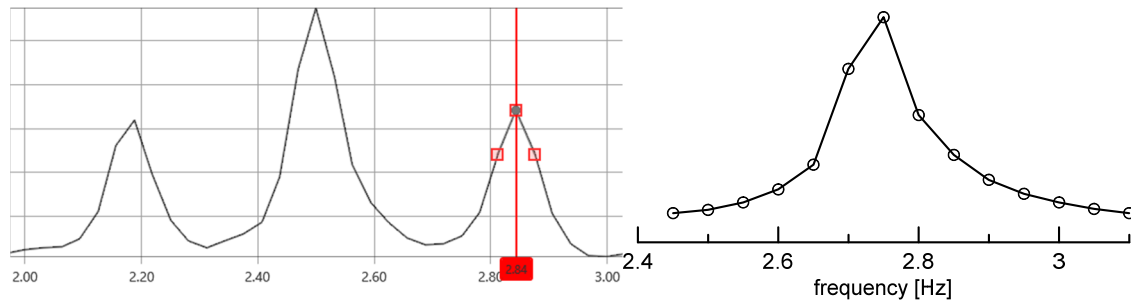


Fig. 15. Modal damping in I mode of vibration in torsion using half-power bandwidth method – IRF analytic and experiment

The experimentally and analytically obtained modal parameters (natural frequencies, mode shapes and dampings) are summarized in table 2. The natural frequencies and mode shapes are exactly matching, while there is a negligible difference in damping coefficients.

Mode shape	Frequency (Hz)	damping coefficient (%)			
		Logaritmic Decrement-analytically (IRF)	Logaritmic Decrement-experimentally- forced vibration	Half-power Bandwidth-analytically (IRF)	Half-power Bandwidth-experimentally- forced vibration
I mode, Y-Y direction	2,18	1,44	1,47	1,42	1,70
I mode, X-X direction	2,50	1,44	1,41	1,35	2,25
I mode, torsion	2,84	1,08	1,07	1,12	1,65

Table 2: Comparison of estimated modal damping using different methods

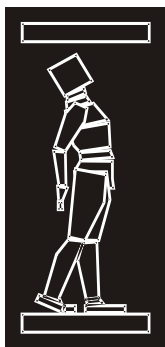
5. CONCLUSION

This paper deals with successful development of application for signal processing and enhanced frequency domain decomposition analysis EFDD. The benefit of this application is the ability to improve the methodology and to implement some additional parameters for obtaining a more reliable result. The main features of this application are processing of the signals, obtaining the modal parameters by EFDD and calculating the damping coefficient by using the half-power and logarithm decrement method. The validation of the methodology and implemented algorithm was performed by comparison the results to values obtained from force vibration tests on nine-story RC building. First, the mode shape identification was performed. The frequency response curves were constructed in the frequency range from 1.8 to 3.1Hz. Three natural frequencies were identified at 2.18, 2.50 and 2.84 Hz. The natural frequencies were analytically identified from singular values of spectral density matrices. Then, the mode shapes were obtained. In the last part, the results from calculation of the damping coefficient by using the logarithm decrement and half power methods were presented. The free vibration decay obtained from force vibration tests were compared to impulse response functions obtained from cross-correlation of measured output under ambient loads. The damping coefficient was calculated for all three natural frequencies and a good matching was observed. The phase difference was observed in higher modes because in force vibration motion the structure continues to oscillate in lower natural frequencies. Finally, the constructed frequency response and singular values of spectral density curve were used to calculate the damping by using the half power method. Due to lack of refined experimental data, a small difference is observed in experimentally obtained damping coefficients.

From the presented results, it can be concluded that modal damping estimation using the three different methods fits quite well and that all methods give approximate values of the modal damping. The experimentally and analytically identified natural frequencies and mode shapes are exactly matched. It can be concluded that the developed application for signal processing and EFDD analysis has sufficient accuracy and speed for its usage in real time processing.

REFERENCES

- [1] Magalhaes F., Cunha A. (2011). “Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge”, *Mechanical Systems and Signal Processing* **25**: 1431-1450.
- [2] Brincker R., Zhang L., Anderson P. (2001) “Modal identification of output- only systems using frequency domain decomposition”, *Smart Materials and Structures* **10**: 441-445.
- [3] Garevski M., Jekikj G., Gjorgjiev I., Naumovski N., Zhurovski A. (2013). “Analysis of Dynamic Properties of 9-Storey Residential Building by Application of Forced Vibration Testing and Ambient Vibration Measurements”, *IZIIS Report 2013-30*, Skopje, Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology
- [4] Peeters B., De Roeck G. (2001) “Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review”, *Journal of Dynamic Systems, Measurements and Control* **123**: 659-667.
- [5] Tashkov Lj., Krstevska L. (2011). “Experimental In- Situ Testing of Residential Buildings Built in Dc-90 System Located in Becici, Montenegro by Ambient and Forced Vibration Methods”, *IZIIS Report 2011-39*, Skopje, Republic of Macedonia, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

А. ЛИОЛИОС¹, К. ЛИОЛИОС², Б. ФОЛИЌ³, К. ГЕОРГИЕВ⁴ and I. ГЕОРГИЕВ⁵

СЕИЗМИЧКО НАДОГРАДУВАЊЕ НА СТАРИ ИНДУСТРИСКИ АБ КОНСТРУКЦИИ СО КАБЕЛСКИ ЗАТЕГИ ПРИ СМОЛКНУВАЊЕ: НУМЕРИЧКИ ПРИСТАП

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентирано нумеричко истражување за сеизмичко надоградување на еколошки деградираните постоечки стари индустриски армирано бетонски (АБ) конструкции со употреба на кабелски затеги (спрегови). Акцентот е поставен на тагенцијално-флексионот ефект на лом на ваков тип на АБ конструкции под повеќекратно дејство на земјотреси. Индексот на оштетување се пресметува со цел да се споредат одговорите на конструкцијата пред и после зајакнувањето со челични кабли, за да се избере најоптимален начин на зајакнување. За конкретен пример, прикажана е ефективност од предложениот нумерички пристап.

Клучни зборови: Сеизмичко зајакнување со затеги, Ефекти на смолкнување, Индекс на штета

A. LIOLIOS¹, K. LIOLIOS² B. FOLIC³, K. GEORGIEV⁴ and I. GEORGIEV⁵

SEISMIC UPGRADING OF OLD INDUSTRIAL RC STRUCTURES BY TENSION- TIES UNDER SHEAR EFFECTS: A NUMERICAL APPROACH

SUMMARY

A numerical investigation is presented for the seismic upgrading of environmentally degraded existing old industrial reinforced concrete (RC) structures by using tension-ties (cable) elements. Emphasis is given to flexure-shear failure effects on the response of such RC structures under multiple earthquakes effects. Damage indices are computed in order to compare these responses before and after the retrofit by cable element strengthening, and so to select the optimum strengthening version. For a typical example problem, the effectiveness of the proposed computational approach is presented.

Keywords: Seismic Strengthening by ties, Shear effects, Damage Indices, Multiple Earthquakes.

¹ Democritus University of Thrace, Dept. Civil Engineering, Xanthi, Greece, aliolios@civil.duth.gr.

² Institute of Information and Communication Technologies (IICT), Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria, kostisliolios@gmail.com.

³ University of Belgrade, Fac. of Mech. Enging, Belgrade, Serbia, boris.folic@gmail.com.

⁴ Inst. of Inform. and Comm. Technologies, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria, georgiev@parallel.bas.bg.

⁵ Inst. of Inform. and Comm. Technologies, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria, ivan.georgiev@parallel.bas.bg.

1. INTRODUCTION

Old reinforced concrete (RC) frame structural systems, designed and constructed before the use of current seismic codes, often appear insufficient resistance to shear effects during earthquake excitation [1,2]. So, their seismic upgrading is usually required. Various well-known repairing and strengthening procedures can be used for the seismic rehabilitation of such existing RC buildings [1-4].

One of the simple, low cost and efficiently sustainable method for strengthening of existing RC frames against lateral induced earthquake loading is the use of ties-bracings [5-9]. The use of cable-like members (tension-ties) instead of traditional RC members can be considered as an alternative strengthening method for inadequate RC frame structures under lateral seismic actions. Cable restrains are also used for concrete and steel superstructure movement joints in bridges [14].

These cable-members (ties) can undertake tension but buckle and become slack and structurally ineffective when subjected to a sufficiently large compressive force. Thus the governing conditions take both, equality as well as inequality form, and so the problem becomes a highly nonlinear one and its mathematical treatment requires advanced concepts of the non-convex analysis [10-12].

The present study deals with a computational approach for the seismic upgrading by ties of existing beam-column RC frames under shear effects. The approach takes strictly into account the unilateral behaviour of the cables, is based on an incremental formulation and uses the Ruaumoko structural engineering software [16]. Damage indices [13,18] are computed, first for the seismic assessment of the existent RC structures and next for the choice of the optimum cable-bracing strengthening version. Finally, an application is presented concerning the case of a two-bay two-story RC old frame strengthened by bracing ties and subjected to multiple earthquakes.

2. THE NUMERICAL PROCEDURE

A numerical approach for flexure-critical RC structures has been developed and given in [7-9,12,21]. Herein, an incremental approach presented in [5] for flexure-shear-critical RC structures is briefly presented.

2.1. Governing conditions of the problem formulation

First, a double discretization, in space and time, is applied. The structural system is discretized in space by using frame finite elements [12,15,16]. Pin-jointed bar elements are used for the cable-elements. The unilateral behaviour of the cable (ties) elements and of other RC members non-linearity (concentrated plasticity) can in general include loosening, elastoplastic or/and elastoplastic-softening-fracturing and unloading - reloading effects. A piecewise linearized constitutive diagram (backbone), concerning the constitutive law connecting a generalized force with a generalized displacement, is shown in Fig. 1. (A). The unilateral behaviour of a cable-element is shown in Fig. 1. (B). All the above behaviour characteristics, concerning the cable full constitutive law, as well as other general non-linearity of the RC structure, can be expressed mathematically by using concepts of convex and non-convex analysis [10, 11].

Next, the dynamic equilibrium for the assembled structural system with cables is expressed by the incremental matrix relation:

$$\mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \Delta \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_T \Delta \mathbf{u} = -\mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{u}}_g + \mathbf{A} \Delta \mathbf{s} + \Delta \mathbf{p} \quad (1)$$

where $\mathbf{u}(t)$ and $\mathbf{p}(t)$ are the displacement and the load time dependent vectors, respectively, and $\mathbf{C}(\dot{\mathbf{u}})$ and $\mathbf{K}_T(\mathbf{u})$, are the damping and the tangent stiffness matrix, respectively. Dots over symbols denote derivatives with respect to time. By $\mathbf{s}(t)$ is denoted the cable stress vector. \mathbf{A} is a transformation matrix and \mathbf{u}_g the ground seismic excitation.

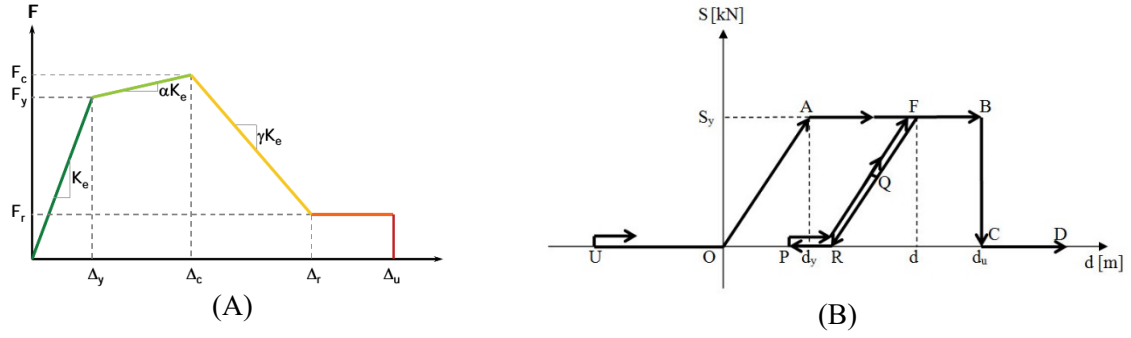


Fig. 1. The non-linear constitutive laws: (A) generalized force- generalized displacement piecewise linearized constitutive diagram (backbone), (B) unilateral behaviour of the cable-elements.

The above relations combined with the initial conditions consist the problem formulation, where, for given \mathbf{p} and/or $\ddot{\mathbf{u}}_g$, the vectors \mathbf{u} and \mathbf{s} have to be computed. Regarding the strict mathematical point of view, we can formulate the problem as a hemi-variational inequality one by following [10, 11] and investigate it.

2.2. Consideration of the shear effects

Considering shear effects, the RC structural elements can appear flexural, shear or combined flexural-shear failure mode. The RC structural elements are classified [1] according to their shear span-to-depth ratio:

$$a_s = \frac{L_s}{d} = \frac{M}{Vd}, \quad (2)$$

where $L_s = M/V$ is the *shear length* corresponding to the considered member end, M the bending moment, V the shear force and d the section depth (height). In the case of RC frame columns or beams, the shear length L_s is equal to one-half of the clear length of the examined structural element according to EC8 [3,4].

Due to shear effects, the RC structural elements appear one of the three following behaviours [1] according to their shear span-to-depth ratio:

1. For $a_s \geq 7.0$, bending prevails, and in this case bending failure occurs before any shear failure, no matter if shear reinforcement exists or not.
2. For $2.0 \leq a_s \leq 7.0$, the failure mode depends on the shear reinforcement of the web.
3. For $a_s \leq 2.0$, the case of short R/C columns is considered, where a special design procedure must be followed so that an explosive cleavage failure of the short column is avoided.

As had been remarked for bridge structural systems [14], in general the shear effects can reduce the available plastic curvature ϕ_p of critical sections. Due to shear effects in plastic hinges, the flexural ductile behaviour can be modified to a flexural-brittle one. Thus a shear failure, and a so-caused reduction of the curvature ductility $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$, can be eventually appeared or not. This must be checked continuously during the seismic excitation, in order the real response of the old RC structure to be correctly estimated.

Under a seismic excitation, the RC structural elements have a linear-elastic behavior until one or two of their critical end-regions, after cracking, enter to the yielding state and plastic hinges are appeared. Those effects of cracking on columns and beams are estimated by applying the guidelines of Eurocode 8, part 3 [2,3] and Greek Retrofitting Code [4]. So, the effective flexural stiffness $E_c I_{eff}$ is given by the EC8-formula [2-4]:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y}. \quad (3)$$

Here M_y and θ_y are the flexural moment and the chord rotation at yield, respectively, which are calculated by EC8 formulas given in [2-4].

On the other hand, the available cyclic shear strength V_R (in MN), corresponding to the considered member end, is decreased with the incremental demand plastic chord rotation θ_{pad} according to the following semi-empirical experimental expression given by Eq. (A.12) of the Eurocode EC8, see [2-4, 17]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\frac{(h-x)\lambda_1}{2L_s} + (1-0.05\lambda_2) \cdot \left[0.16\lambda_3(1-0.16\lambda_4) A_c \sqrt{f_{cm}/CF} + V_w \right] \right]. \quad (4)$$

Here, γ_{el} is a safety factor that is taken equal to 1.15 for primary seismic structural elements (due to scattering of the experimental values) and is taken 1.00 for secondary seismic members. x is the compression zone depth (in meters) that is known by the sectional analysis, CF is the Confidence Factor according to Table 3.1 of EC8 [2-4,17]; V_w is the contribution of the transverse reinforcement to shear strength, taken as being equal to $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw,m}/CF$ for cross-section with rectangular web of width b_w ; ρ_w is the transverse reinforcement ratio that is given by $\rho_w = (A_{sw} \cdot \ell_w) / (h_c \cdot b_c \cdot s_h)$, where ℓ_w is the total length of the stirrups, A_{sw} is the steel section area of the stirrup, h_c and b_c the dimensions of the confined core of the section and s_h is the centreline spacing of stirrups.

The other parameters in eq. (4) are [17]:

$$\lambda_1 = \min(N, 0.55 A_c f_{cm}/CF) \quad (5a)$$

$$\lambda_2 = \min(5, \mu_{\Delta}^p) \quad (5b)$$

$$\lambda_3 = \max(0.5, 100\rho_{tot}) \quad (5c)$$

$$\lambda_4 = \min(5, a_s). \quad (5d)$$

where N is the axial force in [MN], that is positive for compression, while when the axial force is tensional then it is taken zero; $A_c = b_w d$ for rectangular sections with b_w as width of compression zone and d is the depth of the tension reinforcement in meters; f_{cm} is the concrete compressive strength (mean value) in [MPa]; $\mu_{\Delta}^p = \theta_p / \theta_y$; ρ_{tot} is the total longitudinal reinforcement ratio (tensional, compression and intermediate); and a_s is the contemporary shear ratio.

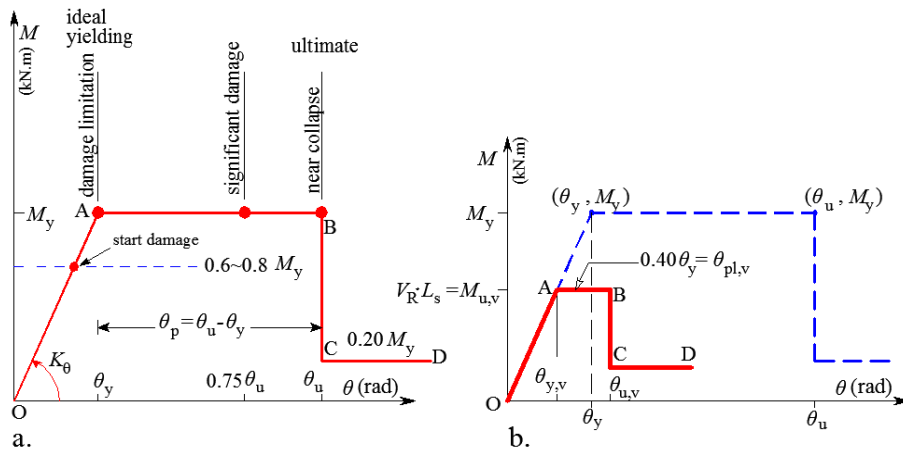


Fig. 2. Moment-Chord Rotation Diagram (a) for ductile failure and (b) for shear failure (from Makarios [17]).

In order to define the final elastic-plastic diagram of Moment-Chord Rotation ($M-\theta$) of the critical section at the considered member end, it must be checked which type of failure precedes, the flexure-

failure or the shear-failure [17]. Thus, using the known value of the shear strength V_R from eq.(4), the moment $M_{u,v}$ at the critical section due to V_R is calculated:

$$M_{u,v} = L_s \cdot V_R . \quad (6)$$

When $M_{u,v} > M_y$, i.e. when $M_{u,v}$ is greater than the flexural yielding moment M_y , then the flexural failure precedes the shear one. In that case, the final elastic-plastic diagram of Moment-Chord Rotation ($M-\theta$) is given by Figure 2(a).

On the contrary, when $M_{u,v} < M_y$, i.e. when $M_{u,v}$ is smaller than the flexural yielding moment M_y , then the shear failure precedes the flexural one. In this case, the final elastic-plastic diagram of Moment-Chord Rotation ($M-\theta$) diagram of the considered member end is given as the curve OABCD of Figure 2(b) according to sect.7.2.4.2 of KANEPE [4].

After the above check, the final (corrected) values of M_y and θ_y are used in eq. (3).

2.3. The numerical treatment and the damage indices

For the numerical treatment of the problem, the structural analysis software Ruaumoko [16] is used. Calibrations of this code have been realized in [5,21] by using experimental results. Ruaumoko has been applied successfully for RC frames strengthened by cables under seismic sequences [12]. It is reminded that multiple earthquakes consist of real seismic sequences, which have been recorded during a short period of time (up to some days), by the same station, in the same direction, and almost at the same fault distance.

The seismic assessment of the existing RC structures and the choice of the best strengthening cable system can be realized by using damage indices [7, 13, 18, 20]. The overall structural damage index (OSDI) after Park/Ang [18] is obtained as a weighted average of the local damage at the section ends of each frame element or at each cable element. The local damage index (LDI) is given by the following relation:

$$DI_L = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta}{F_y d_u} E_T \quad (7)$$

where: DI_L is the local damage index, μ_m the maximum ductility attained during the load history, μ_u the ultimate ductility capacity of the section or element, β a strength degrading parameter, F_y the yield generalized force of the section or element, E_T the dissipated hysteretic energy, d_u the ultimate generalized displacement. Further, the global damage index is given by the following relation:

$$DI_G = \frac{\sum_{i=1}^n DI_{Li} E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \quad (8)$$

where DI_G is the global damage index, DI_{Li} the local damage index, E_i the energy dissipated at location i and n the number of locations at which the local damage is computed. The optimal strengthening version of the cable-bracings can be decided by minimizing the global damage index given by eq. (8).

3. NUMERICAL EXAMPLE

3.1. Description of the considered old RC structural system and the seismic sequence input

The RC frame of Fig. 3, denoted as System F0, is element of an old industrial RC building and will be strengthened by a ties-system. The frame is of concrete class C 16/20, it was designed according to old Greek building codes (before 1985), and so is characterized as a flexure-shear critical one [1]. The beams are of rectangular section 30/60 (width/height, in cm) and have a total vertical distributed load 30 KN/m (each beam). The columns have section dimensions, in cm: 40/40.

After its seismic assessment by damage indices, F0 is to be strengthened by ties. The cable-bracing systems B, C and D, shown in Fig. 3, are proposed and the optimal one will be chosen.

The cable elements have a cross-sectional area $F_c = 18 \text{ cm}^2$ and they are of steel class S220 with yield strain $\varepsilon_y = 0.11 \%$, fracture strain $\varepsilon_f = 2 \%$ and elasticity modulus $E_c = 200 \text{ GPa}$. The cable constitutive law, concerning the unilateral (slackness), hysteretic, fracturing, unloading-reloading etc. behaviour, is depicted in Fig. 1. (B).

All the systems F0, F1, F2 and F3 are considered to be subjected to the Coalinga multiple ground seismic excitation shown in Fig. 4 and described in [12].

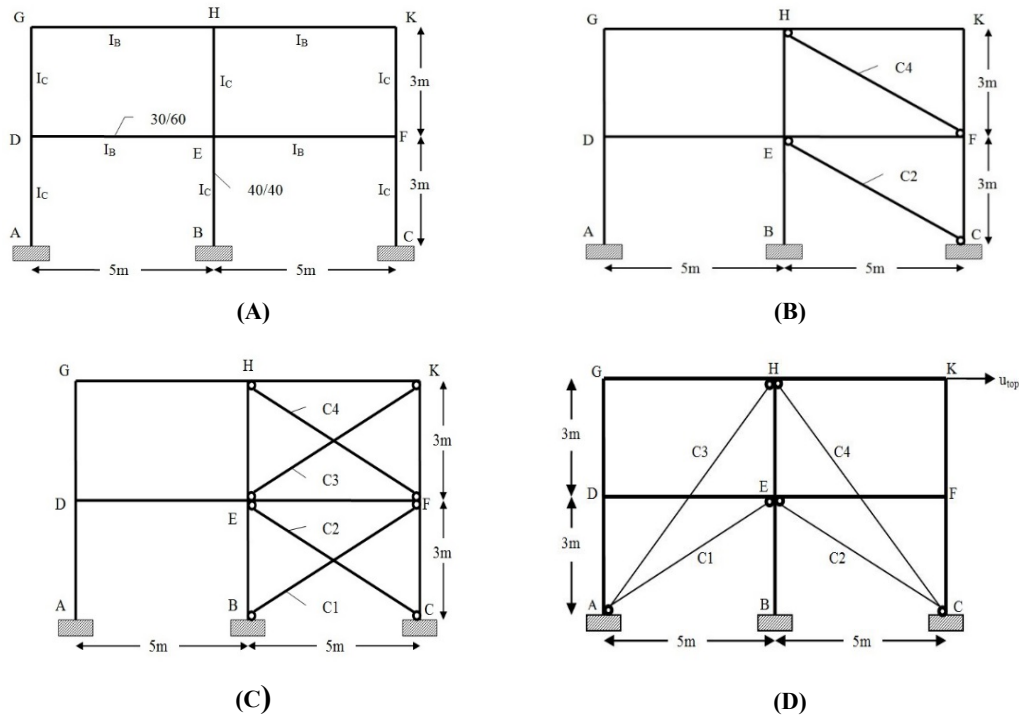


Fig. 3. (A) System F0: the old RC frame without cable-strengthening., (B) The F1 two-ties-system, (C) The F2 four-ties-system X, (D) The F3 four-ties-system inverted V.

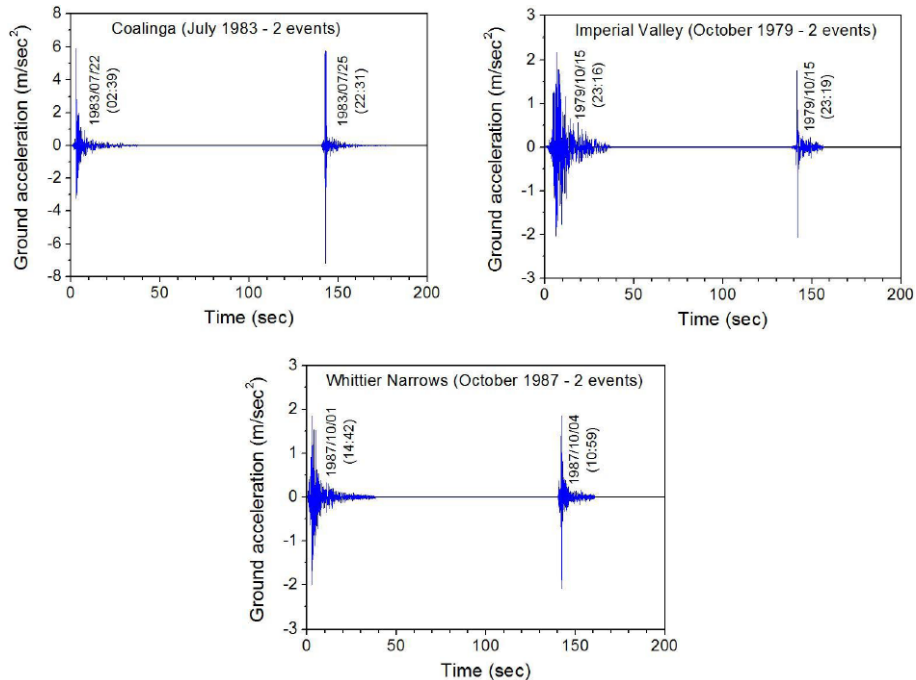


Fig. 4. Ground acceleration records of simulated seismic sequences [12].

3.2. Representative results

Representative results of the numerical investigation are presented in next Table 1. In column (1), Event E_1 corresponds to Coalinga seismic event of 0.165 normalized PGA and Event E_2 to 0.200 normalized PGA. The sequence of events E_1 and E_2 is denoted as Event ($E_1 + E_2$).

SYSTEM	EVENTS	DI _G	DI _L	u_{top} [cm]
(0)	(1)	(2)	(3)	(4)
F0	Event E_1	0.134	0.179	2.227
	Event E_2	0.301	0.474	3.398
	Event ($E_1 + E_2$)	0.334	0.481	3.410
F1	Event E_1	0.133	0.185	1.715
	Event E_2	0.256	0.354	3.149
	Event ($E_1 + E_2$)	0.317	0.385	3.813
F2	Event E_1	0.068	0.007	1.126
	Event E_2	0.097	0.136	1.447
	Event ($E_1 + E_2$)	0.108	0.154	1.471
F3	Event E_1	0.054	0.009	1.069
	Event E_2	0.082	0.128	1.313
	Event ($E_1 + E_2$)	0.085	0.137	1.314

Table 1. Representative response quantities for the Systems F0, F1, F2 and F3

In column (2) the Global Damage Indices and in column (3) the Local Damage Index DI_L for the bending moment at the left fixed support of the frames are given. Finally, in the column (4), the maximum horizontal top displacement u_{top} (absolute value) is given.

As the table values show, multiple earthquakes generally increase, in an accumulative way, the response quantities. Based on the values of the horizontal top displacement u_{top} , it can be concluded that the optimal global strengthening version is the system F3 of Fig. 4. (D).

4. CONCLUDING REMARKS

As the results of the numerical example have shown, the herein presented computational approach can be effectively used for the numerical investigation of the seismic inelastic behaviour of old industrial RC frame-systems, which are strengthened by cable elements and subjected to earthquake sequences. The flexure-shear critical characteristics, which these structures can appear, are taken into account. Further, the optimal cable-bracing scheme can be selected among investigated alternative ones by using computed damage indices.

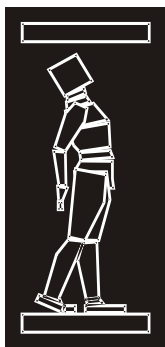
ACKNOWLEDGEMENT

This work was partially supported by the Bulgarian Academy of Sciences through the "Young Scientists" Grant No. DFNP-97/04.05.2016 for K. Liolios and K. Georgiev, and by the Bulgarian NSF Grant No. DFNI I-02/9 for I. Georgiev.

REFERENCES

- [1] Penelis Ge. and Penelis Gr. (2014), Concrete Buildings in Seismic Regions. CRC Press.
- [2] Fardis, M. N. (2009). "Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, based on EN-Eurocode 8". Springer, Berlin.
- [3] EC8, Eurocode 8 (CEN 2004). Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and Retrofitting of buildings, (EC8-part3), EN 1998-3, Brussels.
- [4] KANEPE (2012). Hellenic Code of Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings. Organization for Seismic Design and Protection (OASP). Athens, Greece (in Greek and in English translation).
- [5] Liolios A. and Chalioris C. E. (2017). Reinforced concrete frames strengthened by cable elements under cyclic loading: A computational approach simulating experimental results. In: Papadrakakis,

- M. et al (eds.). Proceedings of COMPDYN 2017: Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, paper C18195.
- [6] Liolios Ang., Folic B. and Liolios K. (2016), Optimal ties-system for the seismic upgrading of RC structures environmentally degraded and subjected to earthquakes sequences. In: Partov D., Stoyanov V. (eds.), Proc. 16th Intern. Sci. Conf. VSU'2016, vol. I, pp. 199-205.
- [7] Liolios A.A., Liolios K.A., Folic B., Georgiev K. and I. Georgiev (2016), Choice of the optimal ties system concerning the seismic upgrading of RC structures under multiple earthquakes, in: Folic R. et al (eds.), Proc. 5th Specialist International Conference "Earthquake Engineering and Engineering Seismology", 28-30 June 2016, Stremski Karlovtsi, Serbia.
- [8] Liolios, Ang., Moropoulou, A. & Liolios, Ast. (2016), Historic reinforced concrete buildings strengthened by ties under seismic sequences: A computational approach. In: Tuleshkov, N., Partov, D. and Dobrev, P. (eds.), Proc. Intern. Scientific Conference BASA'2016, "Prevention of Cultural Heritage", Bulgarian Academy of science and Arts, pp. 311-318, 23-25 Nov. 2016, Sofia.
- [9] Liolios Ang., Moropoulou A., Partov D., Folic B. and Liolios Ast. (2015), "Cultural Heritage RC Structures strengthened by Cable Elements under Multiple Earthquakes", in: Radonjanin, V., Ladjinovic, Dj. & Folic, R. (eds.), Proceedings of iNDiS 2015 Intern. Conf. "Planning, Design, Construction and Renewal in the Civil Engineering", pp. 372-381, Novi Sad, 2015.
- [10] Leftheris B., A. Sapounaki, Maria E. Stavroulaki, George E. Stavroulakis, (2006), "Computational Mechanics for Heritage Structures", WIT Press, Southampton, Boston.
- [11] Panagiotopoulos, P.D. (1993). "Hemivariational Inequalities. Applications in Mechanics and Engineering". Springer-Verlag, Berlin, New York, (1993).
- [12] Liolios, Ang., Liolios, Ast. & Hatzigeorgiou, G. (2013). "A Numerical Approach for Estimating the Effects of Multiple Earthquakes to Seismic Response of Structures Strengthened by Cable-Elements". Journal of Theor. and Applied Mechanics, 43(3), 21-32.
- [13] Ladjinovic, Dj. & Folic, R. (2004). Application of improved damage index for designing of earthquake resistant structures. In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada (Paper No. 2135, pp. 1-15).
- [14] Priestley, M.J.N., Seible, F.C. and Calvi, G.M. (1996). "Seismic Design and Retrofit of Bridges". John Wiley & Sons, Inc.
- [15] Chopra, A.K., (2007). "Dynamics of Structures: Theory and Applications to earthquake Engineering". Pearson Prentice Hall, New York.
- [16] Carr A.J., (2008). "RUAUMOKO - Inelastic Dynamic Analysis Program". Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [17] Makarios T. (2013), "Modelling of characteristics of inelastic members of reinforced concrete structures in seismic nonlinear analysis", Ch. 1, pp. 1-41, In: G. Padovani and M. Occhino (Editors): Focus on Nonlinear Analysis Research, Nova Publishers, New York.
- [18] Park Y.J., A.H.S. Ang, (1985). "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Division ASCE, vol. 111(4), 722-739.
- [19] Paulay, T. and M.J.N. Priestley, (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, New York.
- [20] Liolios Ang., Moropoulou A. and Liolios K. (2017), Seismic upgrading by ties of historic reinforced concrete buildings considering flexure-shear failure effects. In: Partov D., Stoyanov V. and Ivanov R. (eds.), Proc. 17th Intern. Sci. Conf. VSU'2017, 8-10 June 2017, Sofia.
- [21] Liolios, A., & Chalioris, C. (2015). Reinforced concrete frames strengthened by cable elements under multiple earthquakes: A computational approach simulating experimental results. In: Proceedings of 8th GRACM International Congress on Computational Mechanics, pp. 12-15, Volos, Greece.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Бојан МИЛОВАНОВИЌ¹, Анна Ингаица МУГАНДА²,
Владан КУЗМАНОВИЌ³, Љубодраг САВИЌ⁴

АНАЛИЗА НА СЕИЗМИЧКИОТ ХИДРОДИНАМИЧКИ ТОВАР

РЕЗИМЕ

Методот на Зангар за пресметка на сеизмички хидродинамички товари кои дејствуваат на наклонета контура на бетонска гравитациона брана, е разгледуван. Направена е споредба на неколку нумерички модели со методата предложена од Зангар и е предложена е нова регресиона формула, која ги елиминира забележаните несогласувања.

Клучни зборови: сеизмички хидродинамички товари, метода на Зангар, регресиона анализа

Bojan MILOVANOVIĆ¹, Anna Ingaitsa MUGANDA²,
Vladan KUZMANOVIĆ³, Ljubodrag SAVIĆ⁴

SEISMIC HYDRODYNAMIC LOAD ANALYSIS

SUMMARY

Zangar's method for computation of seismic hydrodynamic loads acting at the inclined contour of a concrete gravity dam, has been reconsidered. Several numerical models are compared with the procedure recommended by Zangar, and a new regression formula is proposed, that eliminates the observed discrepancies.

Key words: seismic hydrodynamic loads, Zangar's procedure, regression analysis

¹ Ass. M.Sc., University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Republic of Serbia, bojanmil@mts.rs

² M.Sc. Student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Republic of Serbia, mugandaanne@yahoo.com

³ Associate Prof. PhD, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, vladak@grf.bg.ac.rs

⁴ Prof. PhD, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, ljsavic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Zangar (Zangar, 1952) determined the hydrodynamic seismic pressure acting on a sloped or vertical dam face, due to horizontal earthquake, using the electric analogue. He referred to the same assumptions as did Westergard in his study (rigid dam, small displacements, plane strain, infinite reservoir, and negligible compressibility of the water).

Zangar experimented on dams with smooth constant upstream slopes, defined by angles, θ , of 0, 15, 30, 45, 60 and 75 degrees (Fig. 1). The results, in form of dimensionless pressure coefficient in terms of dimensionless depth, were presented as a family of curves, enabling computation.

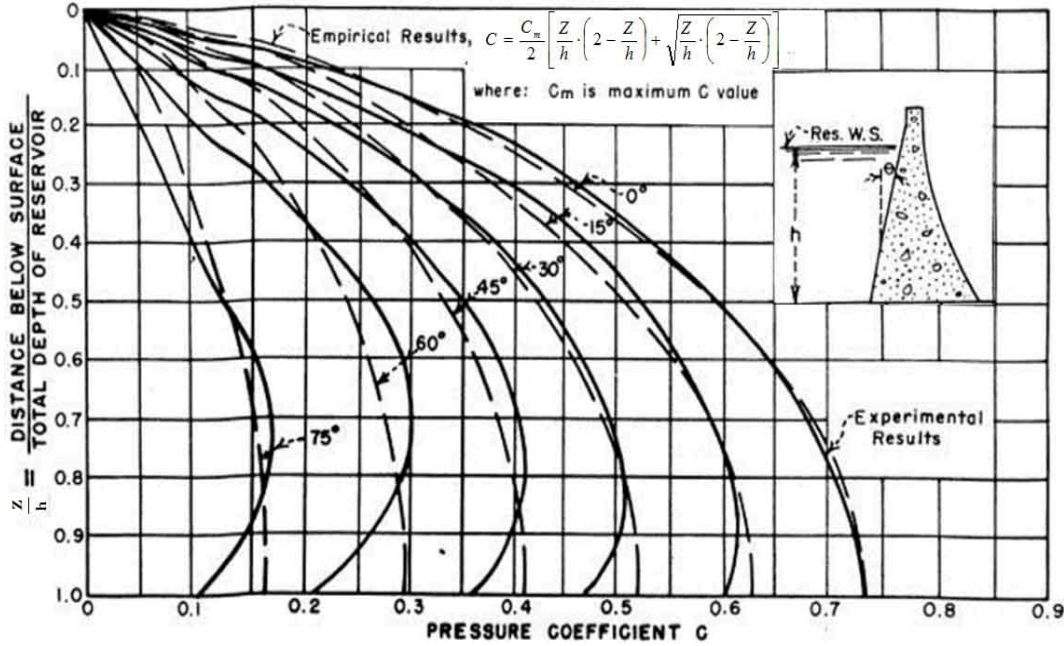


Fig. 1. The results of Zangar's experiment

Zangar found that the pressure distribution is almost parabolic, and for a generic depth from the water surface, Z , the pressure can be obtained as:

$$p_z(Z) = C \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \quad (1)$$

where

- h is the total water depth,
- C is the dimensionless coefficient, giving the distribution and magnitude of pressure:

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right) + \sqrt{ \frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right) } \right] \quad (2)$$

where C_m (Table 1) is the maximum value of C ,

- γ_w is the unit weight of water,
- α is the seismic coefficient, defined as a ratio between the maximum horizontal acceleration and the gravity acceleration.

Zangar proposed that the horizontal force $P_{z,z}$ above arbitrary depth, Z , is calculated as:

$$P_{z,z}(Z) = 0.726 \cdot p_z(Z) \cdot Z \quad (3)$$

The total moment above Z due to the horizontal pressure is determined by:

$$M_{z,z}(Z) = 0.299 \cdot p_z(Z) \cdot Z^2 \quad (4)$$

In the case of horizontal earthquake, the seismic pressure is perpendicular to the upstream face, hence the vertical and horizontal components of load.

The vertical pressure at a given depth Z is equal to the horizontal pressure at the same depth:

$$p_{z,v}(Z) = p_z(Z) \quad (5)$$

Vertical pressure force and appropriate vertical moment are obtained by multiplication of Eqs. (3) and (4) with $\tan(\theta)$. For example:

$$P_{z,z}(Z) = 0.726 \cdot p_z(Z) \cdot Z \cdot \tan(\theta) \quad , \quad (6)$$

Zangar also analyzed the dams with combined vertical and sloping faces. A dam with vertical face longer than half the total height of the dam in contact with water is defined as vertical. However, a dam with sloping face shorter than half of the total height of the face (in contact with water) is classified as a sloping dam. The slope angle, θ , (Fig. 1.) is obtained when the point of intersection of the dam with the surface of water is joined with the point of intersection of the dam with the terrain.

Angle θ (°)	0	15	30	45	60	75	90
Coefficient C_m	0.735	0.630	0.520	0.410	0.295	0.160	0.000

Table 1. Coefficient C_m as a function of the upstream-face slope

2. INCONSISTENCY OF ZANGAR'S HYDRODYNAMIC FORCES

In the literature (Petrovic 2002, and Petrovic and Radojevic 1997) and engineering practice, calculating Zangar's hydrodynamic forces is based on equations (3) and (6), with a constant coefficient (0.726), obtained by integration of the load over the entire depth of the reservoir. Nevertheless, this coefficient is derived for the case when $h = Z$ (i.e. for the force acting along the entire face of the dam), and it should not be a constant, since it depends on the depth, Z . While the vertical force, Eq. (6), can be obtained by multiplying the horizontal force, Eq. (3), with $\tan\theta$, in further analysis, horizontal forces will be considered only.

Seismic hydrodynamic pressure curve between points (depths) Z_1 and Z_2 is presented at Fig. 2. Parabolic curve is obtained by Zangar's experiment, while the shaded area presents its trapezoidal approximation. It is paradoxical that the force obtained using the expression (3), with a constant coefficient, may produce lower values than the trapezoidal approximation.

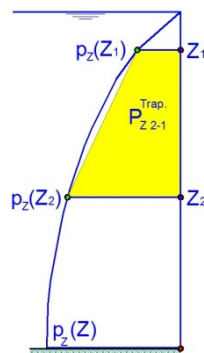


Fig. 2. Comparison of the parabolic and trapezoidal loads

Since neither in Zangar's study, nor in the other literature, such a process of the integration was not justified by relevant evidence, there is a need for analysis of the results with appropriate analytical and numerical results.

3. ANALYTICAL SOLUTION

First, a direct integration of Zangar's hydrodynamic pressure along the Z axis is performed, giving the function of hydrodynamic force:

$$P_z(Z) = \int p_z(Z) \cdot dZ \quad (7)$$

$$P_z(Z) = \int \frac{C_m}{2} \left[\frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right) + \sqrt{\frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right)} \right] \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \cdot dZ \quad (8)$$

Without affecting the outcome, a transformation is made to a dimensionless coordinate:

$$X = \frac{Z}{h}, \quad (9)$$

whereby, nondimensional depth, X is $0 \leq X \leq 1$.

Hence the integral (Eq. 8) transforms into:

$$P_z(Z) = K \cdot \int \left[1 - (1 - X)^2 + \sqrt{1 - (1 - X)^2} \right] \cdot h \cdot dX \quad (10)$$

whereby:

$$K = \frac{C_m}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h = \text{const} \quad (11)$$

From here a replacement is introduced:

$$Y = 1 - X \quad (12)$$

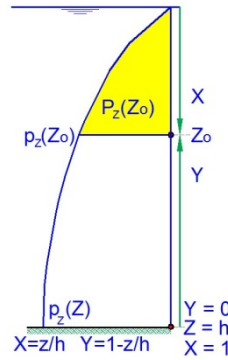


Fig. 3. Physical interpretation of the dimensionless coordinates X and Y

Coordinate Y physically represents the dimensionless coordinate of the observed section “o” in relation to the bottom (Fig. 3). In this manner it is obtained:

$$P_z(Y) = -K \cdot h \cdot \int \left(1 - Y^2 + \sqrt{1 - Y^2} \right) \cdot dY \quad (13)$$

And after integration:

$$P_z(Y) = -K \cdot h \cdot \left[\frac{Y}{3} \cdot (3 - Y^2) - \frac{1}{2} \cdot \arccos(Y) + \frac{1}{2} \cdot Y \cdot \sqrt{1 - Y^2} + C \right] \quad (14)$$

The integration constant is obtained from the condition:

$$P_z(Y=1) = 0 \Rightarrow C = -\frac{2}{3} \quad (15)$$

The expression for Zangar's hydrodynamic force can be written in the form which was used previously, with dimensionless variable Y instead of the constant coefficient 0.726:

$$P_z(Y) = p_z(Y) \cdot h \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{3 \cdot \arccos(Y) - 2 \cdot Y \cdot (3 - Y^2) - 3 \cdot Y \cdot \sqrt{1 - Y^2} + 4}{1 - Y^2 + \sqrt{1 - Y^2}} \quad (16)$$

Equation (16) can be expressed as a function of X :

$$P_z(X) = p_z(X) \cdot \frac{h}{6} \cdot \frac{3 \cdot \arccos(1-X) - 2 \cdot (1-X) \cdot (2+X \cdot (2-X)) - 3 \cdot (1-X) \cdot \sqrt{X \cdot (2-X)} + 4}{X \cdot (2-X) + \sqrt{X \cdot (2-X)}} \quad (17)$$

The expression for hydrodynamic seismic moment:

$$M_z(Z) = \int p_z(Z) \cdot (h-Z) \cdot dZ \quad (18)$$

$$M_z(Z) = \int \frac{C_m}{2} \left[\frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right) + \sqrt{\frac{Z}{h} \cdot \left(2 - \frac{Z}{h} \right)} \right] \cdot (h-z) \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \cdot dZ \quad (19)$$

at arbitrary depth, Z , can be derived by a procedure, similar to the one for the hydrodynamic force, yielding:

$$M_z(Z) = p_z(Z) \cdot \frac{h^2}{12} \cdot \frac{3 \cdot X^2 \cdot (2-X)^2 + 4 \cdot X \cdot (2-X)^2 \cdot \sqrt{X \cdot (2-X)}}{X \cdot (2-X) + \sqrt{X \cdot (2-X)}} \quad (20)$$

4. COMPARISON BETWEEN ZANGAR'S AND ANALYTICAL SOLUTION

A nondimensional hydrodynamic force, $\psi(X) = P_z(X)/P_z(1)$, as a function of a nondimensional depth, X , is presented at Fig. 4. Relative disagreement $\Delta\psi$ is presented, at Fig. 5.

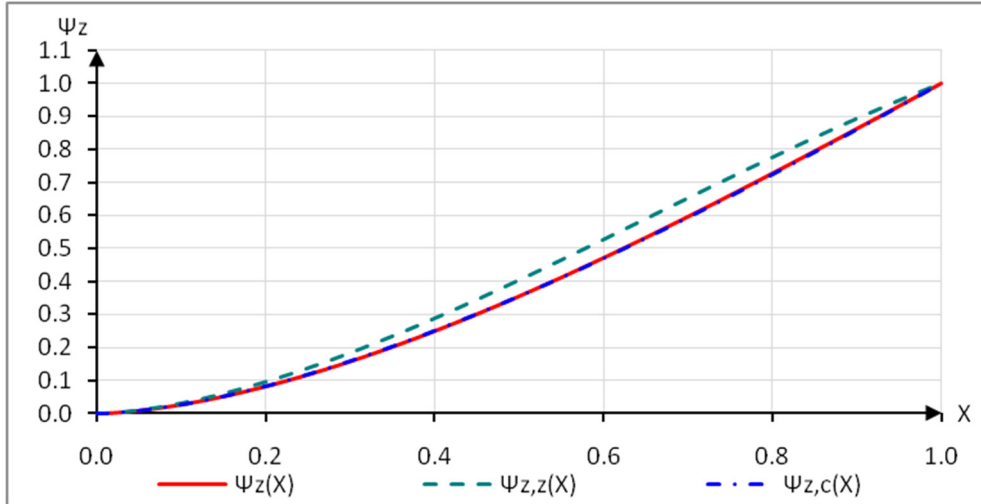


Fig. 4. Comparison of hydrodynamic forces obtained along the dimensionless depth X

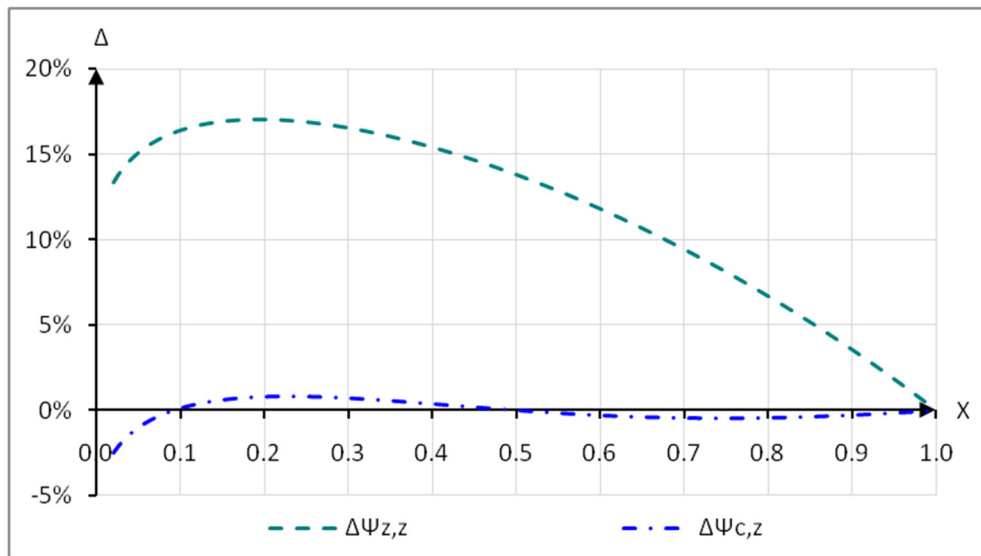


Fig. 5. Relative disagreements, $\Delta\psi_{z,z} = (\psi_{z,z}(X) - \psi_z(X))/\psi_z(X)$, $\Delta\psi_{c,z} = (\psi_{c,z}(X) - \psi_z(X))/\psi_z(X)$

The analytical solution $\psi_Z(X)$ obtained by Eq. (17) is designated by a solid line, Zangar's solution $\psi_{Z,Z}(X)$, Eq. (3), by a dashed line, and numerical approximation of the analytical solution $\psi_{Z,C}(X)$, Eq. (21), by a dash-dotted line. Comparing the results obtained using Zangar's expression (3), and the analytical expression (17), one can observe significant disagreement, except for a region close to the water-surface and at the bottom.

The largest disagreements occur at about 20 % of the depth of the reservoir, reaching a relative error of over $\Delta\psi = 17\%$ (Fig. 5). It should be noticed that the values obtained using Zangar's expression (with a constant coefficient of 0.726) are always larger than those obtained by the analytical solution.

Considering the nature of the observed disagreements, it can be concluded that computing the horizontal hydrodynamic forces by Zangar's expression is on the safe side. However, for certain shapes of the upstream face of the dam (Fig. 6) the vertical hydrodynamic forces are not on the safe side:

1. At a horizontal segment of a vertically incised upstream contour, a larger stabilizing vertical force is produced using Zangar's solution than the real one (obtained by the analytical solution).
2. For a partly sloping vertical contour with an overhang, the vertical destabilizing hydrodynamic force computed by Zangar's solution is smaller than the actual one.

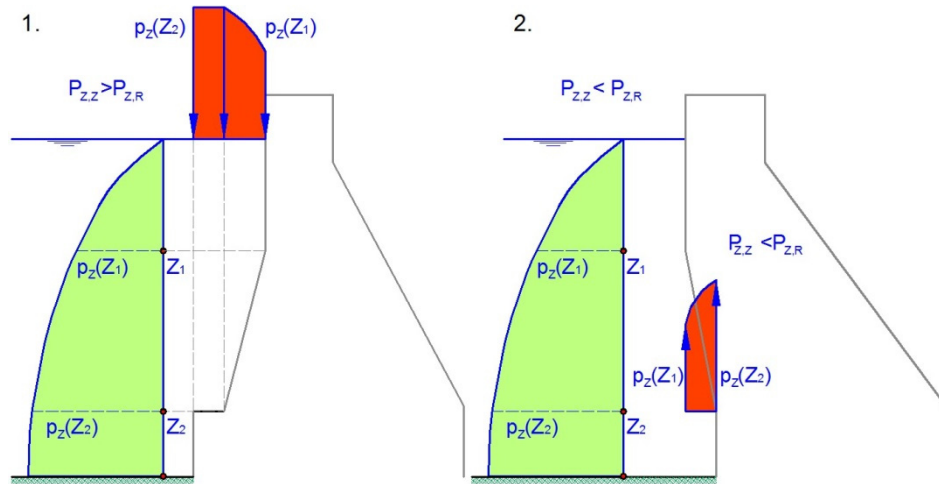


Fig. 6. Shapes of the upstream dam face for which the vertical hydrodynamic forces computed by Zangar's solution are not on the safe side

Since the analytical solution given by Eq. (17) is rather complicated for computation, the authors recommend an approximate regression expression which yields insignificant disagreement with the analytical:

$$P_Z(X) = 0.726 \cdot (a + (1-a) \cdot X^{1/b}) \quad (21)$$

where the constants a and b .

For $a = 0.86$ and $b = 0.345$ maximum disagreements from the values obtained by the analytical solution were less than 2% for the most unfavorable scenarios (Fig. 5).

Likewise, an approximate expression for the moment is given by:

$$M_Z(X) = \frac{7}{24} \cdot (c + (1-c) \cdot X^{1/d}) \quad (22)$$

where constants are $c = 2.214$ and $d = 1.261$.

Similarly to nondimensional forces, a nondimensional hydrodynamic moment is introduced, $\theta(X) = M_Z(X) / M_Z(1)$, as a function of a nondimensional depth, X (Fig. 7). Relative disagreement $\Delta\theta$ is presented at Fig.8.

The analytical solution $\theta_Z(X)$ obtained by Eq. (20) is represented by a solid line, Zangar's "constant coefficient" solution $\theta_{Z,Z}(X)$, Eq. (4), by a dashed line, and numerical approximation of the analytical

solution $\theta_{z,c}(X)$, Eq. (22), by a dash-dotted line. As in the case of hydrodynamic forces, significant disagreements between the analytical and Zangar’s “constant coefficient” solution is observed.

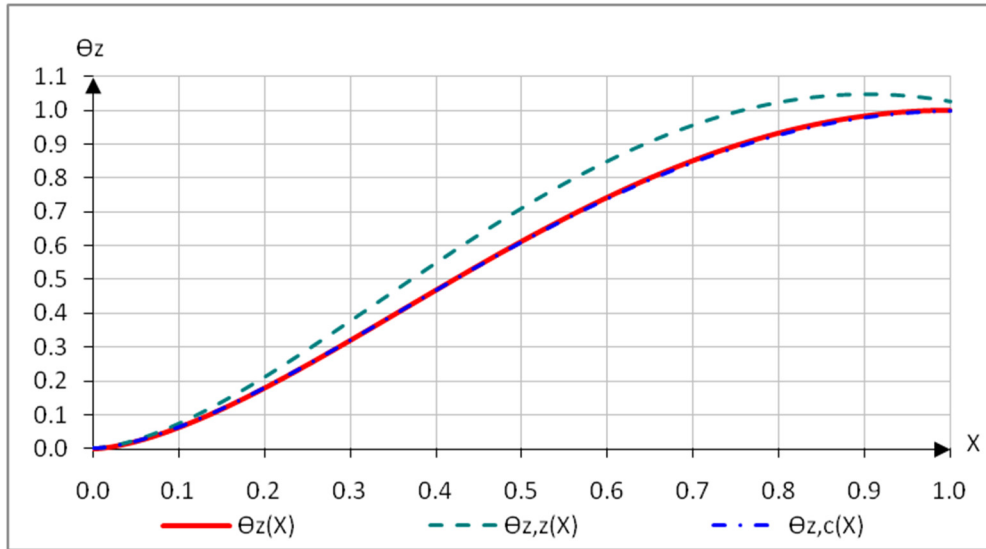


Fig. 7. Comparison of hydrodynamic moments obtained along the dimensionless depth X

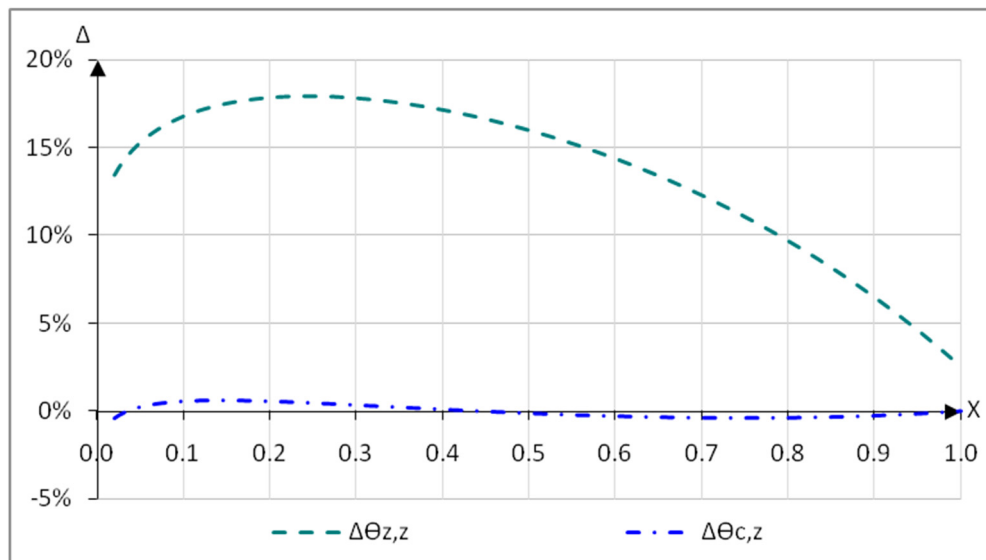


Fig. 8. Relative disagreements, $\Delta\theta_{z,z} = (\theta_{z,z}(X) - \theta_z(X)) / \theta_z(X)$, $\Delta\theta_{c,z} = (\theta_{c,z}(X) - \theta_z(X)) / \theta_z(X)$

5. CONCLUSIONS

Zangar's method for calculation of seismic hydrodynamic loads acting at the inclined contour of a concrete gravity dam has been reconsidered.

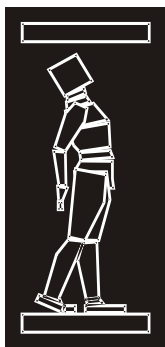
For certain shapes of the upstream face of the dam the vertical hydrodynamic forces and moments, computed by Zangar’s original “constant coefficient” solution are not on the safe side.

Significant improvement of the Zangar’s method has been achieved by analytical integration of the original data curves, enabling much safer computation of the hydrodynamic seismic loads.

An efficient regression expressions are developed to approximate rather complicated analytical solutions.

REFERENCES

- [1] Zangar C. N. (1952) "Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizontal Earthquake Engineering" Monograph No. 11, Bureau of Reclamation.
- [2] Петровић, П., Радојевић Д. (1997) "Хидротехничке конструкције примери и примене I", Грађевински факултет Универзитета у Београду, Београд.
- [3] Петровић, П. (2002) "Хидротехничке конструкције други део", Грађевински факултет Универзитета у Београду, Београд.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE -13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Душан МИЛОЈЕВИЌ¹, Мирослав МАРЈАНОВИЌ², Мира ПЕТРОНИЈЕВИЌ³

ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА АБ МОСТ: ГРЕДНИ И ПЛОЧЕСТИ МОДЕЛИ НА ПЛАТФОРМАТА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е извршена споредба на добиените резултатите со користење на различни нумерички модели за динамичка анализа на повеќеспреден мост во кривина преку реката Нишава. Мостот е лоциран во VII сеизмичка зона. Претпоставеното забрзување на плото е 0,1g. Иако пристапот за проектирање според капацитетот е пошироко прифатен во современото конструктивно проектирање на мостово, неговата примена во потребна со средна и ниска сеизмичка активност е непотребна. Поради тоа, нумеричката анализа е спроведена користејќи мултимодална спектрална анализа во SAP2000. Најпрво, платформата на мостот е моделирана користејќи гредни елементи, додека во вториот случај платформата е моделирана користејќи плочести елементи. Добиените резултати се презентирани и главните разлики помеѓу двата модели се дискутирани.

Клучни зборови: АБ мост, сеизмичка анализа, мултимодална спектрална анализа

Dušan MILOJEVIĆ¹, Miroslav MARJANOVIĆ², Mira PETRONIJEVIĆ³

DYNAMIC ANALYSIS OF RC BRIDGE: BEAM VERSUS SHELL DECK MODEL

SUMMARY

In this paper a comparison between the results obtained by using different numerical models for dynamic analysis of multi-span curved bridge over river Nišava is presented. Bridge is located in the VII seismic zone. Assumed acceleration is 0.1g. Although the capacity design approach has become a widely accepted in contemporary structural design of bridges, its application in the case of moderate and low-level earthquake activity is unnecessary. Due to that, the numerical analysis is carried out using the multimodal response spectrum analysis in SAP2000. Firstly, the bridge deck is modeled by using beam elements, while in the second case the deck is modeled by using shell elements. The obtained results are presented and main differences between these two models are discussed.

Keywords: RC bridge, seismic analysis, response spectrum multi modal analysis

¹ BSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, dusan230293@gmail.com

² Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, mmarjanovic@grf.bg.ac.rs

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, pmira@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

In recent years, increasing attention has been paid to the analysis of the earthquake impact on bridges. The reason for this is the collapse of bridges that have occurred in areas with high seismicity (Priestley, Seible and Calvi, 1996). EU has adopted standard EN 1998-2 (2006) related to the earthquake resistant design of bridges. The basic design philosophy of this Standard is to achieve the non-collapse requirement of the structure with appropriate reliability. According to that, the behaviour of bridge under the design seismic action shall be either ductile or limited ductile/essentially elastic, depending on the seismicity of the site. Standard prescribes methods of analysis, verification of bearing capacity and construction detailing for this purpose. The proposed method of analysis is an equivalent linear method using the behaviour factor q . It is defined globally for the entire structure and reflects its ductility capacity i.e. the capability of the ductile members to withstand, with acceptable damage but without failure, seismic actions in the post-elastic range (Priestley, Seible and Calvi, 1996).

In Serbia, even now, most engineers consider the dynamic bridge analysis unnecessary and EN 1998-2 proposal as an excessive requirement. This is supported by the fact that until now there has been no case of the bridge damage due to the seismic activity in Serbia. Therefore, only the linear methods of dynamic analysis of bridges have been used, so far. The main dilemma is: What type of the finite elements should be adopted in the numerical modelling of bridge superstructure?

Proposed study attempts to solve this dilemma comparing the dynamic responses of the reference bridge obtained by using two different finite element models in SAP2000 (SAP2000, 2006). In the first one (beam model), the bridge deck is modelled by using beam element, while in the second one (shell model) a certain numbers of shell elements are used for deck modelling. The analysis is carried out using multimodal spectral analysis. The member forces and displacements are estimated by combining the responses of individual modes using SRSS method. The obtained results and detailed discussion are presented in the following section.

2. REFERENCE BRIDGE STRUCTURE

The Nišava bridge was selected as the reference case for this analysis. It is a seven-span structure of 232.2 m total length, presented in Figure 1. The deck is curved-in-plane, with radius of curvature $R=540\text{m}$ and longitudinal slope of 1.82%. It is supported by six RC piers S1-S6, of rectangular hollow section, $6.0\times 1.3\text{m}$ and unequal clear heights of $S1=17.14\text{m}$, $S2=17.51\text{m}$, $S3=16.82\text{m}$, $S4=16.11\text{m}$, $S5=16.07\text{m}$ and $S6=9.95\text{m}$.

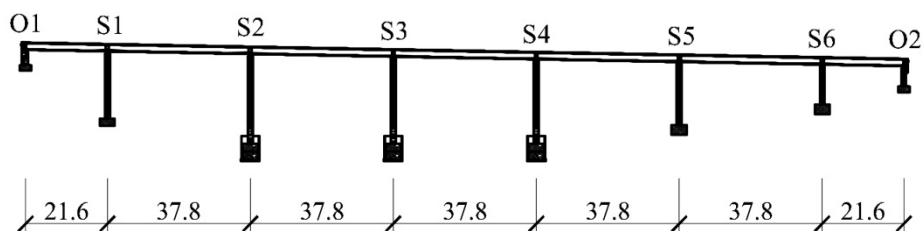


Fig. 1. Structure layout in longitudinal direction

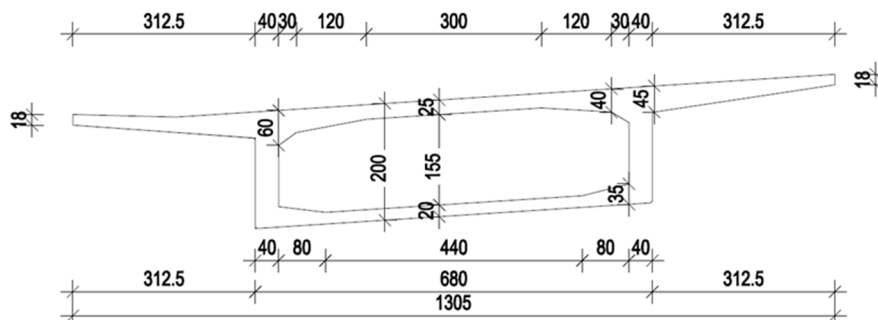


Fig. 2. Cross section of the bridge deck

The RC concrete deck has a box-section, 13.05m wide and 200cm high, with transverse inclination of 6.5%. (Figure 2). In the longitudinal direction, the deck webs and bottom plate have variable thickness. The deck webs thickness vary from 40 to 70cm, while the bottom plate thickness vary from 20-40cm.

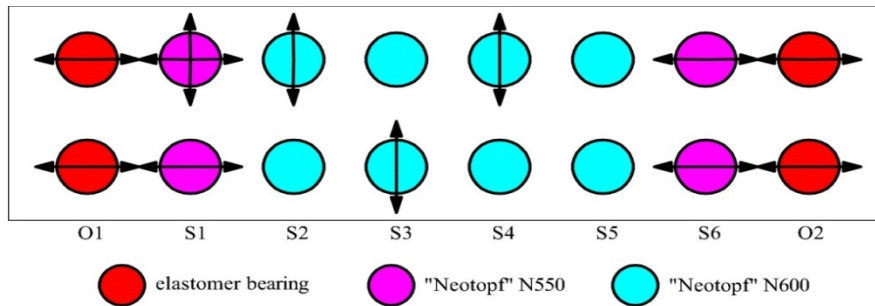


Fig. 3. Bearings layout

The deck structure is supported using different types of "Neotopf" bearings. Some bearings are pinned, some are free to slide in transversal or longitudinal direction. The direction of bearings free horizontal displacements is shown in Figure 3. The longitudinal displacement at the end bearings is limited. The pier S6 has the shear key.

All piers have the dimensions 6.0×1.3m, with 2 inner holes 2.15×0.70m (see Figure 4). The cap beam is positioned at the top of each pier ($h_{cb} = 1.30\text{m}$). The piers are founded on $A \times B = 4.9 \times 7.6\text{m}$ footings which heights vary from 2 to 10 m. Footings are firmly bonded to the surrounding rock, so they can be considered fixed.

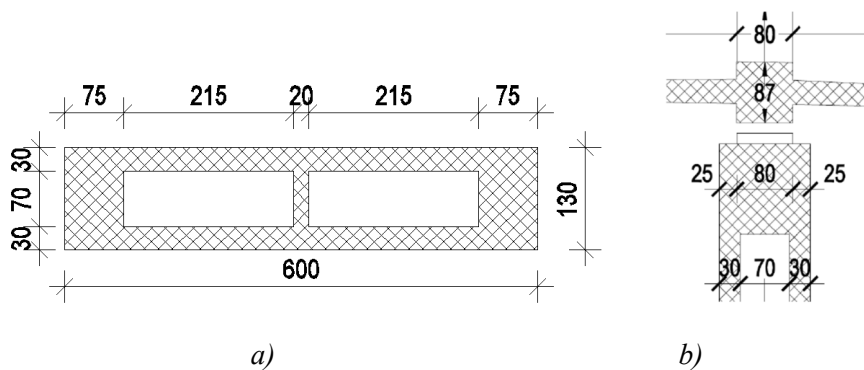


Fig. 4. Cross section of a) piers and b) pier with the cap beam

3. NUMERICAL MODELS

The considered structure is modelled using FEM. For model generation, calculation and the visualization of results, SAP2000 V14.0.0 software package is used. The numerical analysis is performed using two computational models: beam model and shell model. The shell model has been generated using Bridge Wizard feature of SAP2000 V14.0.0.

For both models, the following calculations have been performed:

- a) modal analysis,
- b) response spectrum analysis using the horizontal elastic spectrum in two orthogonal directions and vertical elastic spectrum according to EN 1998-1.

3.1. Beam Model

All structural elements have been modelled as isotropic, linear elastic. The material properties of RC members (MB 45 according to Serbian regulations) are $E = 34\text{GPa}$, $\nu = 0.2$, $\gamma = 25\text{ kN/m}^3$.

All piers have the same cross section, as shown in Figure 4. In the model, the pier lengths are measured from the top of the foundation to the centroid of the cross section of the superstructure: S1=19.02m, S2=19.39m, S3=18.70m, S4=17.99m, S5=17.95m, S6=11.83m. Local axes of the piers have been

rotated according to the geometry of the structure: axis 3 is perpendicular to the tangent line of the road, as shown in Figure 5.

From the geological conditions it is concluded that the soil below the foundations is of the high capacity. Therefore, the piers have been modelled as beams completely fixed at the bottom. The moments M_3 (axis 3) are free. The cap beams have not been modelled, because their influence on the dynamic behaviour is negligible.

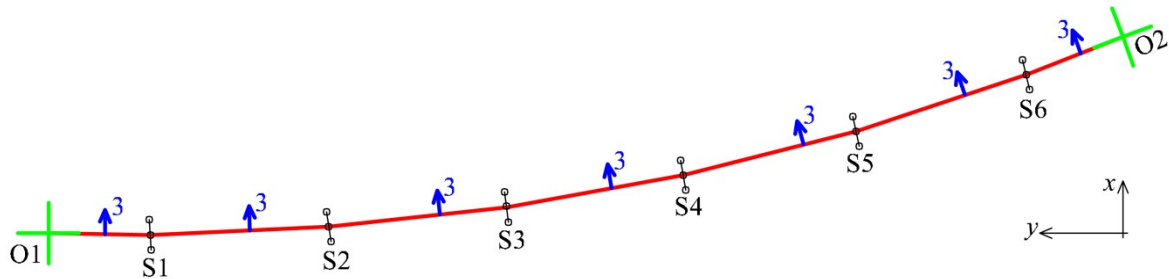


Fig. 5. Bridge plan with local axes of the piers (blue – axis 3, green - abutments)

All longitudinal and lateral variations of the structure geometry have been neglected, because their influence on the global dynamic response is marginal. The cross section of the superstructure is assumed uniform along the entire length. Longitudinal and lateral inclinations have been neglected, as well. The simplified cross section is shown in Figure 6.

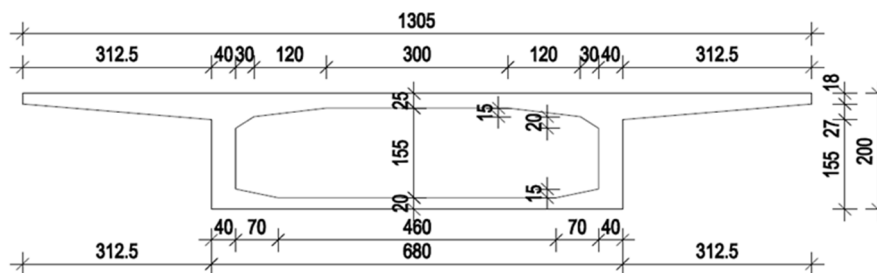


Fig. 6. Simplified cross section of the bridge deck

There are 4 different types of bearings, which is presented in Figure 3. The superstructure is supported using 2 bearings per pier (Figure 7a). The distance between the bearings in the lateral direction is 4.7m. In the numerical model additional rigid beam elements have to be added at the top of the piers in order to introduce different types of bearings (Figure 7b). After that, link element, which stiffness corresponds to the real behaviour of the bearing, is defined (Ličina and Kovrlija) and ref.5. The rotational stiffness of all bearings is equal zero, while the axial stiffnesses are given in Table 1. Local axes of the bearings are rotated taking into account the real geometry of the deck.

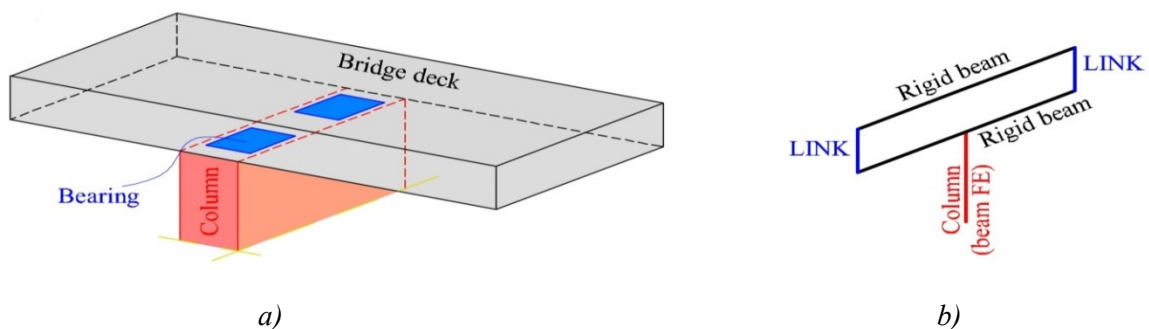


Fig. 7. Modelling of the supports: a) real structure, b) beam model with link elements

	K1 (vertical)	K2 (longitudinal)	K3 (lateral)
link element 1	916190 kN/m	2322 kN/m	Inf
link element 2	Inf	zero	Inf
link element 3	Inf	zero	Inf
link element 4	Inf	zero	zero

Table 1. Stiffnesses of the link elements to simulate the bearings

Mass of the structure is generated from the self-weight and traffic loading, according to EN 1998- 2. The weights of the structural elements are extracted from the Main Design of Nišava Bridge (Ličina and Kovrlija, 2010). The total self-weight of the superstructure is $Q_G = 50498$ kN. The traffic loading is accounted as the 20% of the maximum traffic loading according to EC-8-2, and its total amount is $Q_S = 2688$ kN.

Therefore, the total mass of the superstructure for the seismic calculation is:

$$Q = Q_S + Q_G = 53166 \text{ kN} \quad (1)$$

The part of the mass has been generated automatically using the options of the SAP2000 from the self-weight of the elements. The additional mass has been added as the line mass.

The model is discretized using beam elements, having the maximum length of 0.5m.

3.2. Shell Model in Bridge Wizard of SAP2000

In contrary to the beam model, the curved axis of the bridge is assigned here using the Layout Lines option of SAP2000. The real curvature is modelled, having the length $L=232.2$ m and radius $R=540$ m. The cross section with its real geometry is modelled using the Deck sections feature, while the bearings are modelled with their real stiffnesses using the single link elements over each pier. The diaphragms with their real thickness have been modelled using the feature of the software. The cap beams have been assigned as beam elements (1.3×1.3m). In this model, the manual rotation of the pier axes is not necessary, because the software performs this operation automatically from the geometry data of the curved superstructure. The longitudinal change of the cross section is modelled using the Parametric Variations feature of the software.

The part of the mass has been generated automatically using the options of the SAP2000 from the self-weight of the elements. The additional mass has been added as the area mass.

Shell elements of the approximate size of 0.5m have been selected for the discretization.

4. MULTIMODAL SPECTRAL ANALYSIS

For the horizontal component of the seismic action, elastic response spectrum, $S_e(T)$, Type 2 for soil type A, according to EN1998-1 is selected, with following parameters corresponding to the spectrum: $S=1.00$, $T_B=0.05$ s, $T_C=0.25$ s and $T_D=1.20$ s. Characteristic acceleration $a_g=0.1g$ is adopted (VII seismic zone according to Serbian regulations).

Vertical component of the seismic action is modelled by using the vertical elastic response spectrum $S_{ve}(T)$ according to EN 1998-1, with following parameters corresponding to the spectrum Type 2 and soil type A: $a_{vg}/a_g=0.45$, $T_B=0.05$ s, $T_C=0.15$ s, $T_D=0.10$ s.

Both response spectra are presented in Figure 8, according to EN1998-1.

The seismic loading in different directions is generated in SAP2000. The results of the modal analysis of the structure is used to calculate the modal mass ratios (more than 90% of the total mass in the considered direction must be taken into account), while the above described response spectra is used to obtain the appropriate spectral acceleration in the considered mode.

Horizontal spectrum is assigned in two orthogonal directions: lateral (**EQ1**) in the tangential direction in the middle of the bridge tendon (7.5° from the global x -axis, see Figure 5), and longitudinal (**EQ2**),

perpendicular to the **EQ1** (97.5° from the global x -axis). For the combination of modes, SRSS rule is selected (Clough and Penzien, 1995). Finally, combinations of seismic actions in three orthogonal directions are calculated using the following formulae (EN1998-1) (where **EQ3** is the vertical seismic action):

$$\begin{aligned} K_1 &= 1.0 \times EQ1 + 0.3 \times EQ2 + 0.3 \times EQ3 \\ K_2 &= 0.3 \times EQ1 + 1.0 \times EQ2 + 0.3 \times EQ3 \\ K_3 &= 0.3 \times EQ1 + 0.3 \times EQ2 + 1.0 \times EQ3 \end{aligned} \quad (2)$$

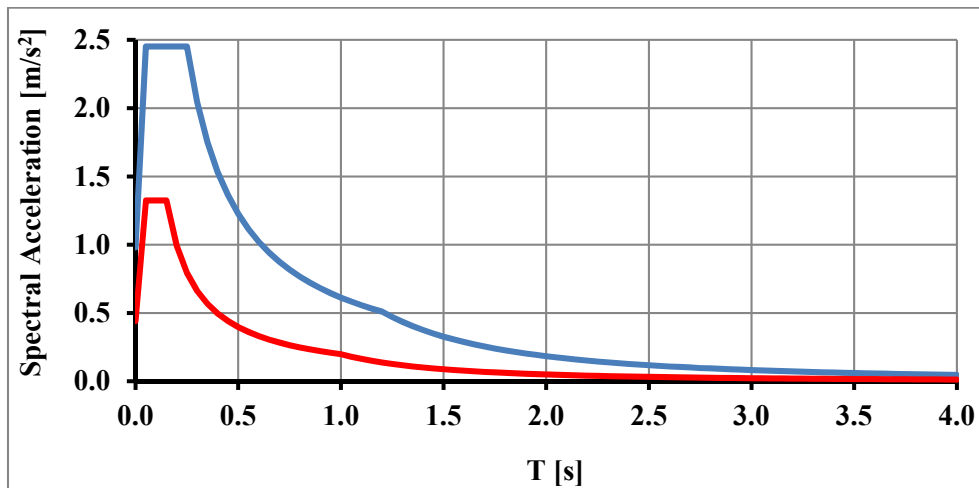


Fig. 8. Horizontal (blue) and vertical (red) elastic response spectrum

5. RESULTS AND DISCUSSION

5.1 Modal analysis

In order to obtain accurate response of the structure the sufficient number of modes shall be taken into account according to EN1998-1. This request is considered fulfilled if one of the following requirements is demonstrated (EN1998-1): (i) the sum of the effective modal masses for the modes taken into account is at least 90% of the total mass of the structure and, (ii) all modes with effective modal masses greater than 5% of the total mass are taken into account. So, in the performed modal analysis, the sufficient number of modes is calculated in both numerical models.

For the comparison, the first three periods and first three mode shapes are provided for both models in Table 2 and Figures 9-11.

Mode	Beam model		Shell model	
1	2.061	longitudinal	2.318	longitudinal
2	0.599	vertical	0.631	lateral
3	0.509	lateral	0.550	vertical

Table 2. First three periods of vibration [s] in both numerical models

From Figures 9-11 it is obvious that there is good match between the mode shapes in two considered models. Beside these modes, there exist a considerable number of “local” modes which influence on the overall response is negligible because of the very low value of effective modal mass (such as local oscillation of a single pier, etc.).

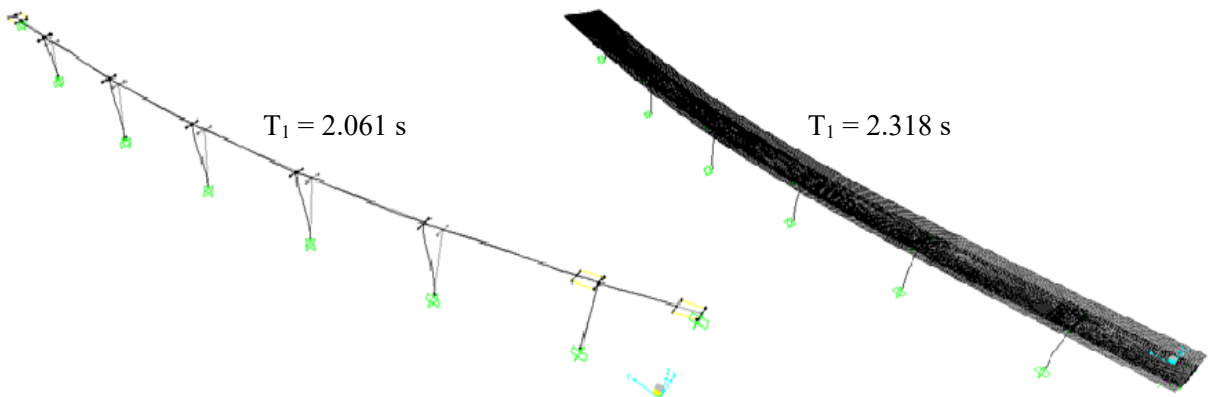


Fig. 9. First mode shape of the RC bridge (longitudinal); left: beam model, right: shell model

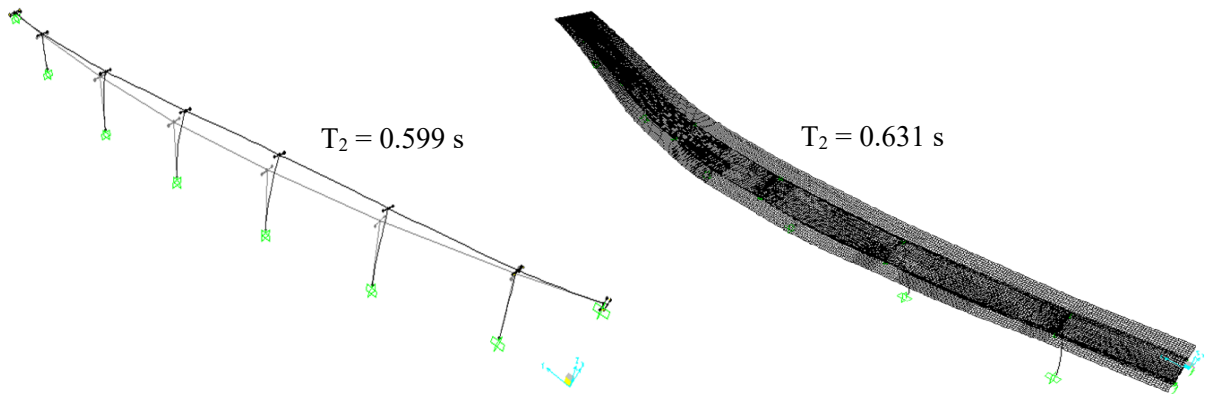


Fig. 10. Second mode shape of the RC bridge (lateral); left: beam model, right: shell model

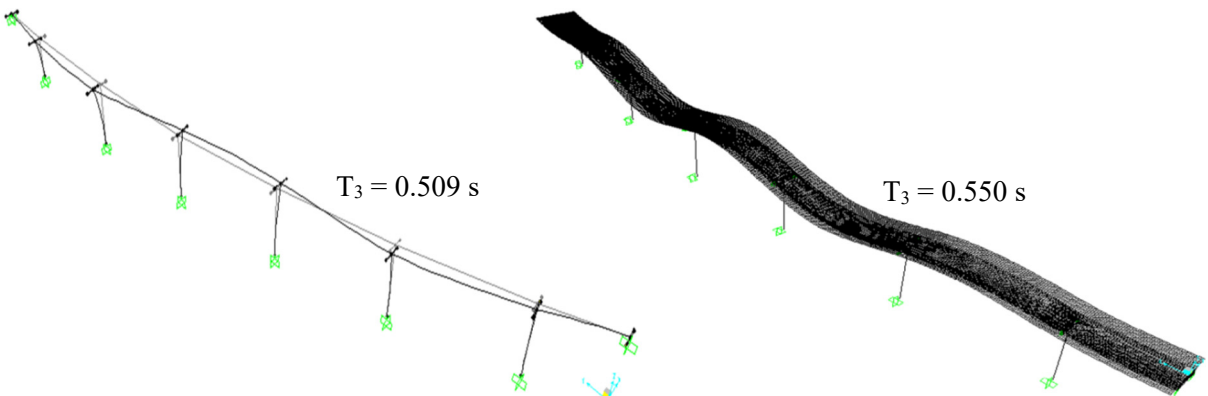


Fig. 11. Third mode shape of the RC bridge (vertical); left: beam model, right: shell model

However, there is a difference in corresponding periods of vibration. Obviously, the beam model is "stiffer" in both longitudinal and lateral direction when compared to the shell model. The difference between periods for the longitudinal direction is 12.47%, while the difference between periods for the lateral direction is 23.97%, which was expected due to the simplifications associated with the modelling

of stiffness and mass distribution in the beam model. The periods of oscillation in the vertical direction are in better agreement, where the maximal difference is 8.18%.

There are several sources of differences in obtained periods of vibration: (i) in the shell model, the superstructure is modelled as a curved girder, while in the beam model the polygonal line, from pier to pier, is used; (ii) in both models, the total amount of mass is the same, but in the shell model the additional mass is assigned as an area mass on the top of the plate, having an eccentricity with respect to the centroid of the cross section. On the contrary, in the beam model, the additional line mass has been assigned in the centroid of the cross section of the bridge deck; (iii) the shell model takes into account the longitudinal change of the stiffness of the bridge deck, while the beam model uses the simplified cross section which is constant along the bridge line.

The number of modes required for the accurate calculation of member forces is provided in Table 3 together with the number of modes with $M_i > 5\%$:

Direction	Beam model		Shell model	
	Required number of modes	Number of modes with $M_i > 5\%$	Required number of modes	Number of modes with $M_i > 5\%$
EQ1 (lateral)	22	2	51	2
EQ2 (longitudinal)	1	1	1	1
EQ3 (vertical)	200	4	250	3

Table 3. First three periods of oscillation [s] in both numerical models

Shell model requires higher number of modes to be taken into account, because of the greater number of elements, which lead to the more complex approximation of structural mass and stiffness in comparison with the simplified beam model. In both models, the accurate calculation of the structural response in the longitudinal direction requires only the first mode of oscillation. For vertical oscillations, the highest number of modes is taken into account, in both models. However, there are only 1-3 modes with the effective modal mass higher than 5%, depending on the direction of the seismic action.

5.2 Multimodal spectral analysis

After the calculation of modal properties of the structure, the member forces, due to the EQ1, EQ2 and EQ3, are calculated using the multimodal spectral analysis and SRSS method (Clough and Penzien, 1995). The piers member forces are presented in Figures 12-14 (note that only the significant forces have been presented, for the sake of simplicity).

It is obvious that the most important influence which occurs in the piers is the bending moment due to the lateral seismic action EQ1. The bending moments M_3 in the lateral directions, due to the seismic action EQ1, are higher for the shell model in comparison with the beam model (Figure 12). The differences are varying from pier to pier (the average difference for all piers is 17 %). Under the seismic action EQ2, the bending moments in two orthogonal directions occur, but their values are approximately 10 times lower in comparison with the M_3 values due to the EQ1. Finally, under the vertical seismic action, the normal forces in the piers are the dominant influence. The values of normal forces under the seismic action EQ3 are marginal in comparison with the forces obtained from the self-weight and traffic loading.

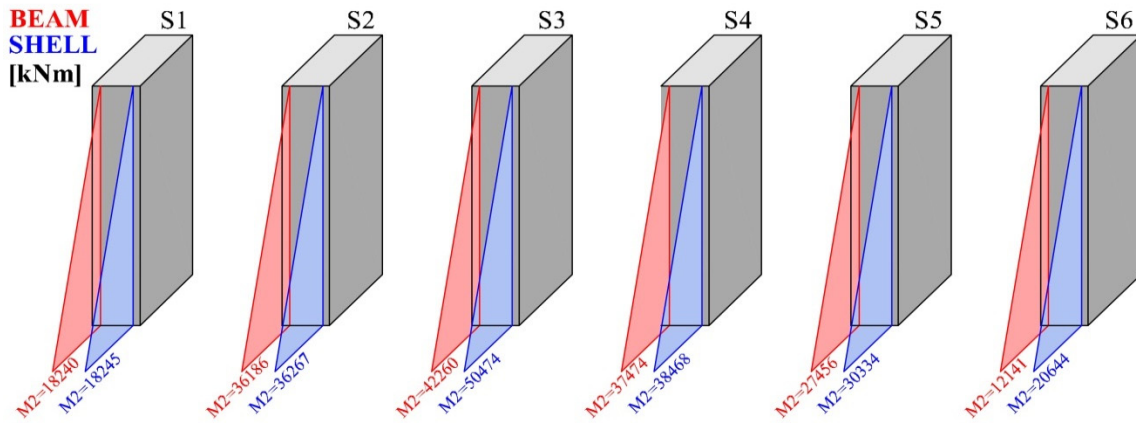


Fig. 12. Force diagrams in piers due to EQ1 (lateral) (N and M3 are not shown) for two considered models

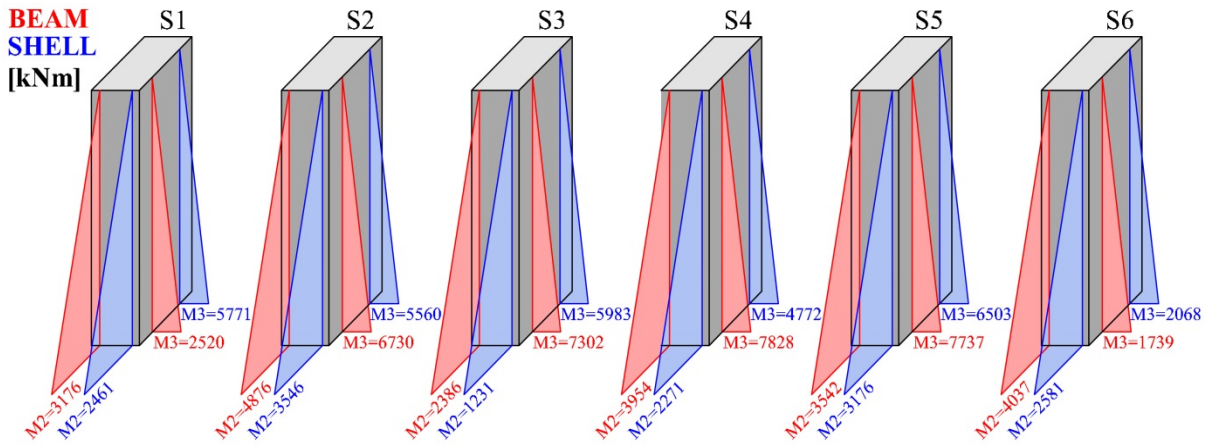


Fig. 13. Force diagrams in piers due to EQ2 (longitudinal) (N are not shown) for two considered models

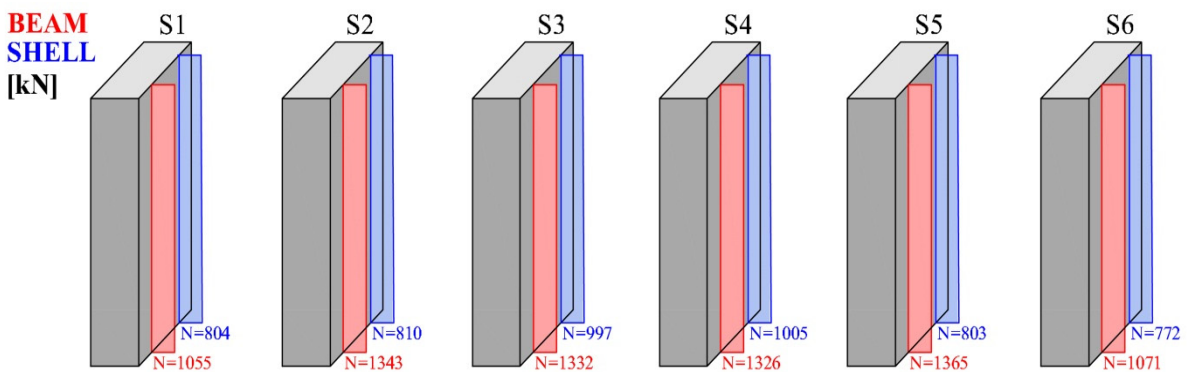


Fig. 14. Force diagrams in piers due to EQ3 (vertical) (M2 and M3 are not shown) for two considered models

From the above, it can be concluded that the most important influence is the seismic action in lateral direction, EQ1, and the values of the obtained bending moments calculated from two different numerical models are in the acceptable agreement having in mind all simplifications of the beam model in comparison with the real structure.

6. CONCLUSIONS

Two different numerical FE models, beam and shell, of the curved RC bridge structure generated in SAP2000 are presented in this paper. Real, existing structure of the RC bridge on the river Nišava served as an illustrative example. Seismic analysis using multimode response spectrum method according to EN1998-1 and -2 is performed. Some conclusions are elaborated as follows:

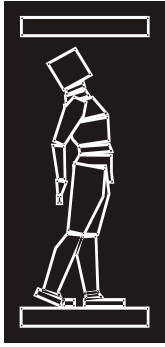
- A certain simplifications of the structure are imposed using the beam model, while the shell model (generated by Bridge Wizard feature in SAP2000) represents the structure more realistically. The shell model takes into account longitudinal change of the stiffness of the bridge deck, while the beam model uses the simplified cross section which is constant along the bridge line.
- In the shell model, the superstructure has been modelled as a curved girder, while in the beam model the polygonal line has been used. The total mass is the same, but in the shell model the additional mass has been assigned as area mass on the top plate, while in the beam model the additional line mass has been assigned in the centroid of the deck cross section.
- There is a good matching between the mode shapes in two considered models, with some differences in obtained periods of vibration. The beam model is "stiffer" in both longitudinal and lateral directions due to the simplifications associated with the modelling of stiffness and mass distribution.
- The periods of vibration in the vertical direction are in very good agreement.
- The number of modes required for the accurate calculation of member forces depends on the direction of the seismic action, varying from only the single mode in the longitudinal direction to more than 200 modes in the vertical direction (see Table 3 for details). The shell model requires higher number of modes to be taken into account.
- There are only 1-3 modes with the effective modal mass higher than 5%, depending on the direction of the seismic action.
- The lateral seismic action EQ1 generates the highest stress resultants in the piers. The bending moments M3 are the most important influences, and they are on average 17% higher in the shell model in comparison with the beam one. Under the seismic action EQ2, the bending moments are approximately 10 times lower in comparison with the M3 values under the EQ1.
- The vertical seismic action generates the normal forces in the piers, which are still marginal in comparison with the normal forces in the piers obtained from the self-weight and traffic loading.
- The beam model gives accurate results, and due to its simplicity it can be recommended for dynamic analysis of bridges without any doubt concerning the expected result.

ACKNOWLEDGMENTS

The financial support of the Ministry of Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia, through the projects TR-36043 and TR-36048, is acknowledged.

REFERENCES

- [1] Computers and Structures, Inc. (1998) "SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Berkeley, California, USA.
- [2] Chen, Wai-Fah, and Duan, L. (2003) *Bridge engineering - seismic design*, CRC Press, Boca Raton, Florida. USA.
- [3] European Committee for Standardisation (CEN), (2006) "Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges ". Brussels, Belgium.
- [4] European Committee for Standardisation (CEN), (2006) "Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". Brussels, Belgium.
- [5] Catalogue of Bearings (in Serbian). GP Mostogradnja, Beograd, Serbia.
- [6] Ličina, Ž, and Kovrlija, Z. (2010). "Main Design of Nišava Bridge (in Serbian)", Saobraćajni Institut CIP, Beograd, Serbia
- [7] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York, USA.
- [8] Clough, R.W, Penzien J. (1995). *Dynamic of Structures*, Computers & Structures Inc, Berkeley, USA.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ветон ПИРА¹, Роберта АПОСТОЛСКА²

ОДНЕСУВАЊЕ НА ПРЕФАБРИКУВАНИ ВРСКИ ГРЕДА-СТОЛБ ОТПОРНИ НА МОМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА ЦИКЛИЧНО ТОВАРЕЊЕ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентирани краток преглед на публикации кои се однесуваат на префабрикуваните врски греда-столб отпорни на моменти и обсервациите од серијата на тестови на примероци во реална размера изложени на циклично товарење. Реализираниот експериментален програм опфаќа: (1) врска со анкери чии отвори се инјектирани со високовреден цемент; (2) врска со анкери зајакнати со посебни челични плочи и (3) врска со анкери зајакнати со заедничка челична плоча. Врските се проектирани и изведени со вертикални и хоризонтални анкери. Исто така, за ист тип на врска, вариран е односот свиткување/смолкнување и тоа 1.5 за доминатно свиткување, 1.0 кога свиткувањето и смолкнувањето имаат исто влијание и 0.5 за доминатно смолкнување, со цел да се тестираат врските за различни товарни ситуации. Селектирани резултати се прикажани во трудот.

Клучни зборови: префабрикувани врска греда-столб, отпорни на моменти, анкери, челични плочи, рушење

Veton PIRA¹, Roberta APOSTOLSKA²

PERFORMANCE OF MOMENT RESISTANT PRECAST BEAM-COLUMN CONNECTIONS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

SUMMARY

This paper presents brief literature summary of moment resistant precast beam-column connections and the observations from a series of tests of full-scale specimens exposed to cyclic loading. An experimental program of three different types of dry connections has been conducted: (1) connections implemented with dowels only and grouting of sleeves with high strength cements; (2) connections with dowels strengthened with individual steel plates and (3) connections with dowels strengthened with one large steel plate. The connections are designed and constructed with vertical and horizontal dowels. Furthermore, the same type of connections are tested in the case when the flexure is predominant (flexure/shear ratio=1.5), when flexure and shear are with same intensity (flexure/shear ratio=1.0) and when shear is dominant (flexure/shear ratio=0.5) with the goal of testing connections under various loading situations. Selected results are presented in the paper.

Keywords: precast beam-column connections, moment resistant, dowels, steel plate, failure

¹ PhD student at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, vetonpira@gmail.com

² Prof. Dr., UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The RC precast buildings consist of assemblage of cantilever columns tied together with beams are widely used in European construction practice (Fig.1). The key element in this system is the beam-to-column connection. Among many different solutions the dowel beam-to-column connection is most frequently applied. This structural system has been used in Europe to construct about 50 millions of square meters of buildings per year. Such buildings house a predominant share of industrial facilities in many European countries. Recently they are also used for multi-storey office buildings and shopping centres housing thousands of people.

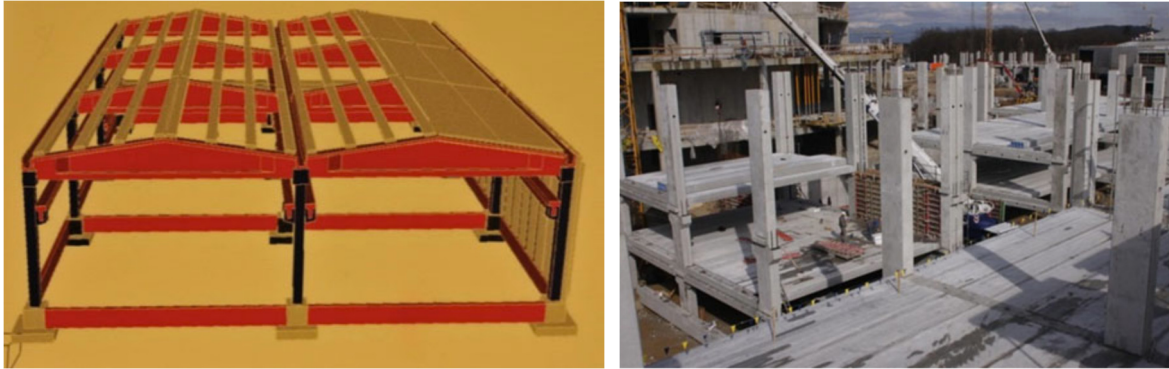


Fig.1 Structural system consists of assemblage of cantilever columns tied together with beams and floor structures (M. Fischinger et al., 2014)

The potential seismic risk of these systems is high. In spite of the frequent use of this precast system, the information about its behaviour during the earthquakes has been sparse and sometimes controversial and obviously depends on the specifics of a precast system and on the characteristic of earthquakes (Fig. 2).



Fig.2 Evidence of good and poor behaviour during recent Italian earthquakes (M. Fischinger et al., 2014 – left; Toniolo and Colombo, 2012- right)

Recent earthquakes have proved that the weakest point of existing precast structures are connections and most of damages that have occurred in precast structured have been directly related to connections. Especially, beam-to-column connections are considered to be the most complicated ones. This has also been proved from experiences in observing damages from earthquakes where the beam-to-column connections have been the weak link of the structure and most of the damages have occurred directly in these connections. In regard to structural point of view, beam-to-column precast connections are classified in two primary types, pin connections and moment resisting (fixed) connections. Considering construction methodology, all connections could be constructed as wet and dry connections.

Considering high advantages of precast structures related to their construction, in order to be able to apply these structures in seismic prompt areas the solution is to design and construct structures with high

redundancy. The one possible way to make structures with high redundancy is to apply moment resisting beam-to-column connections in addition to moment resisting column-to-foundation connection.

The investigations presented in the paper are carried out within the doctoral dissertation entitled “Seismic performance of connections in precast industrial buildings”, by M.Sc. Veton Pira, doctoral student in UKIM-IZIIS, Skopje, (Pira, 2017). The main goal of these investigations is to design reliable moment resisting beam-to-column connections. Combined, experimental and analytical methodology is applied to achieve the set goal. Presented in the paper are brief summary of dry moment resisting beam-column precast connections, as well as selected results from the tests carried out on three different types of connections (ten specimens in total) exposed to cyclic loading.

2. MOMENT RESISTING BEAM-COLUMN CONNECTIONS- SHORT SUMMARY

As a reference criteria to considering a precast connection as a moment resistant could be consider that one cited in the FIB 27 (2003):

“in Japan a precast concrete system is considered to be equivalent to a monolithic system if the drift of the precast system is within 80 to 120 percent of the cast-in-place counterpart and if the energy dissipation in the second loading cycle is no less than 80 percent of that obtained from the response of the cast-in-place counterpart”.

2.1. Moment resisting connections constructed as wet connections

Currently the widely spread solution for realizing moment resisting beam-to-column connections in precast structures is wet connection or partly wet connection. Several references are presented below.

The main requirement in fib bulletin 27 (2003) is that the designed and constructed precast structures should have same performance as cast-in place structures. In the Figure 1 are presented some possible construction solution for wet moment resisting beam-column connections, which are referred as equivalent cast-in place (monolithic) connections in this document.

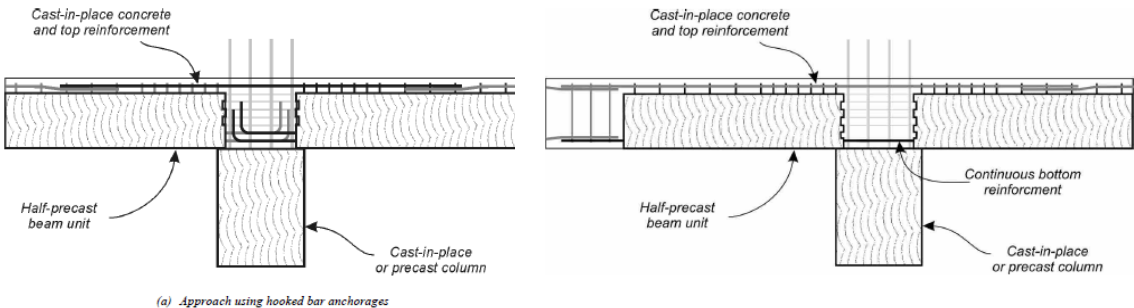


Fig. 1 Type of wet connections of precast structures, equivalent to cast in situ connections (fib bulletin 27, 2003)

Two different types of wet connections with partial cast-in-situ, the first one with the same width as the column and the second one-connection enters inside of the column are given in the Figure 2 (Eds. Negro and Toniolo, 2012).

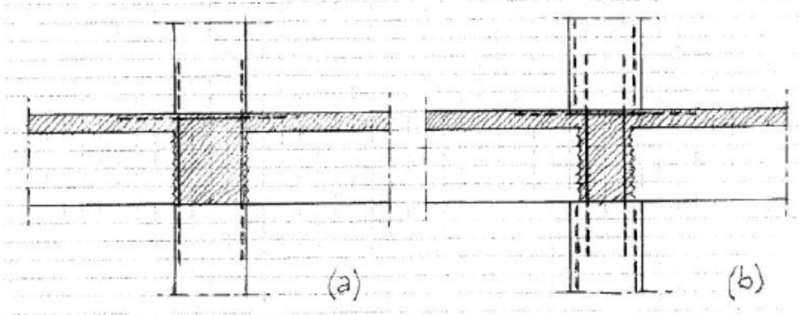


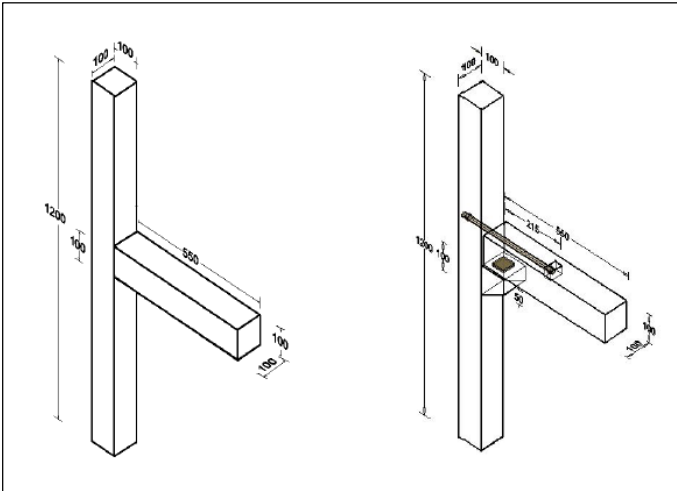
Fig.2 Recommended moment resisting connections with partial cast-in-situ (Eds. Negro and Toniolo, 2012)

The only limitation for realizing moment resisting wet connection is that the length of the “connection” has to respect requirement for length of lap splices. For all the cases when this requirement is met the connection behaves as monolithic connection and to confirm this there is no need for any experimental investigation. Downside (negative part) of wet connections is that always there is a need for applying form works and scaffoldings and implication of concreting activities. This cast-in-situ concreting requirement is an obstacle for progress of works on precast structures and in a way minimize to certain degree benefit that precast structures have in regard to construction speed.

2.2. Moment resisting connections constructed as dry & hybrid connections

Considering advantages of dry connections in recent decade there have been numerous scientific studies and research investigations on designing innovative moment resisting beam-to-column connections and experimentally verifying behavior of the same. Below are presented two experimental studies on beam-to-column dry connections.

The first research (Vidjeapriya and K.P. Jaya, 2012) is conducted in outer joint of multi-story building. The connection is realized with tie rod and steel plate, (Fig. 3). The beam is connected with column by tie rod positioned horizontally for transferring (resisting) flexural strength, in which case the tie rod is placed on top of the beam and also through corbel by steel plates.



Connection with tie rod is performed by preserving sleeve on both elements, beam and column and then following positioning of the elements the rod is placed. The connection of the beam with column on the corbel is realized through steel plates, which plates are welded with each other after the elements are positioned. Prior to this the plates are welded with the elements longitudinal reinforcement bars.

Fig.3 Details of experiment, a) referent model (ML) and b) proposed moment resisting connection (PC-TR) (Vidjeapriya and K.P. Jaya, 2012)

Results of the testing of this innovative connection are compared with the result of cast-in-place referent connection, (Fig. 4). In positive direction the PC-TR (precast specimen) has less load bearing capacity for 32.55% in comparison to the ML (monolithic), whereas in negative direction the reduction in load bearing capacity was 8.42%.

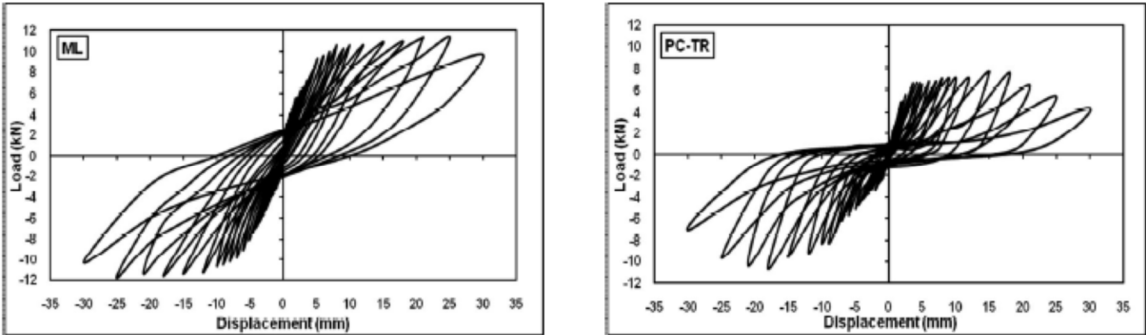


Fig. 4 Experimentally obtained force-displacement relationships (Vidjeapriya and K.P. Jaya, 2012)

The second research presents dry connection which construction required some post tensioning or pre-stressing (Fig. 5). For this reasons these connections are called hybrid connections, (fib bulletin 27, 2003).

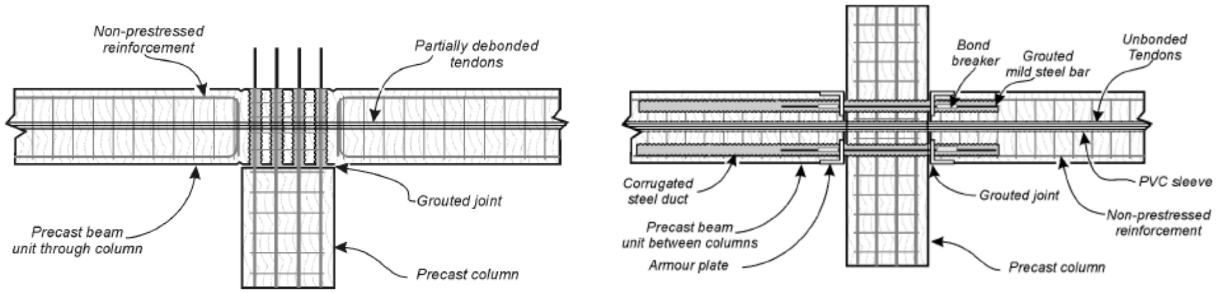


Fig. 5. Type of dry connections of precast structures, with equivalent performance to cast in situ connections in regard to moment resistance, (fib bulletin 27, 2003)

From the experiments carried out on hybrid connections is evident that this connections has good resistance under cyclic loads and it is capable of sustaining large number of load cycles. However, wide application of such connection might be difficult due to complication that execution of post tensioning requires.

3. TESTING OF INNOVATIVE MOMENT RESISTANT PRECAST BEAM-COLUMN DRY CONNECTIONS

3.1. Construction of specimens

Beam-to-column connections were constructed with vertically positioned dowels (Fig. 6) and with horizontally positioned dowels (Fig. 7). Construction of precast elements and connections of the elements are performed on open construction site using standard construction equipment.

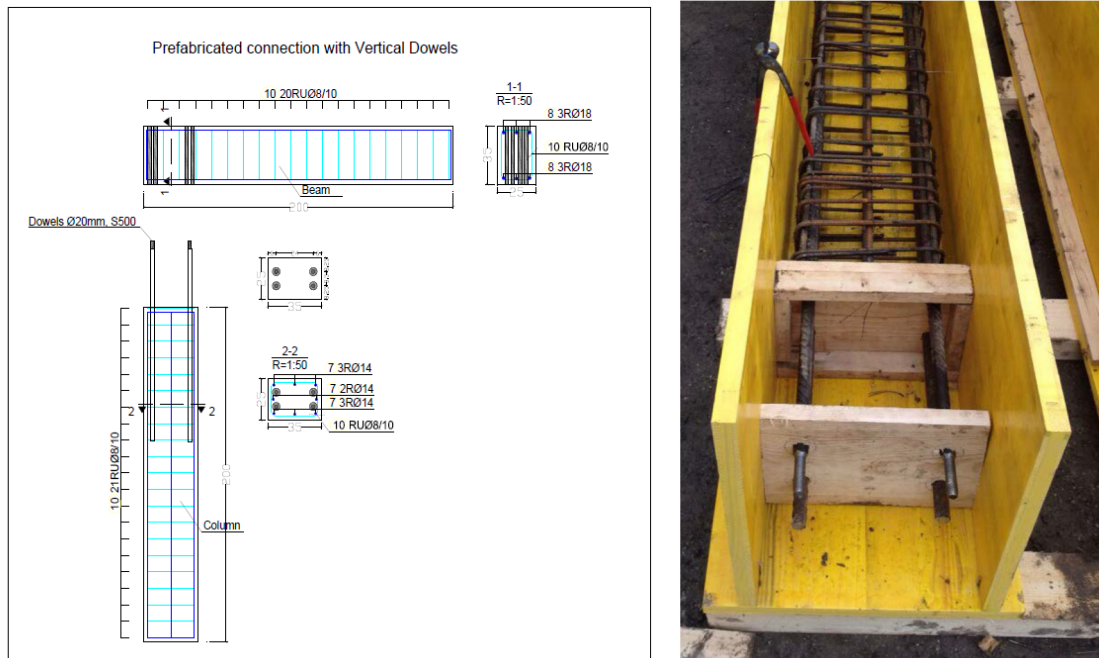


Fig. 6 Detail and photo during construction of connection with V.D.

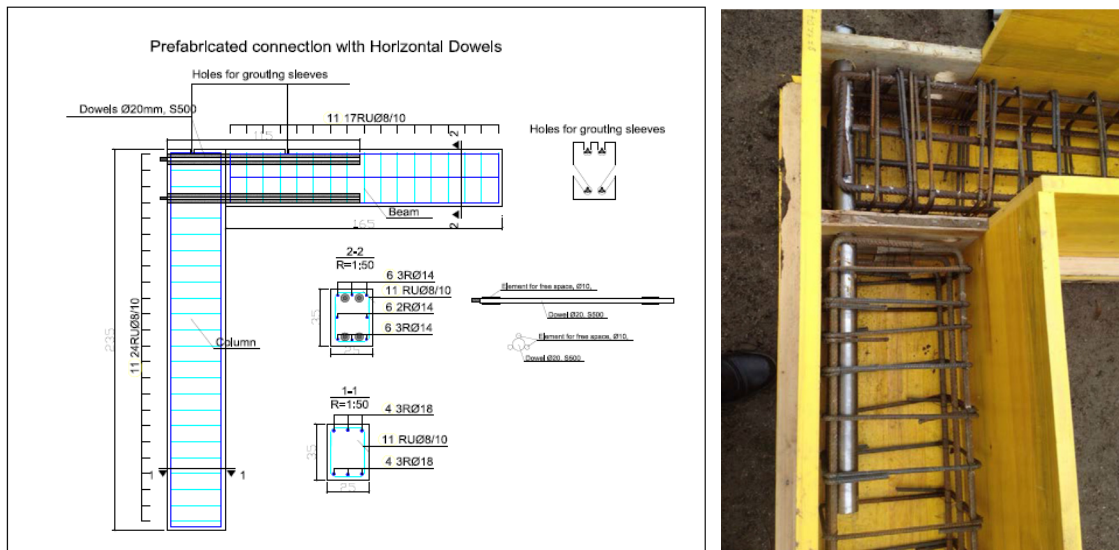


Fig. 7 Detail of the connection with H.D. and photo during construction

A full scale experimental program of generally three different types of connections subjected to cyclic loading has been conducted, (Table 1):

- Connection implemented with dowels only, where for grouting material for sleeve filling high strength cements grout is used.
- Dowels of a connection loaded in tension have been confined with individual steel plates for preventing pullout failure of same dowels and consequently of a connections.
- All dowels of a connection have been confined with one large plate with purpose of eliminating all possible failure mechanisms of a connection.

Furthermore, the same type of connections are tested in the case when the flexure is predominant (flexure/shear ratio=1.5), in the case when flexure and shear are with same intensity (flexure/shear ratio=1.0) and in the case when shear is dominant (flexure/shear ratio=0.5) with the goal of testing connections under various loading situations.

Nr.	Label	M/V ratio at connection level	Description
1	S1, V.D	M/V=1.0	Connection performed with vertical dowels where two dowels in tension are strengthened with individual plates.
2	S2, V.D	M/V=1.0	Connection performed with vertical dowels where dowels are anchored with grout only with no additional strengthening.
3	S3, V.D	M/V=1.0	Connection performed with vertical dowels where two dowels in tension are strengthened with individual plates (different boundary conditions from S1, V.D.)
4	S4, R.M	M/V=1.0	Reference model, cast-in-situ connection.
5	S5, H.D	M/V=1.0	Connection performed with horizontal dowels where two dowels in tension are strengthened with individual plates.
6	S6, V.D	M/V=1.5	Connection performed with vertical dowels where dowels are anchored with grout only with no additional strengthening.
7	S7, V.D	M/V=1.0	Connection performed with vertical dowels where all four dowels are strengthened with one large plate.
8	S8, H.D	M/V=1.0	Connection performed with horizontal dowels where all four dowels are strengthened with one large plate.
9	S9, H.D	M/V=0.5	Connection performed with horizontal dowels where all four dowels are strengthened with one large plate.
10	S10, R.M	M/V=0.5	Reference model, cast-in-situ connection.

Table 1. Description of type of specimens and tests configuration

Note:

V.D. – Stands for Vertical Dowels; H.D. – Stands for Horizontal Dowels; R.M. – Stands for Referent Model

3.2. Experimental programme, test set-up and instrumentation

Force controlled loading program is adopted until yield point. Until yield point, the same loading programme is applied for all experiments. After yielding point each specimen has had different behavior that affected loading process. For this stage loading cycles were deformation controlled ones. Since each specimen as experienced different behavior, the loading process has been managed during the experimenting process.

The following loading programme up to yielding point is applied:

- Cycle 1, $F1=15\text{kN}$
- Cycle 2, $F1=30\text{kN}$
- Cycle 3, $F1=45\text{kN}$
- Cycle 4, $F1=60\text{kN}$
- Cycle 5, $F1=75\text{kN}$

For each load level three cycles of same intensity are performed.

The test set-up and scheme of instrumentation of connections with vertical dowels are presented in Fig. 8. The position of support A_y and the position of the actuator is flexible and they are used to achieve different moment/shear ratio on the section. In the case of vertically positioned dowels for achieving $M/V=1.0$ at the connection level, the distance of the actuator from connection level is $L=1.0\text{m}$ whereas for achieving $M/V=1.5$, the equator is positioned 1.5m from the connection level. All other supports remain at same locations for all experiments. In the case of horizontally positioned dowels, to simulate the real life situation, the element is placed with dowels positioned horizontally, (Fig. 9). In the case of horizontally positioned dowels the support A_y is used to for achieving respective M/V ratio whereas the actuator remained at the same location. For achieving $M/V=1.0$ at the connection level, the support A_y is positioned in distance $L=1.0\text{m}$ from connection level whereas for achieving $M/V=0.5$ ration the A_y support is positioned in distance $L=0.5\text{m}$ from the connection.

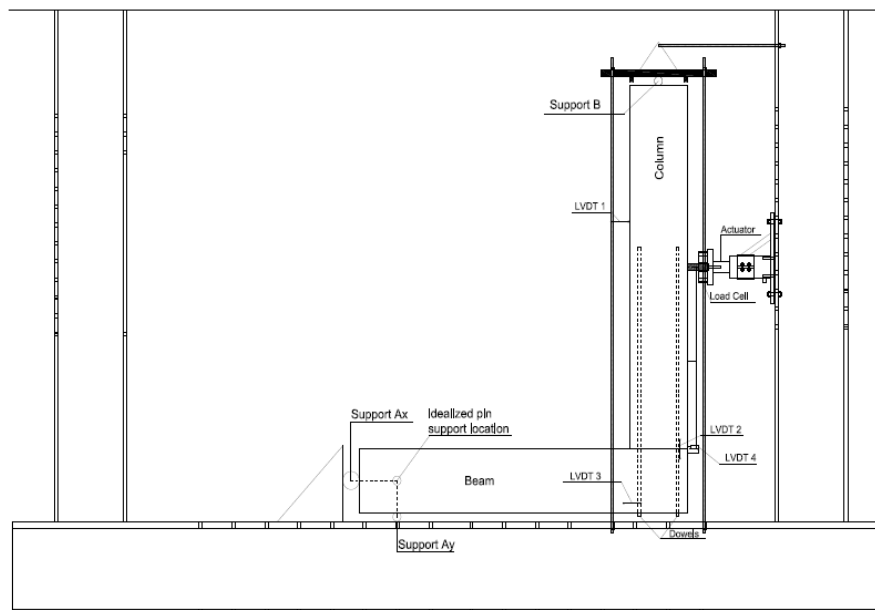


Fig. 8 Test set-up and instrumentation of the specimen with vertical dowels

Equipment for conducting testing programme is used Multifunctional Control Console (MCC 8) with automatic hydraulic systems for static and low frequency dynamic tests on building materials under control of load/stress, displacement, strain. The capacity of the hydraulic cylinder is 500kN and the stroke is 159mm .

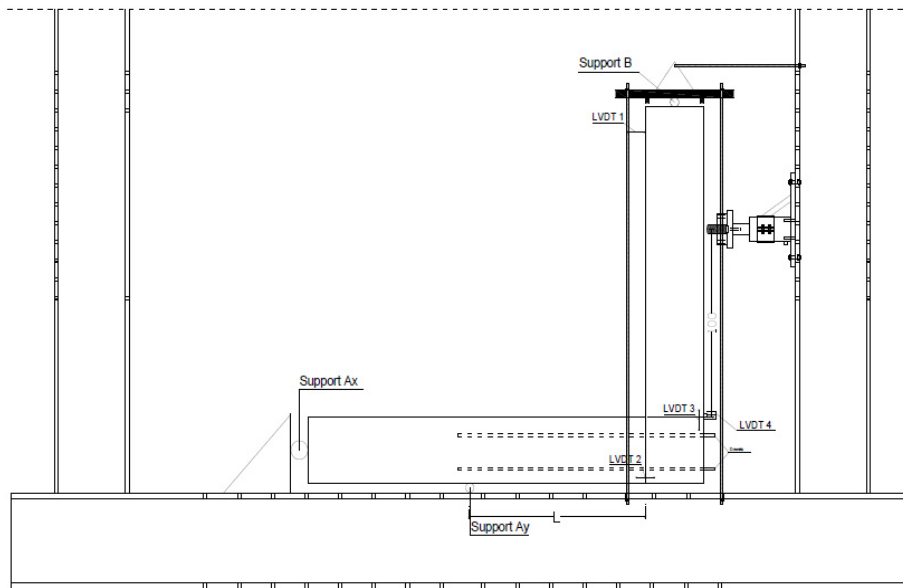


Fig. 9 Test set-up and instrumentation of the specimen with horizontal dowels

3.2. Selected tests results and comparison of the performance of the specimens

Comparison of the performance of the different connections is made on the basis of recorded global force-displacement relationship. Selected results are presented below.

Comparison of the global behavior of the specimen with vertical dowels and individual steel plates (S3, V.D.) and specimen with vertical dowels and large steel plate (S7, V.D.) with reference specimen (S4, R.M) is given in the Figure 10.

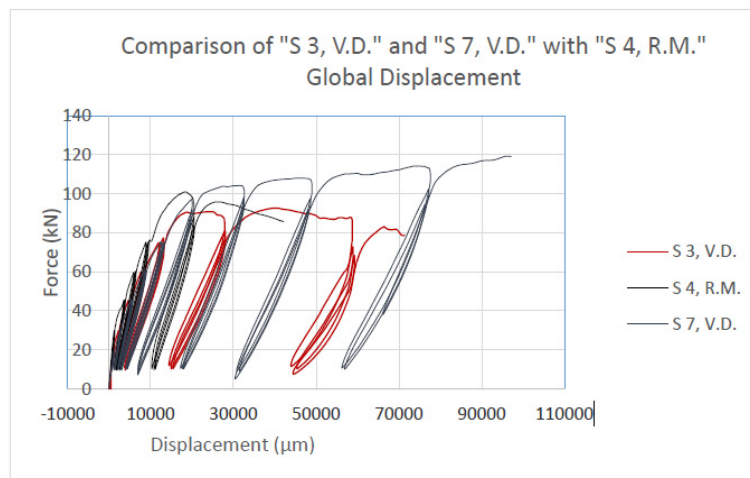


Fig. 10 Comparison of global behavior of specimens “S3, V.D.” and “S7, V.D.” with “S4, R.M.”

Strength of specimen strengthened with large plate, “S 7, V.D.”, is over 20% higher than strength of referent cast-in-situ model and over 30% higher than strength of specimen “S 2, V.D.” and “S 3, V.D.” performed under same boundary conditions.

Total deformability of specimen strengthened with large plate, “S 7, V.D.”, is over 10cm, which is over 140% higher than total deformability of specimen “S 3, V.D.” performed under same boundary conditions.

Initial/elastic stiffness of specimen with precast connection “S 7, V.D.” is same as of other two specimens with precast connections, “S 2, V.D.” and “S 3, V.D.”.

The specimen "S 7, V.D." wasn't tested to its ultimate capacities due to the limitations of the testing equipment.

Comparison of specimen with connection with vertical tension dowels with individual steel plates, (S 1, V.D.) and connection with horizontally positioned dowels strengthened with individual steel plates, (S 5, H.D.) is given in the Figure 11.

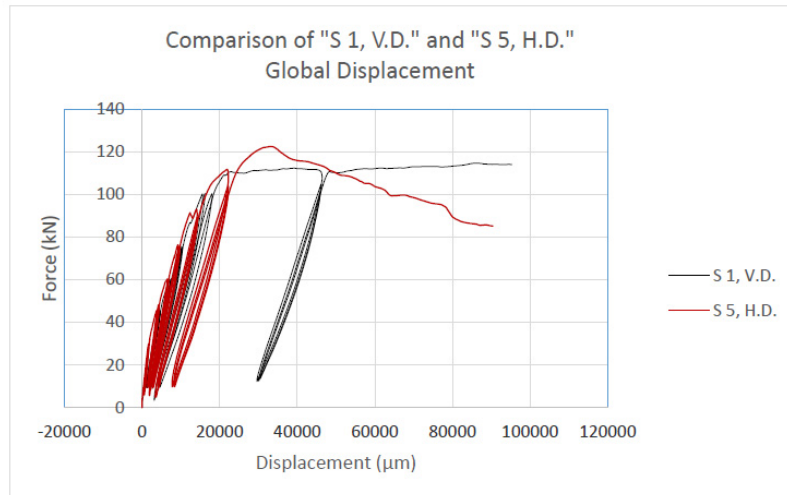


Fig. 11 Comparison of global behavior of specimens "S1, V.D." and "S5, H.D."

The beam of the specimen "S 1, V.D." experienced shear/flexure failure but under considerable total deformability, whereas in the specimen "S 5, H.D.", the beam failed in joint shear/flexure failure with limited deformability.

Selected photos of the experiments are given below (Fig. 12).



a) failure state of a specimen S1, V.D. b) failure state of a specimen S5, H.D.

Fig. 12 Specimens after last loading cycle

4. FINAL REMARKS

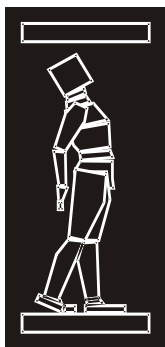
The following are the main findings arise from the realized experimental programme:

- The beam-to-column connection implemented with dowels only has experienced brittle failure due to pullout failure of dowels loaded in tension.
- The beam-to-column connection in which improvement method is applied by confining tension dowels with individual plates, have experienced ductile behavior with significant improvement of deformability capacity in respect to connection with dowels only.

- The beam-to-column connection in which improvement method is applied by confining all dowels with one large plates, have experienced ductile behavior with significant improvement of both strength and deformability capacity in respect to other two type of connections.
- Developed connections have much higher shear strength than the shear forces act upon the same, respectively behavior of developed connections is governed by flexure even when shear is dominant (flexure/shear ratio=0.5).

REFERENCES

- [1] Fischinger M., Zoubek B., Isakovic T., (2014). Seismic Response of Precast Industrial Buildings. Chapter 4 in A. Ansal (ed.), Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 34, DOI 10.1007/978-3-319-07118-3_4, © The Author(s) 2014.
- [2] Toniolo G, Colombo A (2012) Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. Struct Concr 13:73–83.
- [3] Pira Veton (2017). Seismic performance of connections in precast industrial buildings, Doctoral dissertation (*draft*) at UKIM-IZIIS, Skopje, 2017.
- [4] FIB 27 – Seismic design of precast concrete building structures, 2003.
- [5] Negro P. and Toniolo G., (2012). Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions, Editors: Paolo Negro and Giandomenico Toniolo , JRC Scientific and Policy Reports, EUR 25377 EN, 2012.
- [6] Vidjeapriya R., and K.P. Jaya, (2012). Behaviour of precast beam-column tie-rod connection under cyclic load.
- [7] Apostolska R., G. Necevska-Cvetanovska, J. Bojadziev, M. Fischinger, T. Isakovic, M. Kramar, “Analytical investigations of beam-column connections in precast buildings under seismic loads”, Proc. of 15 World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, September 24-28, 2012, (Paper ID 2117).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Никола ПОСТОЛОВ¹, Коце ТОДОРОВ², Љупчо ЛАЗАРОВ³

МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ЦЕНТАР НА КРУТОСТ И РАДИУС НА ТОРЗИЈА КАЈ ПОВЕЌЕКАТНИ ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

Објектите од вискоградбата се разликуваат според типот и конфигурацијата на конструктивниот систем, така да изборот и распоредот на носивите елементи во основа и по висина влијаат на способноста на конструкцијата со помал или поголем степен на оштетувања да издржи одреден земјотрес. Овој труд ја обработува (не)регуларноста во основа кај конструкциите односно центарот на крутост и радиусот на торзија како параметри кои се користат за нејзина контрола. Извршена е компаративна анализа на 5 петкатни конструкции со различен степен на нерегуларност и со примена на различни методологии за определување на овие конструктивни карактеристики. Притоа утврдено е дека добиените резултати зависат од избраната метода, односно од начинот на распределба на попречниот товар.

Клучни зборови: нерегуларност во основа, радиус на торзија, центар на крутост, Еврокод 8

Nikola POSTOLOV¹, Koce TODOROV², Ljupco LAZAROV³

METHODS FOR DETERMINATION OF CENTRE OF STIFFNESS AND TORSIONAL RADIUS IN MULTI-STOREY BUILDINGS

SUMMARY

Structures differ according to the type and configuration, so the choice and arrangement of the load – bearing elements in plan and height affect the ability of the structure to withstand an earthquake with greater or lesser damages. This paper explores the irregularity in plan of structures i.e. the torsional radius and centre of stiffness as parameters for irregularity verification. The comparative analysis on 5 five storey structures with different degree of irregularity in plan and for different methods for determination of these structural characteristics was conducted. It was noticed that the obtained results depend on the selected method.

Keywords: plan irregularity, torsional radius, centre of stiffness, Eurocode 8

¹ MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia,
postolov@gf.ukim.edu.mk

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia,
todorov@gf.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia,
lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Објектите од високоградбата се разликуваат според типот, големината и конфигурацијата, така да изборот и распоредот на носивите елементи во основа и по висина влијаат на способноста на конструкцијата да издржи сеизмички влијанија. Модерните прописи содржат низа на препораки кои можат да се следат како упатства при избор на соодветна конфигурација на конструкцијата, конструктивниот систем, конструктивните материјали и неконструктивните елементи и нивната примена придонесува во проектирање на сеизмички отпорни конструкции. Од многу евидентирани набљудувања на штетите настанати од земјотрес се покажало дека конфигурацијата на конструктивниот систем игра голема улога во сеизмичката отпорност. Како резултат на тоа при проектирањето на сеизмички отпорни конструкции, потребно е тие да се карактеризираат како регуларни и нерегуларни конструкции. Регуларноста (нерегуларноста) на конструкциите има голема улога при изборот на параметрите во сеизмичкото проектирање, односно категоризацијата влијае врз изборот на методот за анализа, математичкиот модел (2D/3D), интензитетот на товарите и др. Со тоа градежниот конструктор има значајна улога во правилно дефинирање на параметрите кои што имаат значително влијание врз одговорот на конструкцијата.

2. КРИТЕРИУМИ ЗА РЕГУЛАРНОСТ ВО ОСНОВА

Критериумите за контрола на регуларноста во основа имаат значајна улога во проектирањето на сеизмички отпорни конструкции, со тоа што ни покажуваат дали конструкцијата има потенцијал да навлезе во торзиони форми на осцилации, кои можат да бидат опасни во однос на посакуваниот одговор на разгледуваната конструкција. Според Еврокод 8 [1], конструкцијата може да биде карактеризирана како регуларна во основа доколку шест различни услови се задоволени, на сите катни нивоа. Некои од овие услови се квалитативни и можат да бидат контролирани во прелиминарната проектна фаза, но некои од нив се базираат на ексцентрицитетот помеѓу центарот на маса и центарот на крутост ($e_{0x/0y}$), односно радиусот на торзија ($r_{x/y}$) и тие се квантитативни услови кои мора да бидат пресметани дополнително.

$$e_{0x} \leq 0.3r_x ; e_{0y} \leq 0.3r_y \quad (1)$$

$$r_x \geq l_s ; r_y \geq l_s \quad (2)$$

Кај еднокатните објекти Еврокод 8 дозволува определување на центарот на крутост и на радиусот на торзија, во однос на референтна точка на основата, земајќи ја во предвид попречната крутост преку моментите на инерција на попречните пресеци на вертикалните носиви елементи. Определувањето на центарот на крутост и радиусот на торзија кај ваквите објекти е еднозначен и независен од попречниот товар. Кај повеќекатните објекти положбата на центарот на крутост и радиусот на торзија не се еднозначно дефинирани и тие зависат од распределбата на попречниот товар по висина.

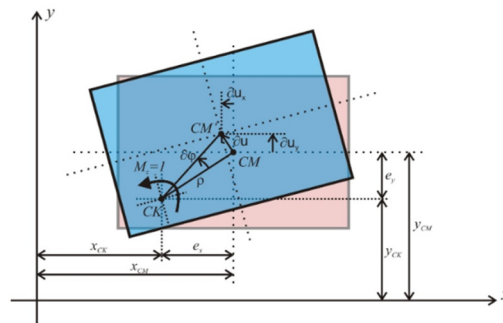
3. МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА ЦЕНТАР НА КРУТОСТ И РАДИУС НА ТОРЗИЈА КАЈ ПОВЕЌЕКАТНИ КОНСТРУКЦИИ

Еврокод 8 не дава постапка по која треба да се води проектантот за определување на овие две конструктивни карактеристики туку, наложува националните анекси да содржат референци кон документи во кои ќе бидат дефинирани постапки за нивно определување.

За да можат да бидат определени координатите на центарот на крутост мора да бидат задоволени два услови и тоа: (1) за било која распределба на попречниот товар по висина, кој делува во центарот на крутост, треба да се јави чисто трансляторно движење на меѓукатните плочи во насока на дејство на товарот, (2) за било која распределба на торзиони моменти по висина, да се јави ротација на меѓукатните плочи околу вертикална оска која ќе минува низ центарот на крутост, односно центарот на крутост да има хоризонтални поместувања еднакви на нула во правецот на двете ортогонални оски на било кој кат, Слика 1. За определување на центарот на крутост може да се искористат релациите кои произлегуваат од движење на круто тело во рамнина. За зададен единечен момент на ротација околу оска z , $M_z = 1$, крутата плоча ќе

заротира околу центарот на крутост (пол на ротација) за агол $\delta\varphi$. Сите точки од крутата плоча ќе добијат поместувања пропорционални на ротацијата $\delta\varphi$ и растојанието до полот на ротација ρ .

$$\delta u = \rho \cdot \delta\varphi \quad (3)$$



Слика 1

Доколку како референтна точка за разгледување се усвои центарот на маса со координати $CM(x_{CM}, y_{CM})$ поместувањата на оваа точка во однос на две ортогонални оски можат да се изразат како производ од аголот на ротација $\delta\varphi$ и нормалното растојание од референтната точка до полот на ротација, односно до центарот на крутост.

$$\begin{aligned} \delta u_x &= -e_y \cdot \delta\varphi, & e_y &= -\frac{\delta u_x}{\delta\varphi} \\ \delta u_y &= e_x \cdot \delta\varphi, & e_x &= \frac{\delta u_y}{\delta\varphi} \end{aligned}, \text{ односно} \quad (4), (5)$$

Растојанијата e_x и e_y претставуваат ексцентрицитети на центарот на крутост во однос на центарот на маса по двете ортогонални оски и тие можат да се претстават како разлика од координатите на центарот на маса и центарот на крутост.

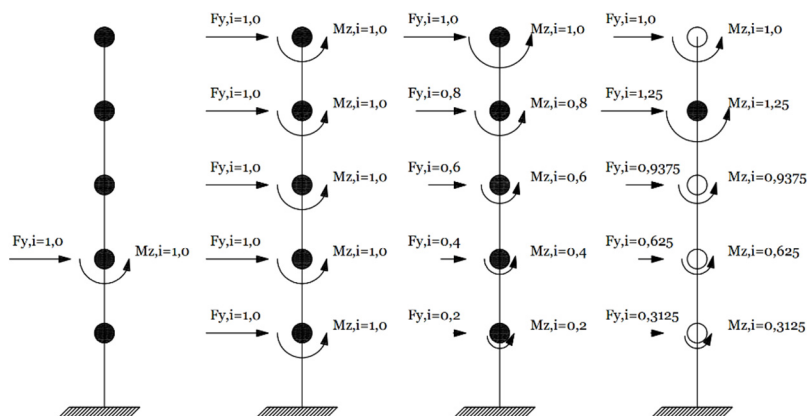
$$\begin{aligned} e_x &= x_{CM} - x_{CK} \\ e_y &= y_{CM} - y_{CK} \end{aligned} \quad (6), (7)$$

Оттука, координатите на центарот на крутост можат да изразат преку познатите координати на центарот на маса и определените ексцентрицитети во однос на двете ортогонални оски.

$$x_{CK} = x_{CM} - e_x = x_{CM} - \frac{\delta u_y}{\delta\varphi} \quad (8)$$

$$y_{CK} = y_{CM} - e_y = y_{CM} + \frac{\delta u_x}{\delta\varphi} \quad (9)$$

На Слика 2 прикажани се четири распределби на попречниот товар, односно четири постапки, кои се користени во анализите за определување на овие конструктивни карактеристики.



Слика 2. Шематски приказ на методите за распределба

Според првата распределба, Bisch et. al. [2], Слика 2 а), на секој поединечен кат во центарот на маса се аплицира единечна сила во еден од двата правци, односно единечен торзионен момент околу вертикалната оска. Со тоа треба да се дефинираат $3*n$ товарни случаи каде што, n е бројот на катови. Екцентрицитетот помеѓу центарот на маси и центарот на крутост во однос на двете ортогонални оски е определен како однос помеѓу ротацијата на разгледуваната меѓукатна плоча која е предизвикана од дејство на единечна сила на разгледуваниот кат и ротацијата која е предизвикана од дејство на единечен торзионен момент на истиот тој кат.

$$e_{0x,i} = -\frac{R_{z,i}(F_{y,i_CM} = 1)}{R_{z,i}(M_{z,i} = 1)} \quad (10)$$

$$e_{0y,i} = \frac{R_{z,i}(F_{x,i_CM} = 1)}{R_{z,i}(M_{z,i} = 1)} \quad (11)$$

Координатите на центарот на крутост можат да се добијат доколку овие екцентрицитети се додадат на координатите на центарот на маса на разгледуваниот кат “ i ”.

$$x_{CK,i} = x_{CM,i} + e_{0x,i} = x_{CM,i} - \frac{R_{z,i}(F_{y,i_CM} = 1)}{R_{z,i}(M_{z,i} = 1)} \quad (12)$$

$$y_{CK,i} = y_{CM,i} + e_{0y,i} = y_{CM,i} + \frac{R_{z,i}(F_{x,i_CM} = 1)}{R_{z,i}(M_{z,i} = 1)} \quad (13)$$

Торзиониот радиус на секој кат е определен како квадратен корен од односот помеѓу торзионата и попречната катна крутост, изразени во однос на центарот на крутост.

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{Mz,i}}{K_{Fy,i}}} \quad (14)$$

$$r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{Mz,i}}{K_{Fx,i}}} \quad (15)$$

За определување на торзионите и попречните катни крутости, потребно е да се дефинираат нови $3*n$ товарни случаи, при што во секој од нив е дефинирана единечна сила во двата ортогонални правци, односно единечен момент околу вертикалната оска, кои делуваат во центарот на крутост на секој поединечен кат. Катните крутости се определени како однос помеѓу единечната сила/момент и соодветното поместување/ротација.

$$K_{Fx,i} = \frac{F_{x,i_CK} = 1}{U_{x,i}(F_{x,i_CK} = 1)} \quad (16)$$

$$K_{Fy,i} = \frac{F_{y,i_CK} = 1}{U_{y,i}(F_{y,i_CK} = 1)} \quad (17)$$

$$K_{Mz,i} = \frac{M_{z,i} = 1}{R_{z,i}(M_{z,i_CK} = 1)} \quad (18)$$

После определувањето на екцентрицитетите на центарот на крутост во однос на центарот на маса и со определувањето на торзионите радиуси добиени се конструктивните карактеристики на секој кат, односно исполнети се сите услови за проверка на регуларноста на конструкцијата во основа.

Втората и третата постапка, IStructE [3], Слика 2 б), в), за определување на конструктивните карактеристики се разликуваат од првата по тоа што кај нив попречните сили и торзионите моменти не се нанесуваат на секој кат поединечно, туку истовремено на сите катови на

конструкцијата. Втората постапка е со рамномерна распределба на попречниот товар, додека третата е со триаголна распределба на попречниот товар по висина. Во првиот чекор на овие анализи се дефинираат три дополнителни товарни случаи, во кои попречните сили (F_{x_CM}, F_{y_CM}) во двата правци и торзионите моменти (M_z) се нанесуваат во центарот на маса. Од добиените катни ротации се определуваат ексцентрицитетите на центарот на крутоста во однос на центарот на маса ($e_{0x,i}, e_{0y,i}$), а со тоа се дефинираат и координатите на центарот на крутоста на секој кат ($x_{CK,i}, y_{CK,i}$). Во вториот чекор од анализата се дефинираат нови три товарни случаи во кои товарите се аплицираат во центарот на крутоста. Од добиените катни поместувања во правецот на двете глобални оски, односно ротации на меѓукатните плочи околу вертикалната оска, се пресметуваат торзионите радиуси за секој кат во двата ортогонални правци и истите се користат за контрола на регуларноста во основа ($r_{x,i}, r_{y,i}$).

Во четвртата постапка, OASP [4], Слика 2 г), определувањето на центарот на крутоста и торзиониот радиус наместо за секој кат поединечно се врши за конструкцијата во глобала. Прв чекор е определување на хоризонталните попречни сили ($F_{x,i}, F_{xyi}$), кои се дефинирани како за принципот на еквивалентни статички сили (пропорционални на производот на катната маса m_i и висината од основата, z_i) и конструкцијата е анализирана под дејство на торзиони моменти на секој кат пропорционални на силите: $F_i = T_i$ (T_i – торзионен момент на кат “ i ”). Центарот на ротација на секој од катовите поради дејството од торзионите моменти е геометриски определен. Хоризонталната проекција на центарот на ротација на 80% од вкупната висина на конструкцијата H ($z = 0.8H$) се смета како центар на крутоста на целата конструкција. Всушност, аплицирањето на хоризонталните сили ($F_{x,i}, F_{xyi}$), во оваа точка на секој кат ќе предизвика транслација на поедини катови со минимална ротација во однос на вертикалната оска. Откако ќе се определи оваа точка, се прави втора анализа со два товарни случаи, по еден во двата главни ортогонални правци, при што овој пат се нанесува сет од хоризонтални попречни сили $F_{x,i}, F_{xyi}$, нумерички еднакви на торзионите моменти T_i од претходната анализа нанесени во центарот на крутоста. Од оваа анализа се добиваат податоци со кои може да се пресмета торзиониот радиус кој зависи од торзионата крутоста и од попречната крутоста:

- Торзиона крутоста: однос на вкупните аплицирани торзиони моменти, $T_{tot} = \sum_i T_i$ и добиената ротација, $\Theta_{0.8H}$, на ниво $z = 0.8H$,
- Попречна крутоста: однос на вкупните аплицирани сили во двата правци поединечно, $F_{x/y,tot} = \sum_i F_{x/y,i}$ и добиеното поместување, $\delta_{x/y,0.8H}$, на ниво $z = 0.8H$.

$$r_x = \sqrt{\frac{\delta_{y,0.8H}}{\Theta_{0.8H}}} \quad (19)$$

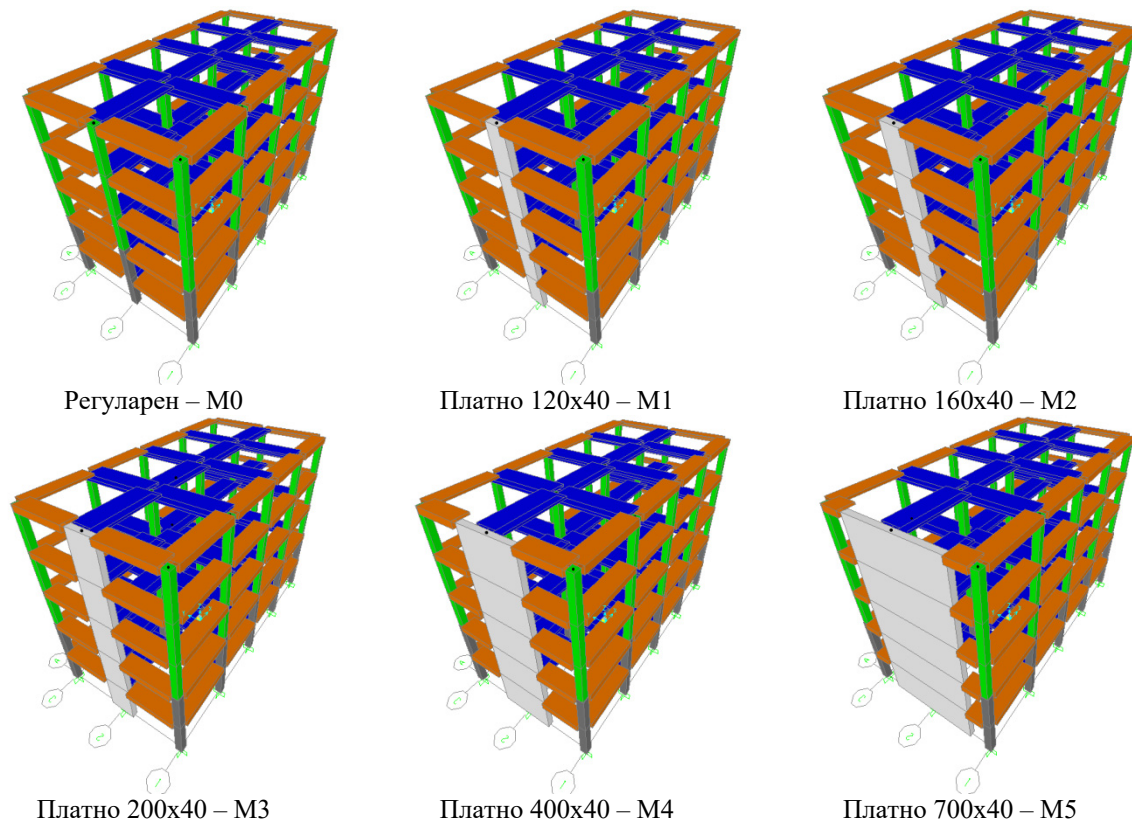
$$r_y = \sqrt{\frac{\delta_{x,0.8H}}{\Theta_{0.8H}}} \quad (20)$$

Важно да се напомене е дека за определување на торзионите радиуси r_x, r_y , не може директно да се искористат резултатите од сеизмичката анализа. Причината за тоа е што попречните сили при определување на торзиониот радиус се нанесуваат во центарот на крутоста, додека при сеизмичката анализа за проектирање тие се нанесуваат во центарот на маса.

4. НУМЕРИЧКИ ПРИМЕР

4.1 Опис на анализираните конструкции

Анализираните конструкции, Слика 3, се со правоаголна форма во основа и се составени од 3 рамки во правец x и 5 рамки во правец y . Имаат 5 ката и катната висина изнесува 3 m, а рамките се поставени на меѓусебно растојание од 5 m.



Слика 3 Математички модели на повеќекатни конструкции – 3D

Кај долните 2 ката од анализираните конструкции столбовите се со димензии 50/50 cm, а на горните 3 ката се со димензии 45/45 cm. Гредите се со димензии 40/45 cm, додека АБ меѓукатна плоча е со дебелина од 15 cm. АБ конструктивни елементи се моделирани со усвоена класа на бетон C25/30. Во јазлите, каде што се спојуваат столбовите со гредните елементи, зададени се апсолутно крути зони, чија што должина е еднаква на половина од страната на столбот во кој е вклетена гредата во разгледуваниот јазол. Првата, од шестте анализирани конструкции со правоаголна форма во основа, е регуларна (M0), а кај останатите пет, за да се направи евалуација на нерегуларноста во основа, на местото од средниот столб во првата рамка (R1), во y правец поставено е АБ платно со димензии 120/40 cm (M1), 160/40 cm (M2), 200/40 cm (M3), 400/40 cm (M4) и 700/40 cm (M5) соодветно.

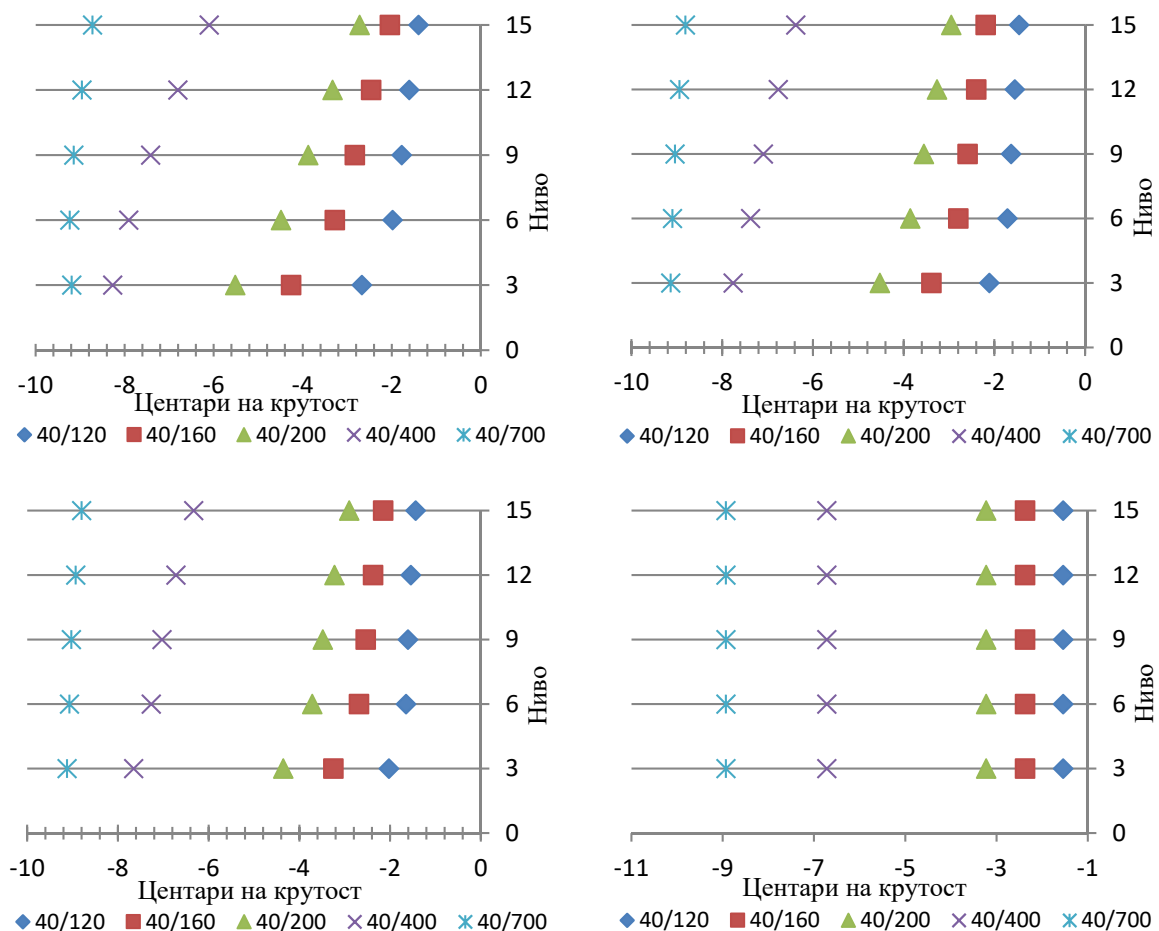
Математичкото моделирање и анализата на конструкциите е спроведена со примена на софтверскиот пакет SAP2000. Крајните греди се моделирани како Г, додека внатрешните како Т пресеци. Димензиите на пресеците, односно ширината на плочата која соработува со гредата е определена согласно препораките дадени во EN 1992. Ширината на фланшата на Г пресекот е 110 cm, а на Т пресекот е 180 cm. АБ плочи не се моделирани во математичкиот модел, но се земени во предвид при анализата на товари. Релативните поместувања помеѓу јазлите кои припаѓаат на одделните катови се спречени со задавање на дијафрагма ограничувања на секое поединечно ниво, со што движењето на секоја платформа е сведено на движење на круто тело во рамнина. Конструкциите се товарени со линиски товар кој што е нанесен на гредните елементи. На најгорниот кат е нанесен постојан товар (G) од 14 kN/m' на средните и 10 kN/m' на крајните

греди, а на останатите катови од 26 kN/m' на средните и 17 kN/m' на крајните греди. На сите катови е нанесен корисен товар (P) од 5 kN/m' на средните и 2,5 kN/m' на крајните греди.

4.2 Анализа на добиените резултати

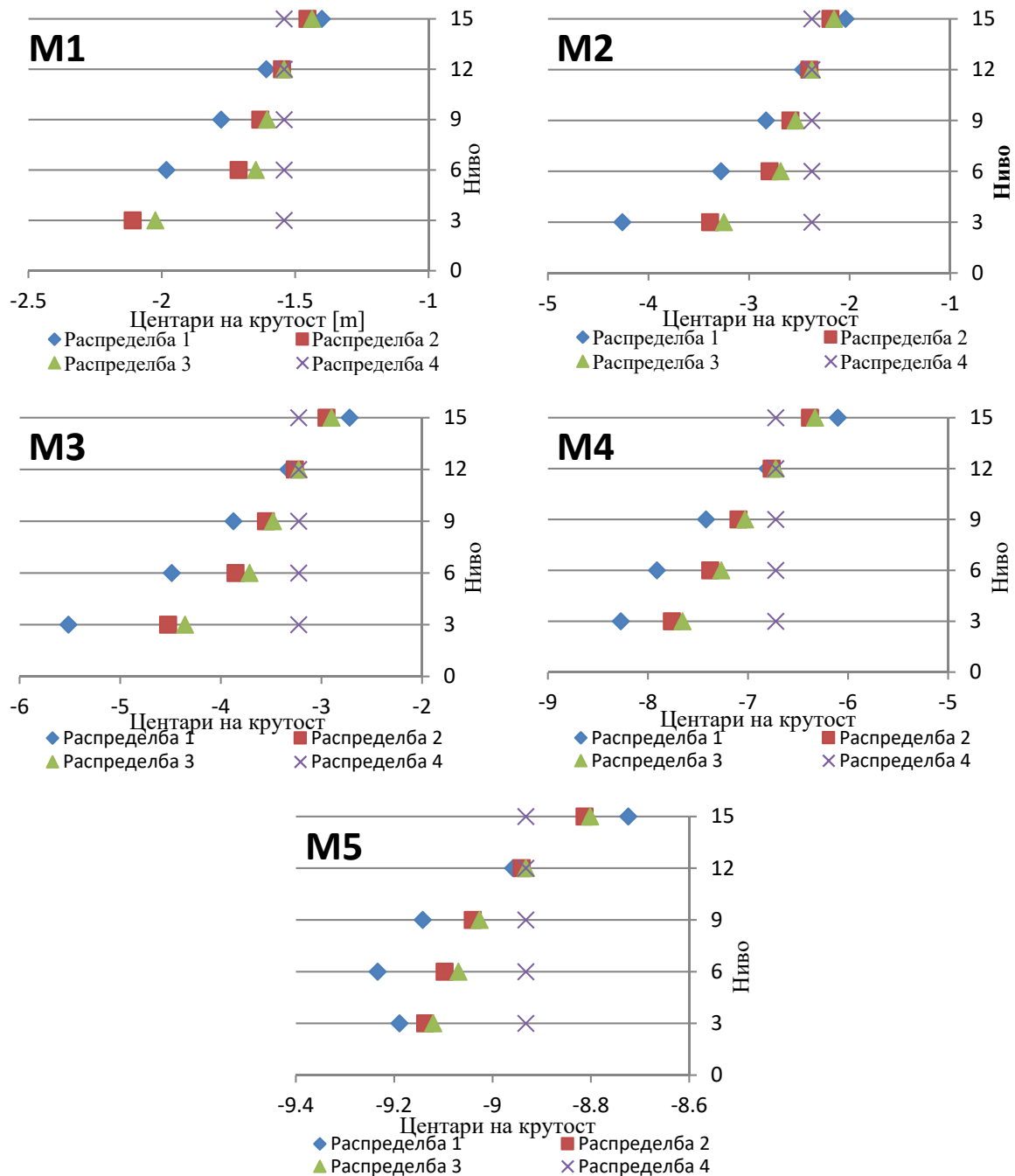
Во овој дел направена е анализа на добиените резултати со четирите дефинирани методологии за определување на центарот на крутост и радиусот на торзија кај повеќекатни конструкции, како неопходни параметри за категоризација на регуларноста во основа. Од прикажаните резултати може да се забележи дека ексцентрицитетот е најголем на првиот кат и тој се намалува одејќи кон повисоките нивоа. Се забележува и дека ексцентрицитетот се зголемува како што се зголемува ширината на АБ платно и тоа за конструкцијата **M1** се движи во граници од 1,40 m до 2,67 m, додека за конструкцијата **M5** се движи во граници од 8,72 m до 9,19 m.

На Слика 4 покажани се центрите на крутост и од дијаграмите може да се увиди нивната промена по висина и во зависност од ширината на АБ платно. Од дијаграмот каде се покажани центрите на крутост добиени за Распределба 4 може да се забележи дека тие се еднозначни по висина. Тоа се должи на фактот што со Распределба 4 центарот на крутост добиен на ниво 80% од висината на конструкцијата, во случајов 12 m, се смета за центар на крутост на целата конструкција. Резултатите добиени за Распределба 1 за сите конструкции покажуваат поголеми разлики на центрите на крутост помеѓу првиот и последниот кат. Ексцентрицитетите се движат од 2,67 m на прв кат до 1,40 m на петиот кат за конструкција **M1** и од 9,19 m на прв кат до 8,72 m на петиот кат за конструкцијата **M5**. Кај Распределба 2 се воочуваат нешто помали разлики, додека кај Распределба 3 разликите се уште помали, односно, од 2,02 m на прв кат до 1,44 m на петиот кат за конструкцијата **M1** и од 9,12 m на прв кат до 8,80 m на петиот кат за конструкцијата **M5**.



Слика 4. Промена на центарот на крутост во зависност од употребената методологија

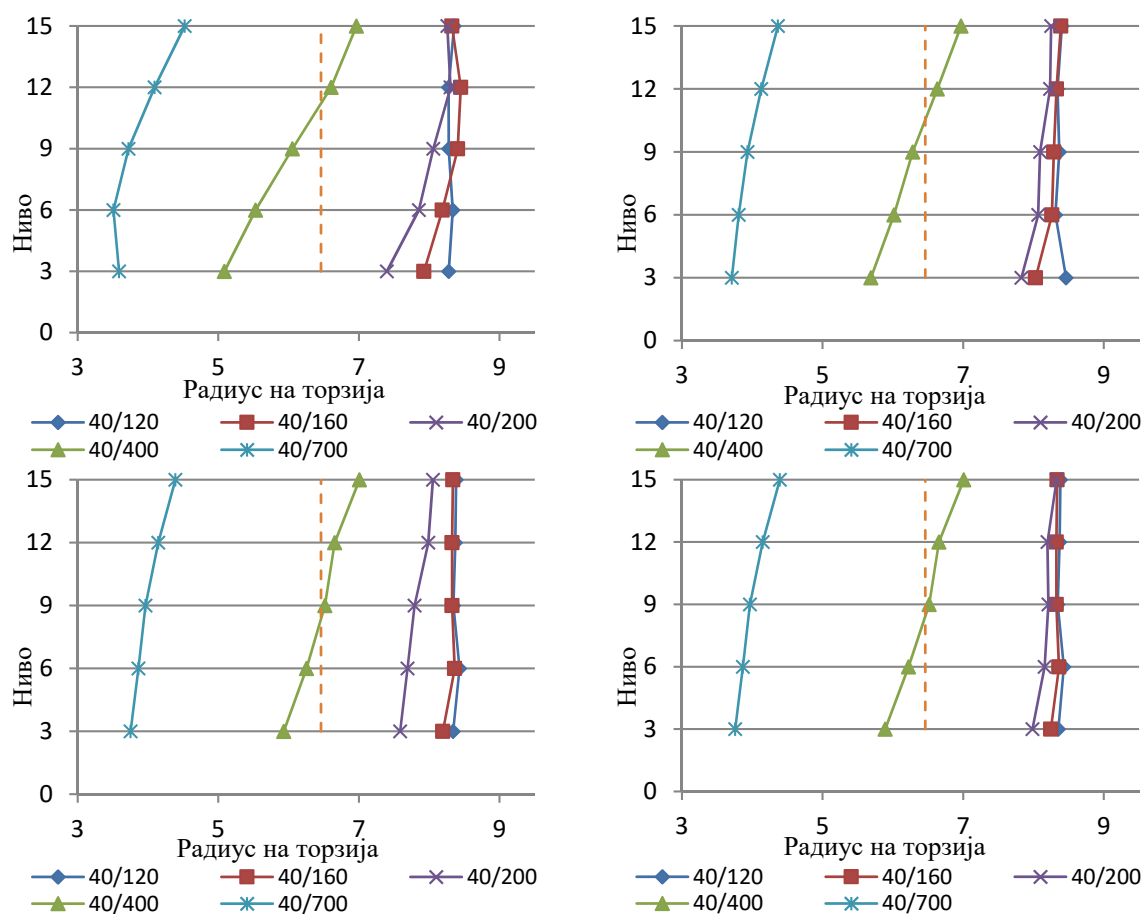
На Слика 5 се прикажани дијаграмите кои ја покажуваат промената на центарот на крутоста на конструкциите определени со секоја од горе наведените методи. Генерално може да се воочи дека највисоки вредности за ексцентрицитетот на првиот кат се добиваат според првата распределба, додека на последниот кат според Распределба 4. Може да се забележи дека со зголемувањето на нивото на нерегуларност на конструкцијата, односот на ексцентрицитетот пресметан според Распределба 1 и Распределба 4 се намалува и тоа: за конструкција **M1** добиените вредности при Распределба 1 се за околу 1,7 пати поголеми од добиените при Распределба 4, а кај конструкција **M5** односот се намалува на 1,03 пати. Доколку го разгледуваме односот на последниот кат се забележува дека изнесува 0,91 кај конструкција **M1**, односно 0,98 кај конструкција **M5**, што покажува дека има тенденција кон изедначување на резултатите кај конструкциите со поголем степен на нерегуларност.



Слика 5. Центар на крутоста – прикажан по конструкции

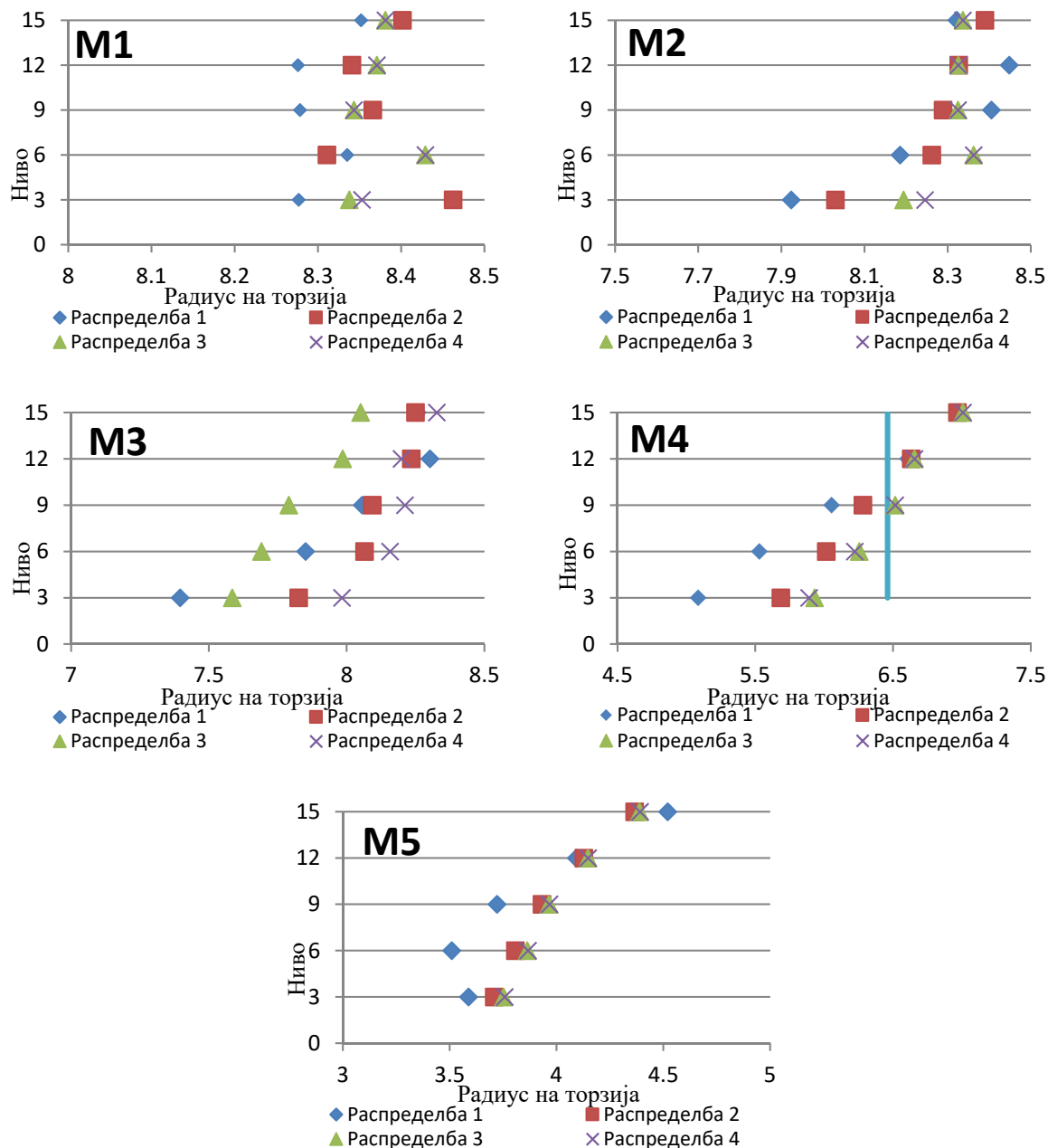
Од прикажаните резултати на Слика 6 и Слика 7 може да се забележи дека торзиониот радиус е најмал на првиот кат и тој се зголемува одејќи кон повисоките нивоа. Забележливо е дека вредноста на торзиониот радиус е обратно пропорционална од нивото на нерегуларност, односно, како што се зголемува ширината на АБ платно така се намалува вредноста на радиусот на торзија и тоа за конструкцијата **M1** се движи во граници од 8,28 m до 8,35 m, додека за конструкцијата **M5** се движи во граници од 3,59 m до 4,52 m.

Од прикажаните дијаграми може да се забележи и нивната промена по висина, во зависност од нивото на нерегуларност т.е. ширината на АБ платно. Може да се забележи дека разликите кои се јавуваат на првиот и последниот кат за Распределба 1 кај конструкцијата M1 се 0.075 m, а за конструкцијата M5 разликата е 0.933 m, од друга страна за Распределба 4 се добиени разлики од 0.028 m за M1 и 0.634 m за M5. Се забележува дека вредностите на торзиониот радиус кај конструкциите со понизок степен на нерегуларност имаат приближно исти вредности, додека како што се зголемува нерегуларноста на конструкциите разликата во резултатите се зголемува.



Слика 6. Промена на радиусот на торзија во зависност од употребената методологија

Анализираните конструкции претходно ги имаат исполнето критериумите за регуларност во основа како: распоредот на маса во основа да е приближно симетричен во однос на двете главни ортогонални оски, конфигурацијата во основа е компактна и секој кат е ограничен со полигонална конвексна линија и нема вовлекувања во основата, меѓукатните плочи се однесуваат како крути дијафрагми, основата има правилна правоаголна форма и нема потреба да се дели на повеќе независни динамички целини, задоволен е односот $\lambda = L_{max} / L_{min} = 2 \leq 4$, каде што L_{max} и L_{min} се поголемата и помалата димензија во основа соодветно, мерено во двата ортогонални правци. Целта за определување на погоре дискутираните конструктивни карактеристики е фактот што овие параметри се употребуваат за категоризација на една конструкција како (не)регуларна според одредбите од Еврокод 8.



Слика 7. Радиус на торзија – прикажан по конструкции

Според критериумот радиусот на торзија да е поголем од радиусот на инерција на катните маси во основа од резултатите добиени со четирите методологии, за конструкциите **M1**, **M2** и **M3** условот е задоволен за секој од катовите, додека за конструкцијата **M5**, условот не е задоволен на ниту еден од катовите. Разлика се јавува единствено кај конструкцијата **M4** и тоа: според Распределба 1 и 2 условот не е задоволен на првите три ката, а е задоволен на четвртиот и петиот кат, додека со Распределба 3 и 4 условот не е задоволен за првите два ката, а е задоволен од третиот до петиот кат.

Според добиените резултати за Распределба 1 ниту една од конструкциите не го исполнува условот растојанието помеѓу центарот на крутоста и центарот на маси на секој кат да е помало од 30% од торзиониот радиус, со што конструкциите се класифицирани како нерегуларни конструкции во основа. Според резултатите за Распределба 2, 3 и 4 само конструкциите **M1** го исполнуваат условот. Кај конструкцијата **M2** условот не е задоволен за првите три ката, а е задоволен на четвртиот и петиот кат. Ова покажува дека конструкцијата **M2** е нерегуларна во

основа при анализа со Распределба 1, 2 и 3, додека при анализа за Распределба 4 е регуларна во основа поради тоа што за меродавен се зема во предвид ексцентрицитетот кој се јавува на четвртиот кат односно на 80% од висината на конструкцијата.

5. ЗАКЛУЧОК

Одговорот на конструктивните системи во голема мера зависи од поставеноста на конструктивните елементи, нивната симетрија, распределбата на масата, вертикалната регуларност и регуларноста во основа, јакоста, крутоста и дуктилноста на елементите.

Критериумите за контрола на регуларноста на конструкцијата во основа имаат значајна улога во проектирањето на сеизмички отпорни конструкции, со тоа што ни покажуваат дали конструкцијата има потенцијал да навлезе во торзиони форми на осцилации, кои можат да бидат опасни во однос на посакуваниот одговор на разгледуваната конструкција.

Еврокод 8 иако има пропишано критериуми за контрола на регуларност во основа, врз база на геометриските параметри, центар на крутоста и радиус на торзија, но нема дефинирано методологија за нивно определување. Ова може да доведе до одредени потешкотии при негова практична имплементација.

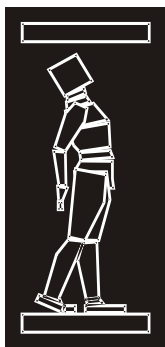
Од досега приложеното може да се заклучи дека изборот на методологијата за определување на конструктивните карактеристики (центар на крутоста и радиус на торзија) може да има влијание во понатамошниот тек на проектирањето на сеизмички отпорни конструкции, преку промена на вредноста на факторот на однесување со кој се врши редукација на еластичниот спектар и се добива проектниот спектар.

Најголеми ексцентрицитети се јавуваат на првиот кат и тие се намалуваат одејќи кон повисоките катови. Добиените вредности за радиусот на торзија покажуваат дека тој е најмал на првиот кат и се зголемува одејќи кон повисоките нивоа. Во однос на степенот на нерегуларност се покажува дека вредноста за радиусот на торзија опаѓа како што расте нерегуларноста на конструкцијата.

Од споредбата на посочените методи за добивање на овие конструктивни карактеристики може да се забележи дека со резултатите добиени по една метода конструкцијата може да биде определена за регуларна во основа, додека со друга да биде определена како нерегуларна. Распределба 1 дава најстроги резултати, додека пак Распределбата 4 резултати кои се значително пофлексибилни.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] CEN: European Standard EN 1998-1: 2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Comite Europeen de Normalisation, Brusells, 2004.
- [2] Bisch, P., E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin et al. 2012. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings—Worked Examples. JRC SCIENTIFIC AND TECHNICAL REPORTS, European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen.
- [3] IStructE: Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8, The Institution of Structural Engineers, London, 2010.
- [4] OASP: Greek Code for Seismic Resistant Structures – EAK2000, Organization for Earthquake Resistant Planning and Protection, Ministry of Environment Planning and Publik Works, Greece (OASP), 2003.
- [5] Postolov, N. (2017). Behaviour of Structures Irregular in Plan on Seismic Excitation. M.Sc. Thesis, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Александра РАДУЈКОВИЌ¹, Анка СТАРЧЕВ-ЌУРЧИН², Ѓорѓе ЛАЃИНОВИЌ³, Игор
ЏОЛЕВ⁴

ОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ РАМКА ВО ЗАВИСНОСТ ОД МОДЕЛОТ НА ПОПРЕЧНО ОГРАНИЧЕН БЕТОНОТ

РЕЗИМЕ

Потребната дуктилноста при проектирање на сеизмички отпорни конструкции може да се постигне со додавање на затегната арматура во попречниот пресек на бетонот. Со тоа се зголемува, покрај другото и граничната дилатација, што има важна улога во вредноста на расположивата дуктилноста и оцената на сеизмичкото однесување на локално ниво. Во Евроноормите дадени се два модели на попречно ограничување. Во овој труд анализирана е шестокатна АБ рамка и одреден е сеизмички одговор за три записи на земјотрес и два модела на компактноста со цел да се добијат резултати за одговорот на конструкцијата во зависност од моделот на попречно ограничување на бетонот.

Клучни зборови: Европски норми, модел утезања бетона, дуктилноста кривине

Aleksandra RADUJKOVIĆ¹, Anka STARČEV-ĆURČIN², Đorđe LAĐINOVIĆ³,
Igor DŽOLEV⁴

ASSESSMENT OF RC FRAME SEISMIC PERFORMANCE RELATED TO CONFINED CONCRETE MODELS

SUMMARY

The required deformation ductility in the design of seismic-resistant structures can be achieved by confinement of concrete cross-section with lateral reinforcement. Among other things, ultimate strain increases by concrete confinement, which has a key effect on the value of the available curvature ductility and the assessment of seismic performance at the local level. Two confined models are given in the European norms. In this paper, six story rc frame was analyzed and seismic response was determined for three earthquake records and two confined models in order to obtain an insight into the response of the structure, depending on the confined model of concrete.

Key words: European norms, confined concrete model, curvature ductility

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, leksa@uns.ac.rs

² Teach. Assist. MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, astarcev@uns.ac.rs

³ Full Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, ladjin@uns.ac.rs

⁴ Teach. Assist. MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, dzolev@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

The basic aim of seismic design in critical design zones of the structure is to ensure adequate ductility and energy dissipation. Ensuring adequate ductility is achieved by concrete confinement. Confined concrete is defined as concrete restrained with lateral reinforcement (steel stirrups or spirals). This reinforcement pressures lateral concrete due to its expansion as a consequence of Poisson's effect at uniaxial pressure. The main consequence of confinement is to increase the strength and ductility of reinforced concrete. There are two confined concrete models in the European norms: EC2 gives a confined concrete model where the key components (concrete strength, strain at the maximum concrete strength and ultimate strain) of the concrete stress-strain relation, less increase than confined concrete model given in EC8. In the case of seismic action, strain increasing is of great interest, especially of the ultimate strain. By the ultimate strain increasing, the available ductility also increases, and thus the ability of the structure to resist seismic action by inelastic behavior.

The structural seismic assessment is based on deformations caused by the earthquake, and obtaining of the correct performance estimation is possible only with nonlinear analysis methods. For a nonlinear dynamic analysis, time-histories of ground motion are needed. Eurocode 8 requires a minimum of 3 different accelerograms, wherein the most unfavourable value of the response quantity among analyses should be used in relevant verifications.

This paper analyzes the seismic response of rc frame that is designed in accordance with the provisions of EN 1992-1:2004 and EN 1998-1:2004. The response was estimated using nonlinear dynamic analysis for two models of confined concrete, according to Eurocode 2 and 8. Estimated seismic performance were compared through the curvature ductility. Nonlinear dynamic analysis has been conducted for three earthquake records that complied the requirements given in EN 1998-1.

2. MODEL OF CONFINED CONCRETE

Reference methods for assessing the seismic behavior of structure, i.e. obtaining a seismic response, are nonlinear analysis methods. Modeling for the nonlinear methods should include post-elastic behavior of the elements. Nonlinear models are based on the mean values of material properties. For nonlinear structural analysis, it is used σ_c - ε_c diagram of compressed stress and corresponding strain of unconfined concrete for short-term uniaxial load according to EN1992-1, which is described by equation:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (1)$$

where $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$, ε_{c1} is strain at the highest stress, $k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$, E_{cm} is modulus of elasticity, f_{cm} is mean value of compressed concrete strength, all according to table 3.1 given in EN 1992-1 and ε_{cu1} is ultimate strain, which value is 3.5‰.

The concrete ductility can be increased by concrete confining. With concrete confinement the stress-strain ratio in concrete is changed and increases the values of maximum strength from f_c to $f_{c,c}$, strain that correspond to the maximum strength from ε_{co} to $\varepsilon_{co,c}$ and ultimate strains from ε_{cu} to $\varepsilon_{cu,c}$. The upward branch is modeled as a parabolic curvature based on equation (1) as:

$$\frac{\sigma}{f_{c,c}} = \frac{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co,c}} \left(k - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co,c}} \right)}{1 + (k - 2) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co,c}}} \quad (2)$$

where $k = 1.05 \cdot E_c \cdot |\varepsilon_{co,c}| / f_{c,c}$, E_c is secant modulus of elasticity from the coordinate start of σ - ε diagram to the stress $\sigma_1 = 0.4 f_c$, determined as $E_c = 11000 \cdot f_c^{0.3}$, for E_c and f_c in MPa (Fardis, 2009).

The descending branch of the σ - ε diagram is the approximation with the right line (CEB, 1991). Ultimate strain is defined as strain on the descending branch of σ - ε diagram for the stress value corresponding to $0.85 f_c$, e.i. $0.85 f_{c,c}$ for confined concrete.

The increased values of the confined concrete strength, its corresponding strains and ultimate strains, adopted in EN 1992-1, are given by expression:

$$f_{c,c} = f_c \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0.005f_c \quad (3)$$

$$f_{c,c} = f_c \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \quad \text{for } \sigma_2 > 0.005f_c$$

$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co} \cdot \left(\frac{f_{c,c}}{f_c} \right)^2 \quad (4)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \frac{\sigma_2}{f_c} \quad (5)$$

σ_2 is effective lateral pressure ($\sigma_2 = \sigma_3$) due to confinement and is determined according to EN 1998-3:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw} \quad (6)$$

where: α is confinement effectiveness factor, $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right)$, s_h is stirrup spacing,

b_o and h_o are dimensions of confined core to the stirrup axis, and b_i is the axial distance between the longitudinal bars, which are laterally held by stirrups or cross ties along the cross-sectional perimeter, ρ_{sx} is coefficient of reinforcement with lateral reinforcement which is parallel with the load direction x , $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$, A_{sx} is the cross-sectional area of stirrups, and b_w is thickness of the web of a beam, f_{yw} is yield strength of stirrup reinforcement.

In EN 1998-3 the values of confined concrete strength, its corresponded strain and ultimate strain, are determined according to equations:

$$f_{c,c} = f_c \left[1 + 3.7 \left(\frac{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (7)$$

$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f_{c,c}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (8)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 4 \cdot 10^{-3} + 0.5 \frac{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_{c,c}} \quad (9)$$

where $\varepsilon_{cu,c}$ represents the ultimate strain of the extreme fiber of the confined concrete element due to cyclic bending, while all other characteristic values have been fitted to concentric compression test results.

Confined concrete model according to EN 1992-1 is based on CEB FIP Model Code 90, which served as a basis for EC2. EN 1998-3 model of confining provides bigger enhancement of the key concrete properties with confinement.

3. NUMERICAL ANALYSIS

In this paper six storey rc frame is analyzed, designed for the high ductility class and seismic action of 0.3g intensity. The frame is 3 x 5m span, the height of the first storey is 3.5m and for the other stories is 3m. All beams have the same cross-section, 30 x 45cm, and in numerical analyzes they are modeled as T-section beam with an effective flange width of 170cm and with thickness of 15cm. The columns are square, with dimensions of 50 x 50cm. Concrete class C30/37 and steel S500 class C, were adopted. The frame is calculated due to permanent and imposed load and seismic action. The seismic action is represented by the horizontal elastic response of type 1, for the ground type C according to EN 1998-1.

For high ductility class, the behavior factor is 5.85. The frame is dimensioned according to the provisions of EN 1992-1 and EN 1998-1. The same reinforcement was adopted for all columns, while for beams a different reinforcement was adopted in the field and in the joint zone, Fig. 1.

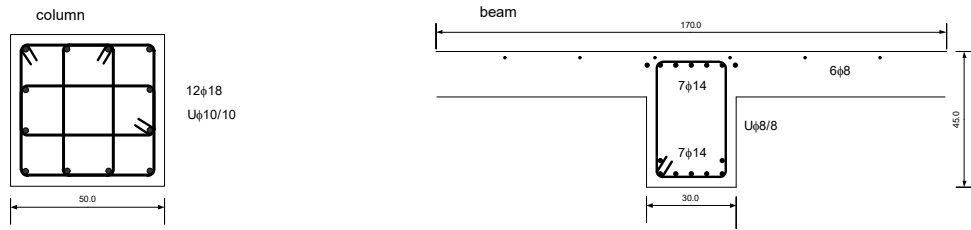


Fig. 1 - Reinforcements for columns and beams in joint zone

The characteristic values of confined concrete for beams and columns according to EN 1992-1 are obtained on the basis of the expressions (3), (4), (5) and (6), e.i. (7), (8) and (9) for the confined concrete model given in EN 1998-3. Tab. 1 shows these values, as well as the values for unconfined concrete, and stress-strain diagrams are shown in Fig. 2.

f_c [MPa]	unconfined	$f_{c,c}$ [MPa]	Column		Beam	
			EN2	EN8	EN2	EN8
ϵ_{co}	0.0022	$\epsilon_{co,c}$	0.0036	0.0058	0.0026	0.0035
ϵ_{cu}	0.0035	$\epsilon_{cu,c}$	0.0156	0.0267	0.0072	0.0122

Tab. 1. Characteristic values for unconfined and confined concrete of column and beam

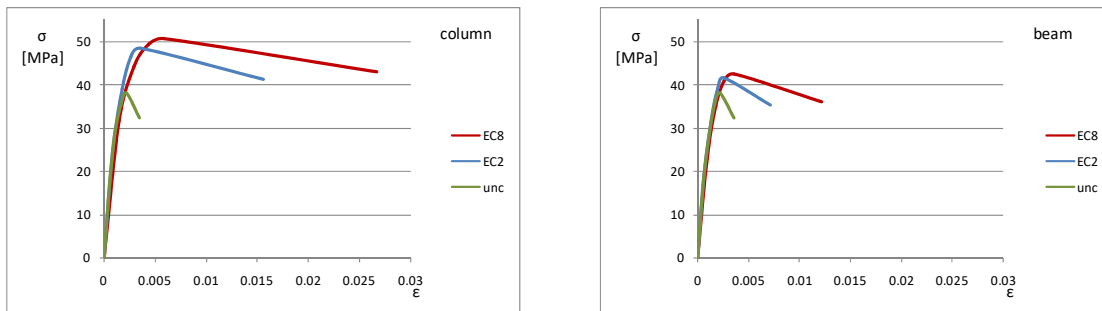


Fig.2. Diagram σ - ϵ of unconfined concrete and two confinement models

The increased values of concrete strength, and especially the ultimate strain, are reflected on the ultimate value of the curvature, that is, on the capacity of curvature ductility. An important parameter for determining the curvature ductility is the level of axial load in the columns, and in the beam the ratio of the compressed and tensile reinforcement. The values of the cross-section curvature of the of the column are determined for the normalized axial force $\nu_d=0.28$. The available ductility of the cross-section curvature of the column for confinement model according to EC2 is 19.2, and for the confined concrete model according to EC8 is 31.3. The ultimate value of curvature ductility is determined by reaching the ultimate strain of compressed concrete. For the confined concrete model according to Eurocode 8 at the ultimate curvature ductility, the strain of the tensile reinforcement is 8.7% (for steel of class C, a high ductile steel, an ultimate strain $\geq 7.5\%$ is required). If the final strain of tensile reinforcement is limited to 7.5%, the available curvature ductility would be 26.5.

The available curvature ductility of the beam is determined in the case of a negative moment (tensioning of the upper side), because due to the adopted T section the available curvature ductility due to the positive moment is higher. For the EC2 confinement model, the available curvature ductility is 23.5 and 32.9 for the EC8 confinement model. The significantly increased values of the ultimate strain of the compressed concrete for the model according to Eurocode 8, in the beam would also give less available

curvature ductility in the case of limiting the ultimate strain of the tensile reinforcement to 7.5%(the available curvature ductility then is 26.9).

If the cross sections were not reinforced with lateral reinforcement, the available curvature ductility would be 5.67 for column, and 15.11 for beam. Diagrams of the bending moment- curvature relation for unconfined concrete and for the confinement models in the EC2 and EC8 for column and beam in the joint zone of the consideration frame are shown in Fig. 3.

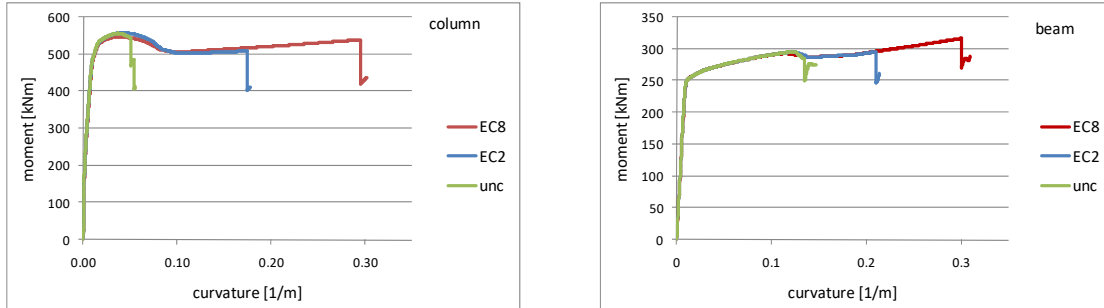


Fig. 3. Diagram M- κ of unconfined concrete and two confinement models

Nonlinear dynamic analysis was carried out using the OpenSees program, which enables the including of material and geometric nonlinearities. Cross sections are presented as fiber models, with three types of different characteristics: cover is modeled as an unconfined concrete, a core as a confined concrete and reinforcement is separately modeled. For the assessment of seismic performance, three earthquake records from the PEER database were selected, Fig. 4.

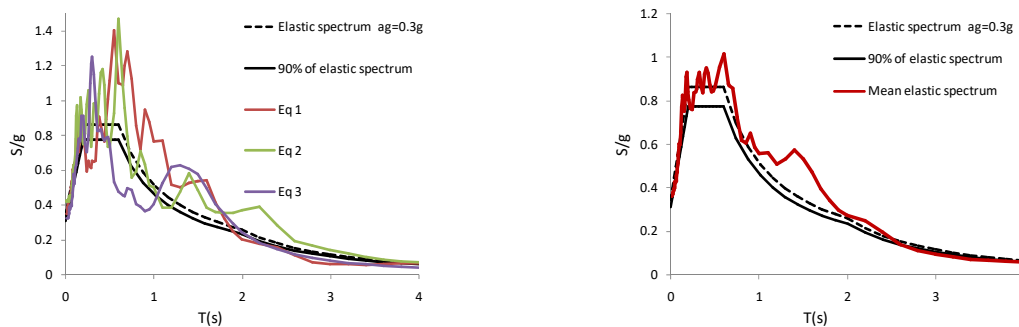


Fig.4. Response spectra and mean values of selected records, elastic spectrum and 90% of elastic spectrum for seismic action 0.3g

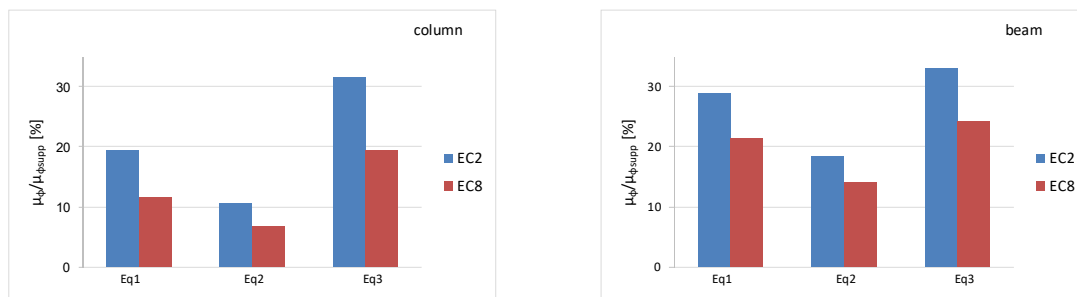


Fig.5. Demanded and supplied curvature ductility ratio for two confinement models

Demanded ductility of the cross-section curvatures μ_ϕ is estimated for three earthquake records and two confined concrete models (EC2 and EC8). These values are compared with the supplied ductility $\mu_{\phi,supp}$ of corresponded elements. The values of the curvature ductility demand for two models do not differ significantly, but the relationship of the demanded and supplied curvature ductility is essentially different. Demanded and supplied curvature ductility ratio for two confinement models and three seismic

actions were determined and shown in Fig. 5. The highest values of the demanded curvature ductility were induced by the earthquake Eq3. In Fig. 6 the moment-curvature diagrams are shown, due to the Eq3 earthquake record in the characteristic sections of column and beam for two confinement models.

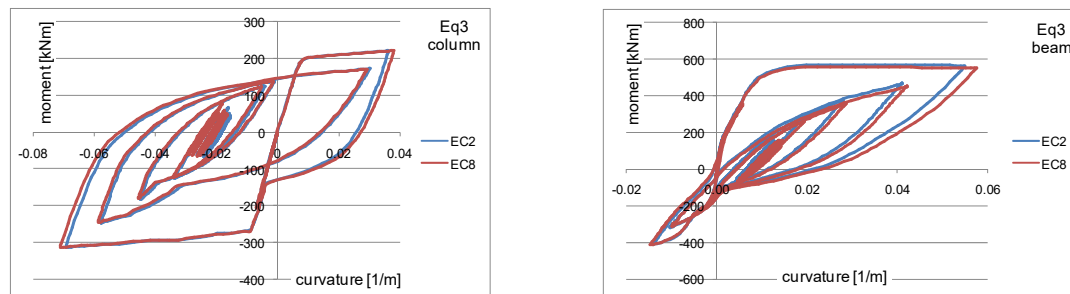


Fig.6. Diagram M- κ for two confinement models

4. CONCLUSION

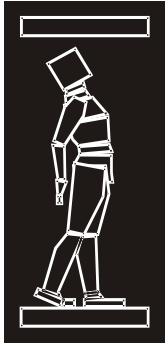
There is a significant difference between the characteristic values of the confined concrete determined according to the two shown confinement models. In relation to the unconfined concrete, for column, the confinement model according to EN 1992-1 gives 27% higher concrete strength value, 63% greater value of the corresponding strain and even 345% greater ultimate strain value, while for the confinement model according to EN 1998-3 these values are larger: 33%, 166% and 663% in relation to the value of the ultimate strength, its corresponding strain and the ultimate strain of unconfined concrete. These differences are certainly reflected in the assessment of the seismic response at the local level. The response of the moment-curvature in the characteristic sections of column and the beam as well as the values of the estimated curvature ductility for the two confinement models do not differ significantly, but the ratio of the achieved and available ductility is different. The higher value of this relation is obtained for the EC2 confinement model. For the relevant seismic action, the EC2 confinement model gives 61.5% higher value for ratio of demanded and available ductility in column, and 36.4% in the beam relative to the confinement model according to EC8. Seismic response for the EC2 confinement model gives a smaller reserve of curvature ductility in relation to the confinement model according to EC8 and is therefore on the safety side.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper presents the part of research realized within the project "Improvement of educational process and theoretical and applied research in civil engineering" conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

- [1] CEB (1991). CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford, London
- [2] Eurocode 2 (2004). Design of concrete structures Part1-1:General rules, and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium
- [3] Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance Part1:General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels
- [4] Eurocode 8 (2005). Design of structures for earthquake resistance Part3:Assessment and retrofitting of buildings, European Committee for Standardisation, Brussels
- [5] Fardis, M. N. (2009). Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, Geotechnical, geological and earthquake engineering, volume 8, Springer



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Никола РАЈИЌ¹, Ѓорѓе ЛАЃИНОВИЌ², Андрија РАШЕТА³

ПРОЦЕНКА И НЕЛИНЕАРНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ ПОВЕЌЕКАТНИ АБ ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е споредено влијанието на техниката за базна изолација применета на објекти во однос на вкештени АБ објекти. Објектот и системот за базна изолација е проектиран во согласност со Европските стандарди односно Еврокод 2 и Еврокод 8. Споредбена анализа на базно изолирана и вкештена конструкција е прикажана преку оцена на однесувањето на конструкцијата подложена на сеизмичко дејство. Системот за базна изолација е составен од гумени лежишта со високо пригушување (HDRB). Извршена е динамичка нелинеарна анализа за тродимензионален базно изолиран и вкештен модел. Користени се истории на забрзувања од синтетички и веќе случени земјотреси за хоризонтално движење на тлото во два правци, компатибилно со референтниот еластичен спектар на одговор.

Клучни зборови: базна изолација, нелинеарна динамичка анализа, проценка на сеизмички перформанси

Nikola RAJIC¹, Djordje LADJINOVIC², Andrija RASETA³

ASSESSMENT AND NONLINEAR DYNAMICS ANALYSIS OF BASE ISOLATION FOR MULTI-STORY RC BUILDING

SUMMARY

In this paper influence of base isolation technique implemented in building is compared with reference to a fixed base RC building. The building and base isolation system is designed in compliance to the European standards EN 1992-1-1 and EN 1998-1. A comparative analysis of base isolated and fixed base structure is presented by evaluating the behaviour of the structure subjected to seismic actions. Base isolation system consists of High Damping Rubber Bearing (HDRB). A dynamic nonlinear analysis is performed for the three-dimensional base isolated structure and for the fixed base structure. Simulated and artificial earthquake accelerograms for horizontal bi-directional ground motions compatible with the reference elastic response spectrum used.

Keywords: Base isolation system, nonlinear dynamic analysis, seismic performance assessment

¹ Teaching Assistant MSc, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, rajic.nikola@uns.ac.rs

² Full Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs

³ Assist. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, araseta@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

In the field of seismic base isolation multiple research have proved that this system of alternative seismic protection is extremely effective in minimizing the damage of certain type of buildings during seismic action. Development of rubber bearings and dampers in recent years has reduced their price and such systems have become an important alternative for construction of building structures in seismic areas, even for ordinary multi-storey buildings such as offices, residential housing, industrial buildings and others. (Connor J.J. 2002.)

Base isolation presents an efficient technique for decoupling the structure from damaging effects due to ground accelerations in case of seismic actions. This technique is adopted to elongate the fundamental period of the structure in respect to the fundamental period of the conventional fixed-base structure. Within this technique the fundamental period is shifted from the dominant frequencies of the earthquake motions (Naeim et al. 1999).

In this paper seismic behaviour of multi-story Reinforced Concrete (RC) building is analysed. RC building is analysed and designed according to EN 1992-1-1 and EN 1998-1 assuming Medium ductility class (DCM) assuming fixed base columns. Designed building does not satisfy Damage limitation requirements (DLR) in terms of inter-story drifts, so its performance during earthquake needed to be improved.

This paper studies effects of adding seismic isolators to this existing building for limiting damage during earthquake in terms of inter-story drift ratios, and it compares level of base shear force in base isolated building in respect to fixed base building.

Seismic isolation system used in this paper is realized by a High Damping Rubber Bearing (HDRB). A dynamic nonlinear analysis with horizontal bi-directional ground motions is performed using Simulated and artificial accelerograms compatible with the reference elastic spectrum.

Nonlinear dynamic time history analysis using direct integration method is implemented. Method for time integration is Newmark's method with constant acceleration (Newmark 1959.). Shear behaviour of seismic isolators is modelled using general link elements using degrading bilinear hysteresis model, while behaviour in vertical direction seismic isolator behaviour is modelled as linear elastic.

Nonlinear behaviour of the structure is modelled using nonlinear lumped hinges applied to beams, columns and walls. For beams nonlinear hinges are defined as moment-rotation with no interaction between axial force and moment, while column hinges take this interaction into account. Wall hinges are also defined as moment-rotation with interaction between axial force and in-plane moments. Hysteresis model for moment component of all hinges is Takeda hysteresis model and for axial force component model hysteresis model is Kinematic hardening.

Structural assessment of the RC building isolated by HDRB isolation system is presented in this paper. A comparative analysis is presented of the effectiveness of the considered base isolation system when the RC building is subjected to horizontal bi-directional ground motions. The analysis is presented with particular emphasis to the comparative analysis of the time history of base shear, the peak values of the base shear and the peak values of the inter-story drift ratios.

2. STRUCTURE CONSIDERED IN THE ANALYSIS

Structure analysed in this paper is three storey RC building with rectangular shape in plan. Building has shear walls only in Y-direction as shown in Fig. 1. It has three 6 m bays in Y and six 6 m bays in X-direction. Story height is 4 m. Building has flat slab 14 cm thick. All beams have rectangular section with depth of 50 cm and 30 cm width. Columns are also rectangular (40/70 cm) with larger dimension (70 cm) in X-direction.

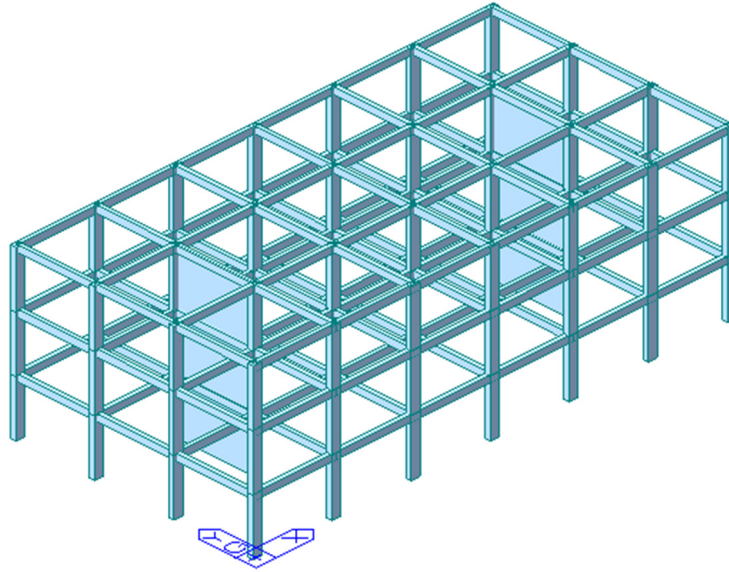


Fig. 1. Building 3D model

Concrete material used for this structure is C30/37 and rebar is Class B according to EN 1992-1-1. For the analysis section properties are modified such that torsional stiffness for beams is reduced to 10 % of its initial value and shear and bending stiffness is reduced to 50 % of its initial value. For columns only of shear and bending stiffness is reduced by 50 %. Slabs are not modelled and rigid diaphragm assumptions are made for all floors.

Loads analysed for this structure are dead loads, live loads, wind and earthquake loads. For determination of live load value on building floors, category class A is acquired.

Two floor load types are analysed, one for typical floors and one for roof level. Typical floor loads consist of uniform area dead load of 5.5 kN/m^2 and live load of 2.0 kN/m^2 . Roof level load consist of uniform area dead load of 5.0 kN/m^2 and live load of 1.5 kN/m^2 . Wind loads were generated according to EN 1991-1-4 for terrain category 3 and fundamental basic wind velocity 22 m/s . Earthquake action for design purposes is analysed via response spectrum analysis according to EN 1998-1 for horizontal direction with reference peak ground acceleration $0.24g$ and behaviour factor 3.9 for both directions. Building is located in Serbia with a soil type C and Peak Ground Acceleration (PGA) summarized for different limit states in Table 1. The building is a structure of importance class 2 and it is characterized by a nominal life of 50 years with reference period of 50 years.

Limit state	Return period (years)	Peak ground acceleration (m/s^2)
Damage limit state	50	1.373 (0.14g)
Ultimate limit state	475	2.354 (0.24g)

Table 1. Parameters of seismic actions in the different Limit States.

Complete analysis, design and the verification of the analysed structure is made by considering EN 1998-1 DCM ductility class and EN 1992-1-1 using Midas GEN 2018 software. According to provided rebar in beams, columns and walls, nonlinear hinges were generated using Kinematic hardening and Takeda hysteresis model.

3. CHARACTERIZATICS OF BASE ISOLATION SYSTEM CONSIDERED IN THE ANALYSIS

In this paper, isolation system consists of two types of High damping rubber bearing (HDRB) isolators characterized by 17 % equivalent viscous damping (Bridgestone catalogue). Isolation system has the objective of increasing the fundamental period of vibration of the structure and moving in in the part of the design spectrum with lower values of pseudo-acceleration, so that the pseudo-accelerations are significantly lower for all considered modes with significant influence on seismic forces respect to those corresponding to the fixed base structure. In Fig. 2 the isolator with its position is illustrated.

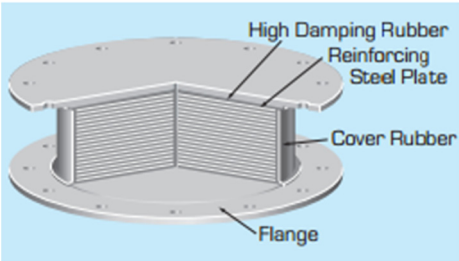


Fig. 2. HDRB isolator

The adopted base isolation system hysteretic property in local horizontal plane (local y and z direction) is modelled via degrading bilinear model as shown in Fig. 3, by assigning link elements to the base of the columns.

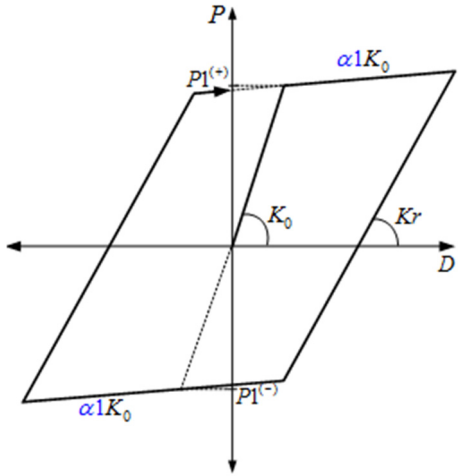


Fig. 3. Isolator hysteretic model

Type 1 of HDRB isolator is placed under every single column in building and type 2 under columns at both ends of shear walls. Characteristics of isolators are summarized in Table 2.

HDRB Isolator type	Compressive stiffness (10 ³ kN/m)	Initial shear stiffness K ₀ (10 ³ kN/m)	Post yield stiffness ratio α ₁	Equivalent shear stiffness (10 ³ kN/m)	Yield force (kN)
Type 1	1390	3.06	0.1	0.424	23.7
Type 2	2490	5.51	0.1	0.764	42.0

Table 2. Parameters of HDRB isolators.

4. SEISMIC INPUT AND THE ADOPTED SET OF ACCELEROGRAMS

For the base isolated structure and for fixed base structure a comparative nonlinear dynamic analysis is performed with reference to the seismic actions reported in Table 1. For each of both DLS and ULS state two sets of accelerograms with their horizontal components are used for nonlinear dynamic analysis.

Table 3 summarizes time history functions used in the nonlinear time history analysis.

Time history type	Return period (years)	Peak ground acceleration (m/s ²)
Artificial 1	50	1.373 (0.14g)
Artificial 2	475	2.354 (0.24g)
Simulated 1	50	1.373 (0.14g)
Simulated 2	475	2.354 (0.24g)

Table 3. Time history functions review.

First set of accelerograms are artificial accelerograms generated so they match Elastic response spectrum according to EN 1998-1 with 5 % viscous damping. Duration of first set of accelerograms is 20 secs, with time increment of 0.01 sec. Fig. 4 shows Artificial 1 accelerogram.

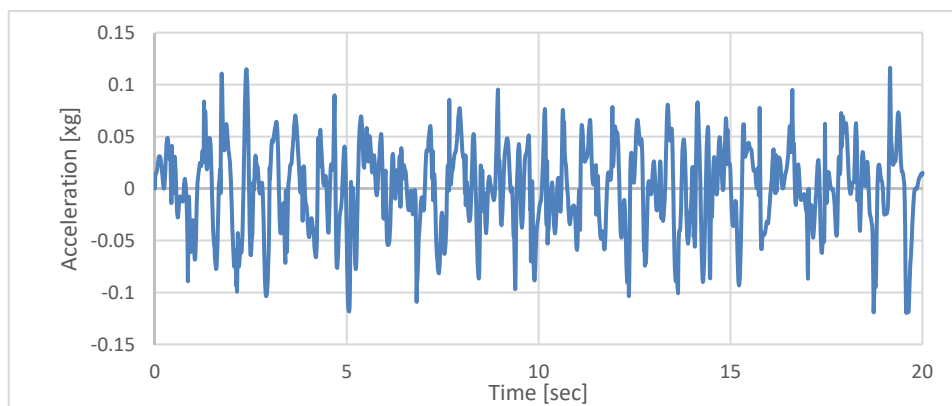


Fig. 4. Artificial 1 accelerogram

Second set of accelerograms are Simulated accelerograms generated using recorded accelerograms (PEER) and adjusting the so they match the EN 1998-1 Elastic response spectrum. Duration of second set of accelerograms is 69.995 secs with time increment of 0.005 secs. As shown in Fig. 5 blue colour corresponds to reference and red colour to matched accelerograms and response spectrum.

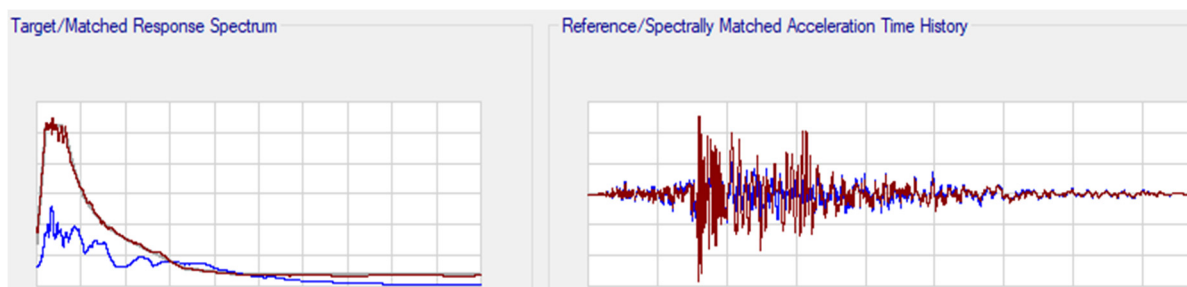


Fig. 5. Simulated earthquake generation

5. COMPARATIVE ANALYSIS OF FIXED BASE AND ISOLATED STRUCTURE

In this paper the fixed base structure had to be assessed in such way that its performance during earthquake motions needs to be improved. The analysis is performed with regard to the base shear, the peak values of the base shear and by determining the inter-story drift ratio.

Table 4 shows review of modal participation masses and periods for fixed base and base isolated structure and Fig. 6 shows mode shapes of modes with significant modal participation masses. Modal analysis shown that by isolating structures base translational and rotational modes are completely decoupled.

Fixed base	Modal participation masses (%)			Period (sec)
Mode no.	Translation X	Translation Y	Rotation Z	
1	82.0636	0	0	0.7074
2	0	0	76.8346	0.2004
3	13.7708	0	0	0.1991
4	0	76.5941	0	0.1959
Base isolated	Modal participation masses (%)			Period (sec)
Mode no.	Translation X	Translation Y	Rotation Z	
1	99.7073	0	0	2.5406
2	0	99.9958	0	2.3217
3	0	0	99.9938	2.1298

Table 4. Model participation and periods for fixed and base isolated structure review.

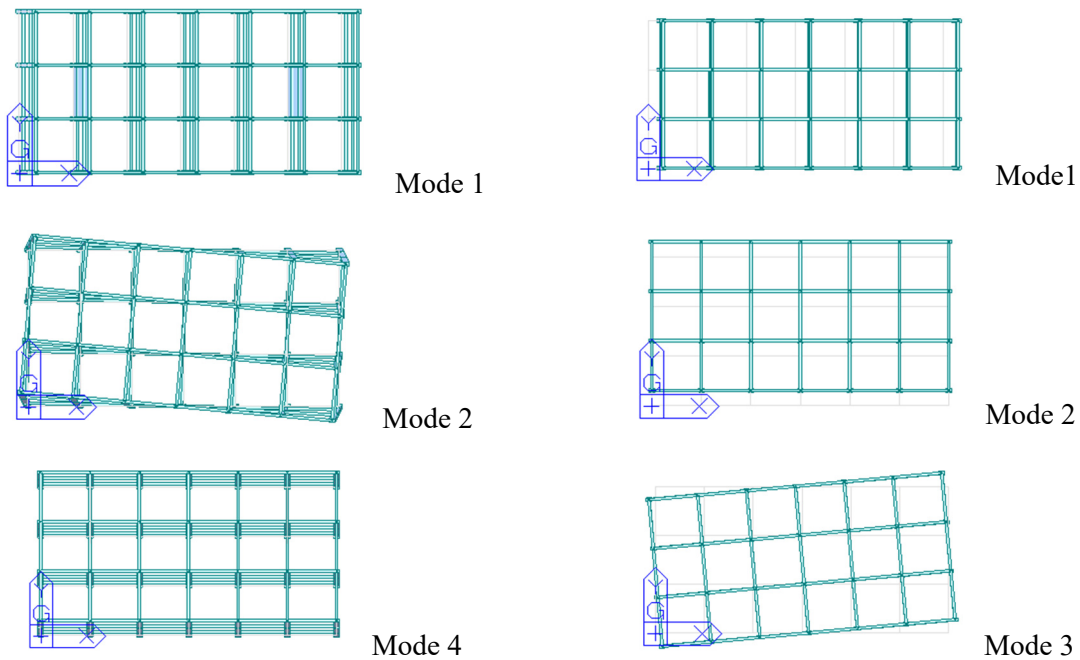


Fig. 6. Shapes of significant modes for fixed base (left) and base isolated (right) structure

For the purpose of modal analysis seismic isolators were modelled as linear elastic using equivalent stiffness, but for nonlinear time history analysis seismic isolators were modelled as nonlinear. In nonlinear time history analysis nonlinear hinges were also included.

A comparative analysis of the time history of the base shear in X and Y direction is reported in Fig. 7 and Fig. 8 for the accelerogram corresponding to Artificial 2 for the structure with fixed base and for isolated structure.

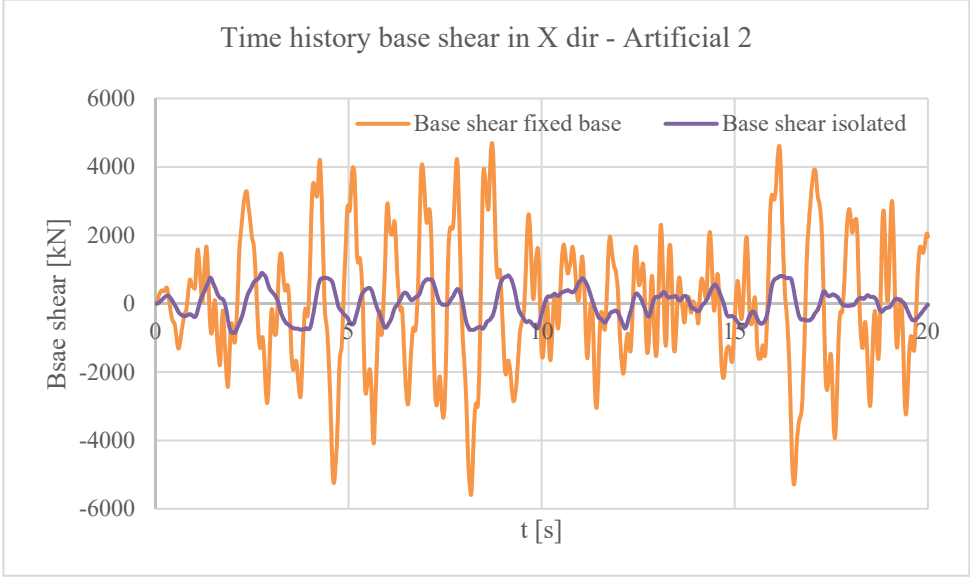


Fig. 7. Comparative analysis of the time history of the base shear in X direction for the structure with base isolation and the fixed base structure (seismic input: Artificial 2)

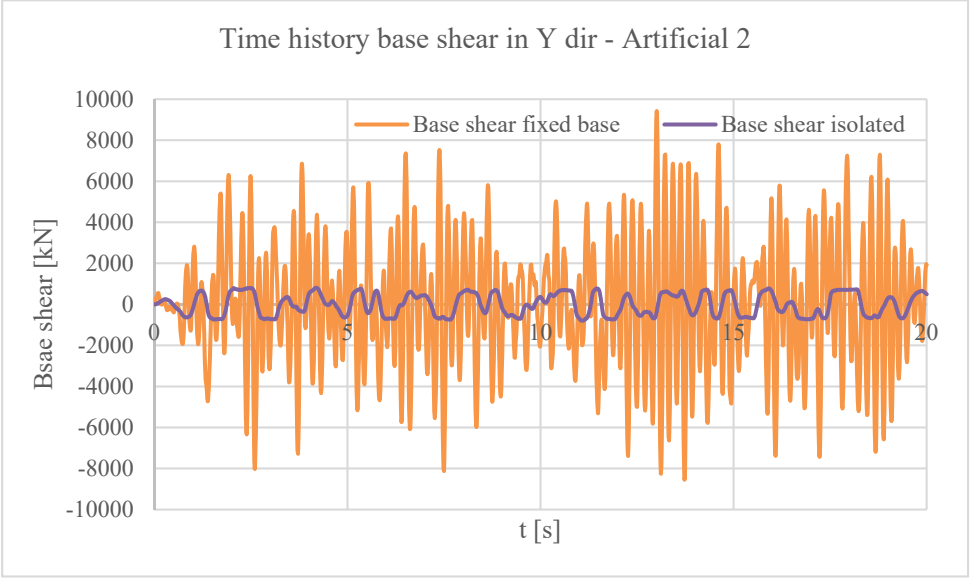


Fig. 8. Comparative analysis of the time history of the base shear in Y direction for the structure with base isolation and the fixed base structure (seismic input: Artificial 2)

In Fig. 9 and Fig. 10 a comparison of peak values of the base shear in X and Y direction is reported for the structure with fixed base and for isolated structure for the accelerogram corresponding to Artificial 2.

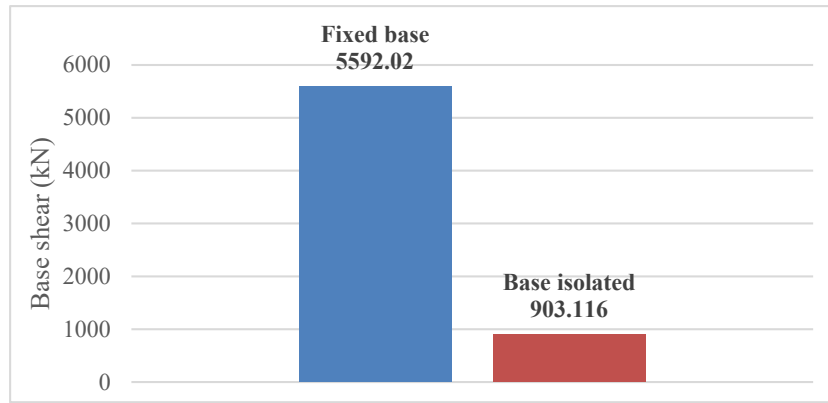


Fig. 9. Comparative analysis of the peak value of the base shear in X direction for the structure with base isolation and the fixed base structure (seismic input: Artificial 2)

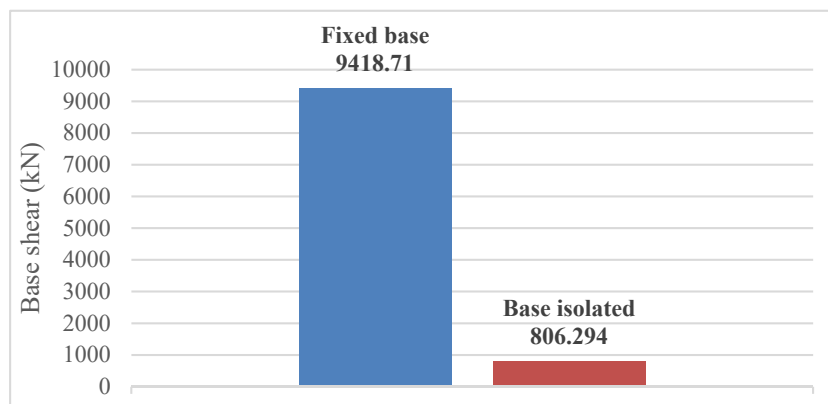


Fig. 10. Comparative analysis of the time history of the base shear in Y direction for the structure with base isolation and the fixed base structure (seismic input: Artificial 2)

It is noted that base isolation system provides a drastic reduction of the maximum base shear with respect to traditional fixed base structure. The maximum values of the base shear show reduction to 1/5 to 1/10 with respect to the corresponding values of the fixed base structure.

In Fig. 11 and 12 a comparative analysis is illustrated of the peak values of the inter-story drift ratios in X and Y direction is reported for the structure with fixed base and for isolated structure for the accelerogram corresponding to Artificial 1.

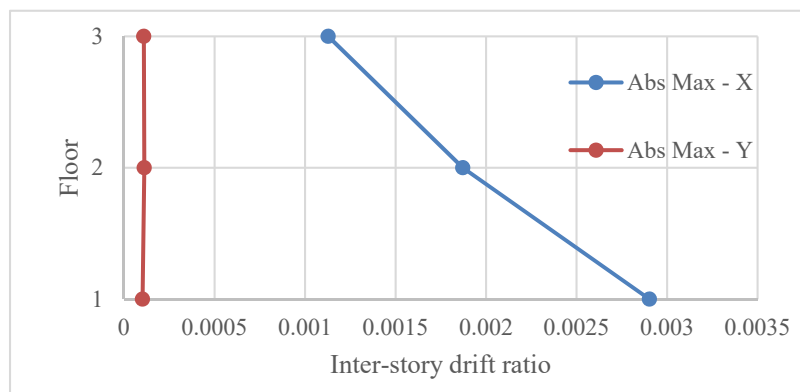


Fig. 11. Comparative analysis of the peak value of the inter-story drift ratios in X and Y directions for the structure with base isolation (seismic input: Artificial 1)

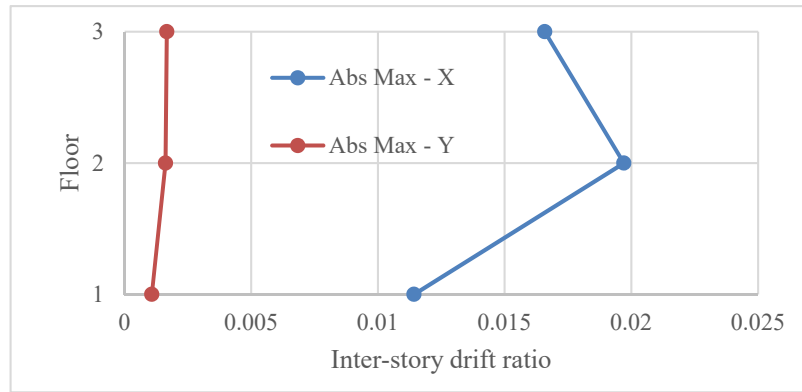


Fig. 12. Comparative analysis of the peak value of the inter-story drift ratios in X and Y directions for the structure with fixed base (seismic input: Artificial 1)

The global verification of the DLS limit state is determined based in the value of the displacement of the master node (control node) for each story of the building in the dynamic analysis. The limit state is considered to be satisfied if the highest inter-story drift ratio becomes greater than 0.005. Fixed base structure satisfies limit states only in Y direction, while base isolated structure satisfies limit state in both directions.

6. CONCLUSION

Two different strategies of seismic protection were analysed. In first strategy, referring to fixed base strategy, the structure is designed in such way that seismic energy is dissipated through post-elastic behaviour of predefined zones in structure, through the so-called capacity design approach. The second strategy employs passive structural control with elastomeric isolation devices placed beneath each column, so the natural frequency of structure and seismic forces are decreased.

In this paper, the second approach is used to make seismic performance better in terms of inter-story drifts, which were exceed limit values (EN 1998-1) for fixed base structure designed for DCM.

Modal analysis shown that by isolating structures base translational and rotational modes are completely decoupled. First and second modes are translational and third is rotational, as summarized in Table 4 by comparing the modal participation ratios of fixed base and base isolated structure.

Compared to fixed base structure, base isolated structure has peak base shear force reduced by 80-90 % depending on direction and accelerogram considered, as shown in Fig. 7 to 10.

Checks in terms of inter-story drift ratio performed for DLR seismic action level. Critical direction was X direction. Lateral resisting elements in X direction are frames, while in Y direction are frames and shear walls. For fixed base structure, inter-story drift ratio is exceeded for X direction by 4 times with reference to limit value. As shown in Fig. 11 and 12, inter-story drift ratios values are reduced by 85 % for base isolated structure compared with fixed base structure and this reduced values for base isolated structure satisfies criteria for inter-story drift ratios. In Y direction both fixed base and base isolated structure satisfy criteria for inter-story drift ratios.

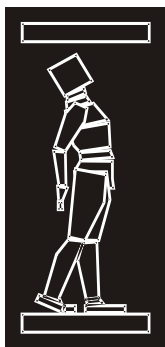
For RC building analysed in this paper base isolation technique is proven to be an efficient in making structural seismic performance satisfying. It the further work positive effects of decoupling translational and rotational modes can be analysed for structures highly irregular in plan, and positive effects on improving seismic performance can be significant (Cancellara et al. 2017).

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper presents the part of research realized within the project "Improvement of educational process and theoretical and applied research in civil engineering" conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

- [1] Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. John Wiley & Sons Inc., New York
- [2] Connor J.J. (2002). Introduction to structural motion control. Prentice Hall, New York
- [3] Newmark NM. A method of computation for structural dynamics. J Eng Mech Div ASCE 1959;85(3):67–94
- [4] Cancellara D., De Angelis F. Assessment and dynamic nonlinear analysis of different base isolation systems for a multi-storey RC building irregular in plan. Computers and Structures 2017;180(C):74-88
- [5] EN1998-1: Design of structures for earthquake resistance – part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization. (2004)
- [6] EN1992-1-1: Design of concrete structures. European Committee for Standardization (2004)
- [7] EN1991-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization. (2002)
- [8] PEER Ground Motion Database, <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- [9] Seismic isolators catalogue (2017), Bridgestone
- [10] Midas GEN v2018 User manual. (2017). Midas IT
- [11] ETABS v2016 User manual. (2016). Berkeley: Computers and Structures Inc.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 18

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Зоран РАКИЌЕВИЌ¹, Александра БОГДАНОВИЌ², Ангела ПОПОСКА³, Димитар
ЈУРУКОВСКИ⁴, Предраг ГАВРИЛОВИЌ⁵

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСПИТУВАЊА НА ФИЗИЧКИ МОДЕЛ НА ТЕЛЕКОМУНИКАЦИСКАТА КУЛА НА ВОДНО, СКОПЈЕ, Р.МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Со цел да се испита и дефинираа однесувањето на Телекомуникациската кула со висина од 112 метри која ќе биде изградена на врвот на Водно во близина на Скопје, Р. Македонија на најнеповолни влијанија од земјотрес проектиран е хипотетички модел кој е тестиран на сеизмичката платформа во лабораторијата на ИЗИИС, Скопје, Р. Македонија. Геометрискиот размер на физички модел е 1/16 при тоа водејќи сметка за расположливата висина на лабораторијата, комплексната геометрија и материјалните својства на прототипот, со цел реално да се симулираат динамичките својства како и состојбата на напрегања. Експерименталното тестирање на моделот беше во линеарен и нелинеарен домен од каде беа добиени голем број на резултати кои ќе бидат коментирани и презентирани во овој труд.

Клучни зборови: експериментални тестови, динамички карактеристики, сеизмичка платформа

Zoran RAKICEVIC¹, Aleksandra BOGDANOVIC², Angela POPOSKA³, Dimitar
JURUKOVSKI⁴, Predrag GAVRILOVIC⁵

EXPERIMENTAL TESTING OF PHYSICAL MODEL OF TELECOMMUNICATION TOWER IN VODNO, SKOPJE, R. MACEDONIA

SUMMARY

In order to investigate and define the behavior of the 112 meter telecommunication tower that is going to be built on the top on Vodno Mountain near Skopje, R. Macedonia under the most unfavorable earthquake excitation for the return period of 1000 years and to predict the mechanism of damage and dynamic characteristics, a hypothetical physical model has been designed and tested on the shake table in the Laboratory of IZIS, Skopje, R. Macedonia. The geometrical scale of the physical model is 1/16 taking into account the free height above the shake table, the complex geometry and material properties of the prototype, in order realistically to simulate dynamic properties and stress conditions. The shake table testing of the model was performed in linear and nonlinear range obtaining a lot of results that are going to be presented and comment in the paper.

Keywords: experimental testing, dynamic characteristics, shaking table

¹ Редовен професор, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

² Доцент, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

³ Студент, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

^{4,5} Редовен професор, во пензија, Универзитет “Св. Кирил и Методиј” во Скопје, ИЗИИС - Скопје

1. ВОВЕД

Телекомуникациската кула за контрола и мониторинг на радиофреквенции на територијата на Република Македонија, е еден од најсложените и најкомплексните градежни објекти кои се во фаза на градба на врвот на планината Водно во Скопје, Р. Македонија.

Објектот што се изведува е со вкупна висината од 155 метри (37 нивоа) и во конструктивна смисла се состои од повеќе функционално-естетски целини. Како резултат на сложеноста на објектот и екстремните изведбени и експлоатирачки услови, беше наметната потреба во фазата на проектирање и фазата на изведба да се направат повеќе испитувања на експериментални модели. Со нив би се добила потврда за стабилноста и динамичките карактеристиките на прототипот. За таа цел хипотетички модел со висина од 7 метри во геометриски размер од 1/16 беше тестиран на сеизмичката виброплатформа во лабораторијата за динамички испитувања на Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија– ИЗИИС, Скопје.

Од експерименталните испитувања на моделот на сеизмичката вибро-платформа беа регистрирани голем број на експериментални податоци. Одговорот на конструкцијата во рамките на овој труд ќе биде дадена преку временски истории на забрзувања, поместувања, меѓу-катни поместувања, сили во основата, и моменти на превртување како и споредби помеѓу временските истории на одговор на моделот и прототипот.

2. ПРОЕКТИРАЊЕ И ИЗВЕДБА НА ХИПОТЕТИЧКИ ФИЗИЧКИ МОДЕЛ И ИЗБОР НА МАТЕРИЈАЛ НА ЈАДРОТО

2.1. Проектирање на физичкиот модел и избор на материјал

Во почетната фаза беа опфатени активностите поврзани со проектирање на моделот, изборот на материјалот, дефинирање на рецептура за приготвување на материјалот за јадрото на моделот и испитување на пробни цилиндри со цел да се определат и потврдат бараните механички карактеристики. Физичкиот модел е проектиран и анализиран со користењето на компјутерскиот програм SAP2000 и е репродукција на основните динамички карактеристики како и напонско деформационата состојба на прототипот-реалната конструкција. Имајќи ги во предвид карактеристиките на сеизмичката платформа, расположливиот висински простор во лабораторијата како и геометријата на конструкцијата и основните конструктивни елементи, геометрискиот размер применет во овој случај е 1:16. Согласно законот на “true replica model” односно закон за вистинска репродукција, сопствените фреквенции на физичкиот моделот се повисоки за четири пати од оние на прототипот.

Направени беа 5 рецептури/варијанти за кои беа изработени призми со димензии 40x40x160 mm и истите беа тестирани во Лабораторијата на Машински факултет Скопје како и во ИЗИИС со цел да биде утврден модулот на еластичност на материјалот кој беше користен за изградба на моделот.



Сл. 1. Изведба на моделот

2.2. Изведба на моделот

Моделот беше проектиран и изведен со помал број на катови односно едно ниво на моделот да одговара на три нивоа на прототипот. Составен е од јадро со висина од 7.03 m, со 12 внатрешни плочи со дебелина од 5 cm, поставени на растојание од 57 cm. Во попречен пресек јадрото е со неправилна форма (четириаголник) и со дебелина на сидовите од 4.0 cm, каде една од страните е вертикална а останатите три се под агол од 89° . На јадрото се поставени четири челични платформи, од кои 3 се поставени конзолно и ексцентрично додека последната е поставена централно (слика 1).

Со цел да се постигнат бараните динамички карактеристики кои одговараат на прототипот, додадена е маса во форма на челични топчиња на внатрешните плочи и на надворешните челични платформи. На внатрешните платформи масата е додадена преку отвори, додека пак масата на челичните платформи е додадена во вреќи зацврстени со лепливи траки. На висинска ката 7.03 метри (последното ниво), дел од предвидената маса е поставена во дрвена кутија, прицврстена на моделот. Вкупната маса на моделот изнесува 6500.0 kg од кои 5202.0 kg и припаѓаат на додадената маса, а останатите 1298kg и припаѓаат на сопствената тежина (слика 2).



Сл. 2. Додадена маса

3. ИНСТРУМЕНТАЦИЈА НА МОДЕЛОТ

Имајќи ја предвид сложената геометрија на физичкиот модел, проектот за инструментација на физичкиот модел во обем и содржина беше конципиран на начин да се добијат што поголем број на валидни експериментални резултати. Изработката на проектот за инструментација опфати дефинирање на типови на мерни инструменти, местоположба и оптимален број на мерни точки на моделот, согласно расположивиот капацитет на мерни инструменти и системите за аквизиција во лабораторијата за динамички испитувања во ИЗИИС. Шемата на инструментација при тестовите со симулација на земјотресни побуди беше дефинирана да се добијат:

- Временските истории на поместувања и забрзувања по нивоа на физичкиот модел во правец на дејство на побудата (хоризонтален правец).
- Временски истории на забрзување на одреден број нивоа во правец ортогонален од правецот на дејство на побудата. (хоризонтален правец)
- Временски истории на забрзување во вертикален правец на платформите за вертикална побуда на физичкиот модел.

3.1. Избор и позиција на инструменти

На моделот беа инсталирани следните инструменти:

- 22 акцелерометри (ACC), и тоа:
 - 13 во насока на симулирање на земјотресот во хоризонтален правец (Y) – од ниво 0 до ниво 12 (северна страна);
 - 4 во насока нормална на насоката на делување на земјотресот (западна страна);
 - 5 акцелерометри кои мерат забрзување во вертикален правец – еден на ниво 0 и по еден на секоја од челичните платформи
 - 4 Линеарни Потенциометри (LP) – на ниво 4, ниво 6, ниво 10 и ниво 12.

4. ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛОТ

Испитувањето на моделот се реализираше во две фази и тоа, определување на динамички карактеристики на моделот и определување на динамичкото однесување на моделот.

4.1. Определување на динамички карактеристики

Динамичките карактеристики на моделот беа определени со генерирање на случајна побуда (рандом), хармониска побуда (sine sweep) на сеизмичката вибро-платформа и преку методот на амбиент вибрации. Хармониските (sine sweep) побуди беа симулирани за секој правец, хоризонтален и вертикален поединечно и тоа пред да се тестира моделот (почетна состојба), после одредени биаксијални тестови и после сите извршени тестови (крајна состојба). Хармониските тестовите беа изведени со следниве карактеристики:

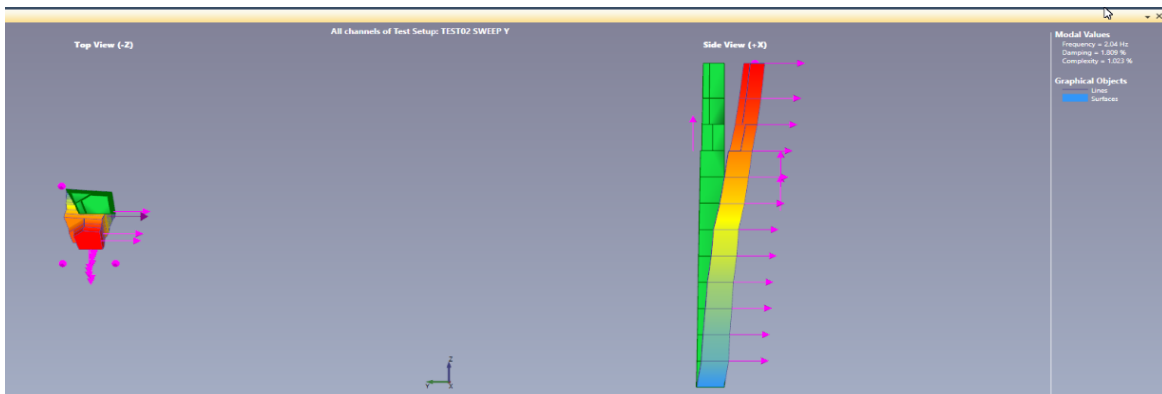
- фреквентен опсег: 1.0 - 35.0Hz;
- брзина на промена на фреквенција (sweep rate): 2.0 octave/min;
- ниво на максимално побудување (peak excitation level): 0.005g во хоризонтален правец (Y) и 0.001g во вертикален правец (Z)

Во табела 1 прикажани се вредностите на фреквенцијата на конструкцијата измерена со амбиент вибрации, со случајна рандом побуда и со хармониска побуда на почетокот на тестирањето.

Фреквенција	Почетна состојба		
	Амбиент вибрации	Случајна побуда	Хармониска побуда
f1	2.26	2.153	2.04
f2	10.88	10.68	10.05

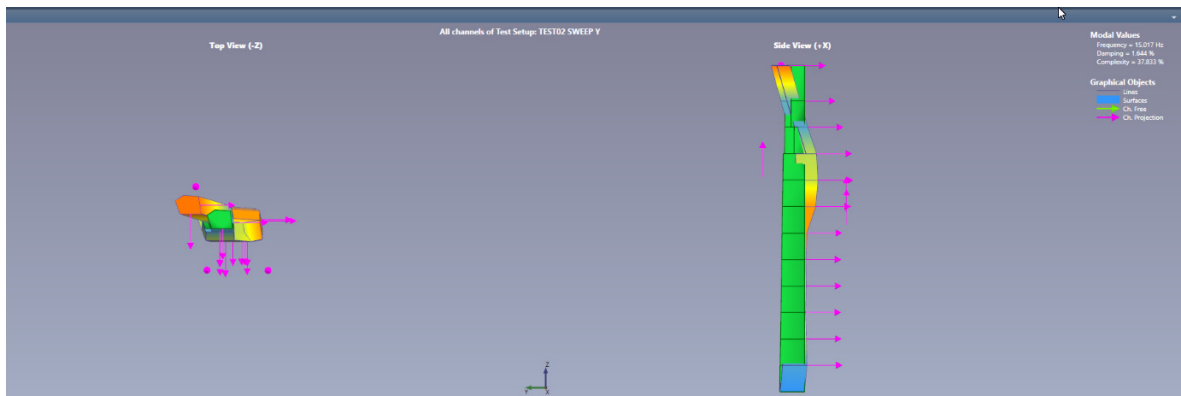
Табела 1. Приказ на вредноста на фреквенцијата на почеток на испитувањето

Од добиените вредности за фреквенциите добиени на почеток на тестирањето може да се види дека се работи за модел кој ја има вредноста на фреквенциите на првата и втората тонова форма соодветно репродуцирани на вредностите на прототипот во размер 1:16 односно се добија фреквенции кои се четири пати поголеми од оние на прототипот. Исто така, формата на тоновите форми ја потврдија точноста на моделот (слика 3 и 4) согласно моделот анализиран во компјутерскиот програм Artemis. Подетално, со првичните резонантни тестови се фреквенциите на моделот изнесуваа 2.04Hz и 3.37Hz за прва тонова форма и 10.364Hz и 15.017Hz за втора тонова форма во Y и X правец, соодветно. Кај прототипот фреквенциите за прва тонова форма изнесуваат 0.4884 Hz и 0.7696 Hz во Y и X правец, соодветно, а фреквенциите за втората тонова форма во Y и X правец изнесуваат 2.3353 Hz и 3.5013 Hz соодветно. Од тука произлегува дека



Сл. 3 Прва тонова форма во Y правец

разликата во експериментално добиените фреквенции на моделот и аналитички добиените на прототипот се разликуваат за 4.43%, односно 10.94% за првата и втората фреквенција во Y правец, соодветно.



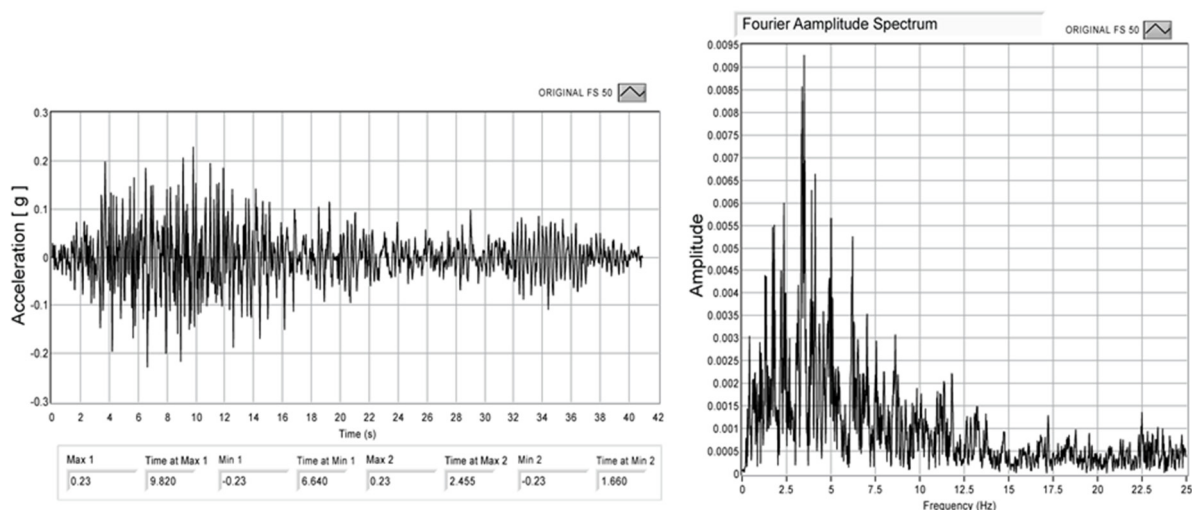
Сл. 4 Втора тонова форма во Y правец

4.2. Определување на динамичкото однесување на физичкиот модел

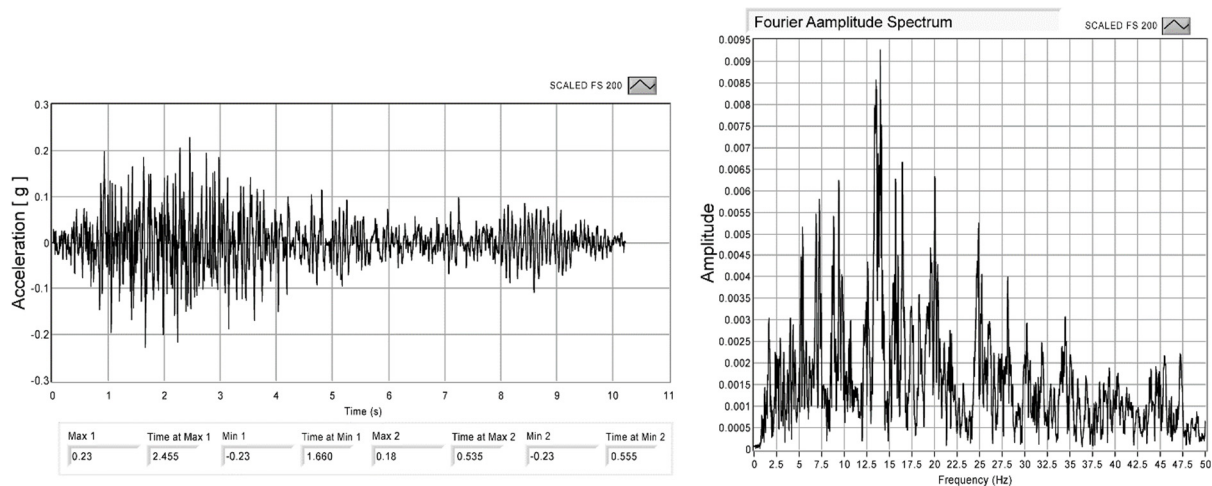
За определување на динамичкото однесување на физичкиот модел на дејство на земјотрес беа користени истите временски истории на забрзувања кои биле користени при проектирање на прототипот, симулирани во хоризонтален правец, како и би-аксијано односно во хоризонтален и вертикален правец. Испитан е линеарно еластичен модел за само една позиција на поставеност на сеизмичката вибро платформа и тоа вертикалната страна на бетонското јадро да биде поставена нормално на задавање на хоризонталната побуда.

Беа генерирани 11 биаксијални земјотресни побуди (истовремено во двата правци, Y и Z) чие влезно забрзување постепено се зголемуваше и тоа почнувајќи со 0.072g во y правец и 0.083g во z правец па се до 0.687g и 0.215g во y и z правец соодветно. Последниот тест беше реализиран со симулација на проектниот земјотрес зголемен три пати.

Во продолжение се прикажани временските истории и Фуријеви амплитудни спектри на референтниот земјотрес користен при проектирањето на прототипот даден во Извештајот ИЗИИС-012-44, како и временските истории и Фуријеви амплитудни спектри на соодветниот скалиран и ресемплиран земјотрес користен при испитувањето на моделот на платформата во ИЗИИС. Испитувањата се направени во Y и Z правец како и би-аксијално едновремено хоризонтален и вертикален правец YZ (слика 5 и 6).



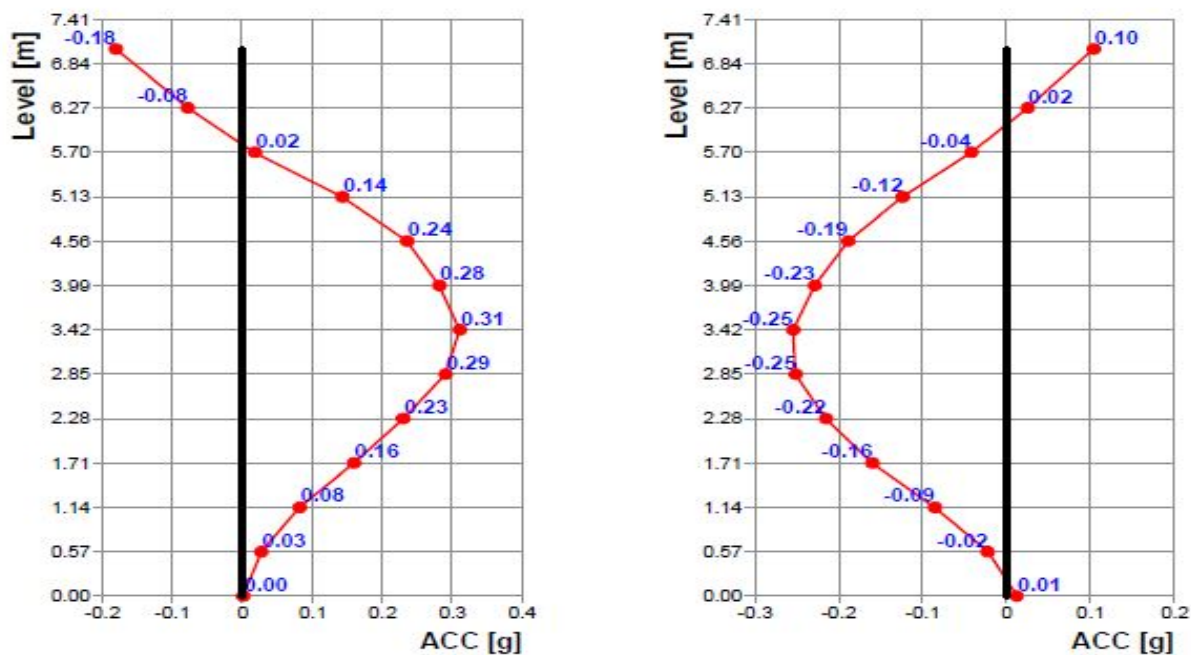
Сл.5 Оригинална временска историја и Фуриев амплитуден спектар на проектниот земјотрес Y правец, FS=50 Hz



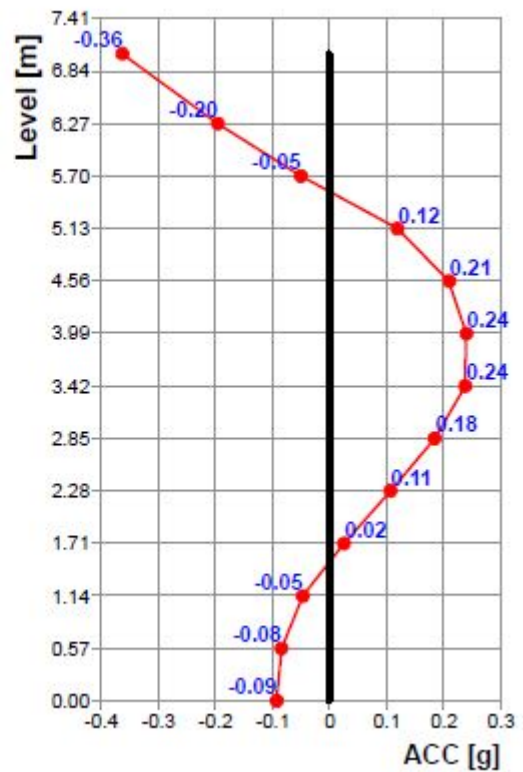
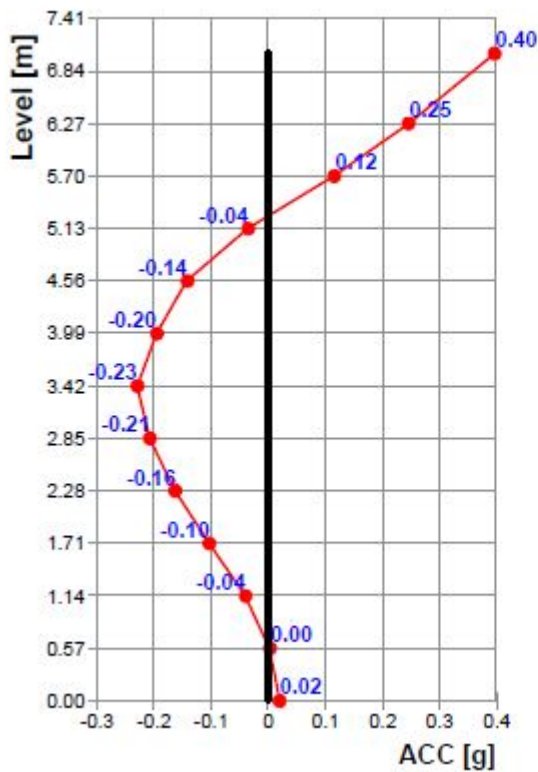
Сл.6 Временска историја на скалираниот земјотрес и Фуриев амплитуден спектар Y правец, FS=200 Hz

5. РЕЗУЛТАТИ ОД ИЗВРШЕНИТЕ ИСПИТУВАЊА И СПОРЕДБА ИСТИТЕ СО АНАЛИТИЧКИ ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ ЗА ПРОТОТИПОТ

Со цел да може да се изврши споредба, експерименталните резултати-регистралираните временски истории на одговор беа и соодветно скалирани имајќи ги предвид законитостите за моделирање користени при физичкото моделирање на хипотетичкиот модел. Покрај експерименталните резултати, имајќи ги предвид законитостите за моделирање од експериментална механика, табеларно ќе бидат прикажани и нивните вредности за прототипот. Согласно споменатите закони, може да се констатира дека вредноста на забрзувањето кое би важело за прототипот е со коефициент 1. Во однос на поместувањата, истите за прототипот се со коефициент L_r , односно во овој случај 16.0. Со други зборови за нив важи законот $L_r = L_m / L_p = 1/16$; $L_p = L_m \cdot 16$. Вредностите за прототипот ќе бидат прикажани табеларно соодветно до експерименталните резултати. Потребно е да се напомене дека резултатите се однесуваат на проектниот земјотрес.

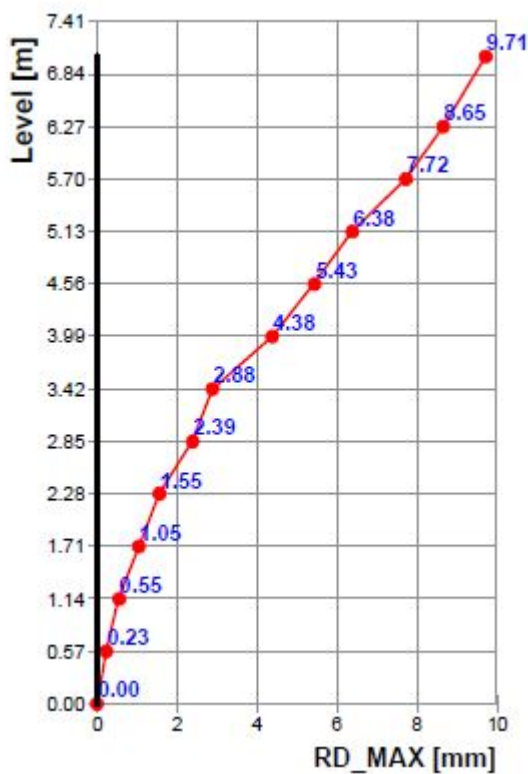


Сл.7 Забрзувања по нивоа во однос на време за максимално (0.31g) и минимално забрзување (0.25g) на ACC07 на висина 3.42м



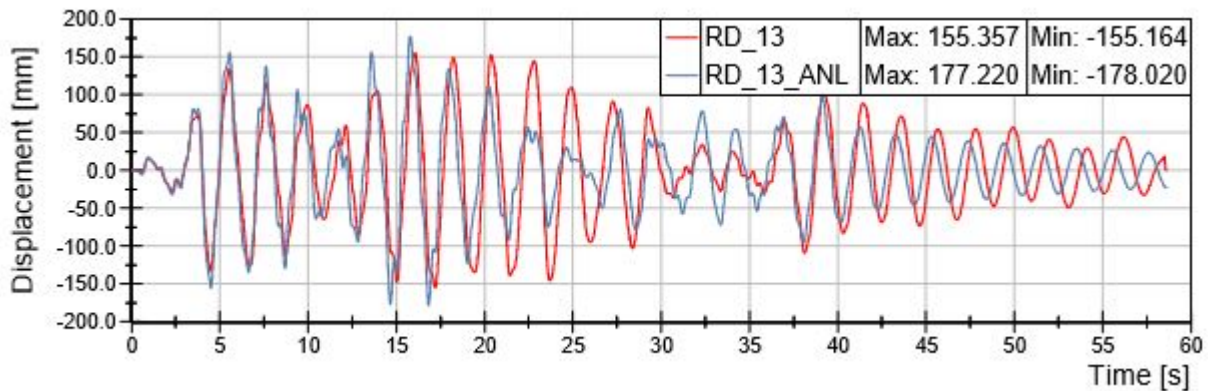
Сл. 8 Забрзувања по нивоа во однос на време за максимално (0.4g) и минимално забрзување (0.36g) на ACC22 на висина 7.03m

Споредбите се направени во однос на карактеристичните точки на ниво 6 (3.42 метри) и ниво 12 (7.03 метри) бидејќи истите се точки од интерес според добиените тонови форми.



Ниво (m)	Поместувања - модел	Поместувања -прототип
7.03	9.71	155.36
6.27	8.65	138.4
5.70	7.72	123.52
5.13	6.38	102.08
4.56	5.43	86.88
3.99	4.38	70.08
3.42	2.88	46.08
2.85	2.39	38.24
2.28	1.55	24.8
1.71	1.05	16.8
1.14	0.55	8.8
0.57	0.23	3.68
0.00	0.00	0.0

Сл. 9 Максимални поместувања по нивоа и табеларен приказ на вредностите за прототипот

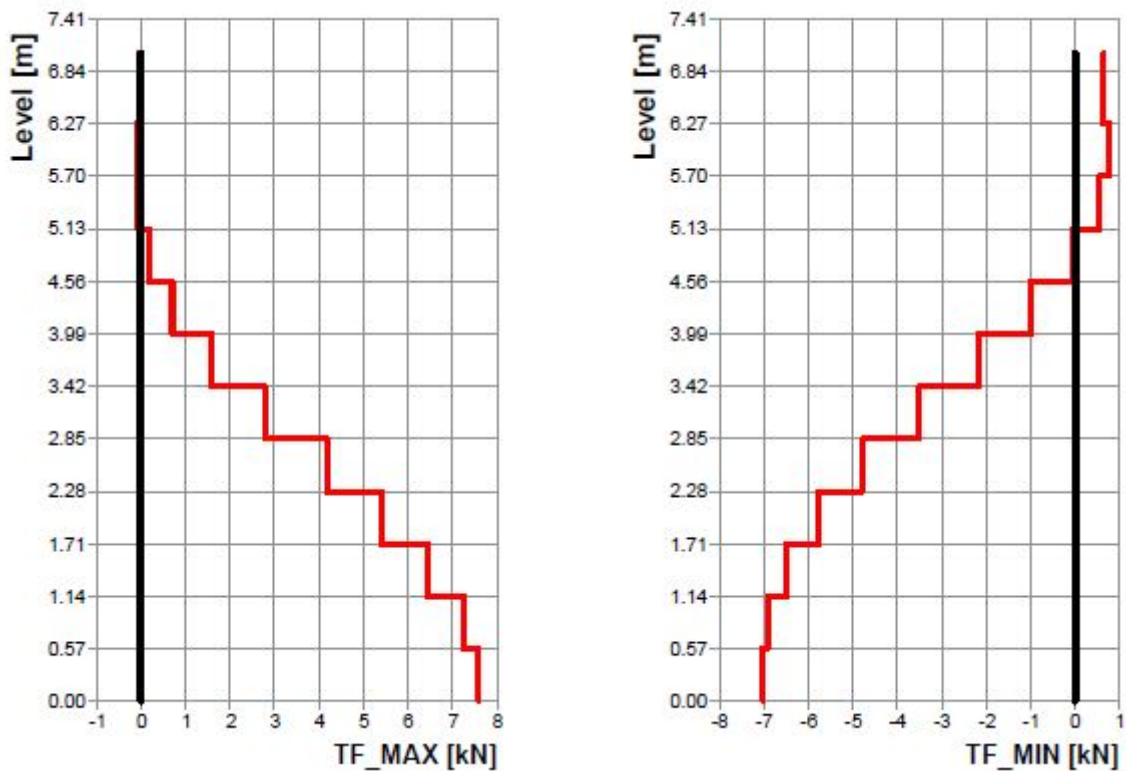


Сл.10 Споредба на временската историја на поместување на ниво 12 – прототип и физички модел

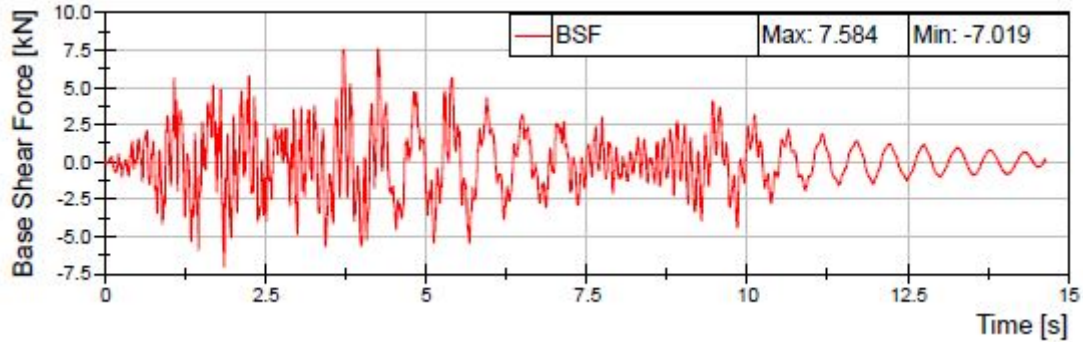
Од слика 11 може да си забележи добрата корелација помеѓу експерименталните и аналитичките резултати. Во овој приказ дадени се поместувањата на највисоко ниво со вредности кои одговараат за прототипот. Анализирајќи ја слика 9 каде што се прикажани максималните поместувања по нивоа на физичкиот модел (9.71мм – ниво 12) и временската историја на поместувања на ниво 12 на прототипот (155,34мм) на слика 10, може да се забележи дека се запазени главните закони на експерименталната механика, односно за физички модел намален 16 пати во однос на прототипот, поместувањата на аналитичкиот модел се добиени дека се 16 пати поголеми од оние на физичкиот модел ($9.71 * 16 = 155.36$).

5.1. Сили на смолкнување во основата

- Максимална вредност 7.584 kN
- Минимална вредност 7.019 kN



Сл.11 Максимални и минимални трансверзални сили по нивоа



Сл.12 Временска историја на максималната сила на смолкнување во основата кај моделот

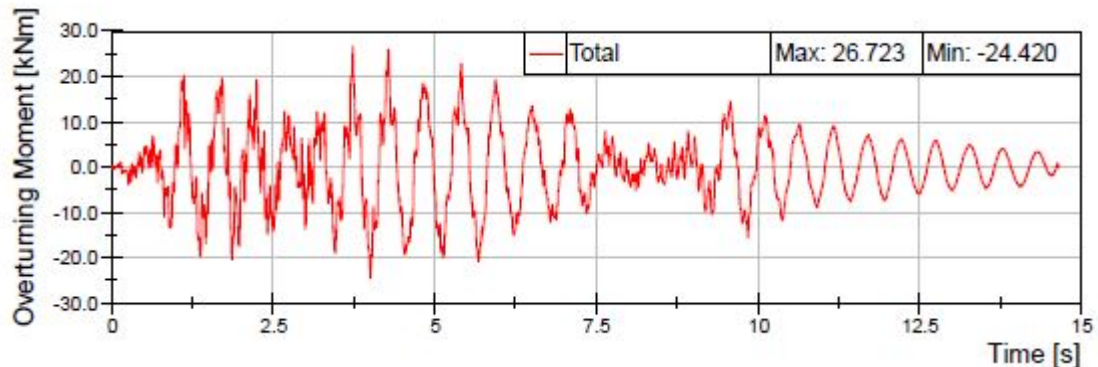
Согласно законите за сличност, максималната сила во основата за прототипот се одредува според следното равенство:

$$F_r = F_m / F_p = E_r \cdot L_r^2 = E_m / E_p \cdot (L_m / L_p)^2 = (6200/33000) \cdot (1/16)^2 = 0.000734;$$

$$F_p = 1362.4 \cdot F_m = 1362.4 \cdot 7.584 = 10\,332.4 \text{ kN}$$

5.2. Моментот на превртување

- Максимална вредност 26.72 kNm
- Минимална вредност 24.42 kNm



Сл.13 Временска историја на моментот на превртување кај моделот

Согласно законите за сличност, максималната момент на превртување во основата на прототипот се одредува според следното равенство:

$$M_r = M_m / M_p = E_r \cdot L_r^3 = E_m / E_p \cdot (L_m / L_p)^3 = (6200/33000) \cdot (1/16)^3 = 0.00004587;$$

$$M_p = 21800.75 \cdot M_m = 21800.75 \cdot 26.723 = 582\,515.8 \text{ kNm}^2$$

6. ЗАКЛУЧОЦИ

По реализација на тестот за симулација на проектниот земјотрес беа направени резонантни тестови чии резултати покажуваат намалување на основните фреквенции во Y и X правец за околу 7% во однос на првичната состојба. Визуелно не можеа да се забележат било какви оштетувања – пукнатини/прснатини на моделот

Резултатите од резонантните тестови после финалниот тест, тест 50, со влезно забрзување 0.687g во Y правец и 0.215g во Z правец (симулација на проектниот земјотрес зголемен три пати) покажаа опаѓање на фреквенциите и тоа 1.399Hz, 2.472Hz, 7.691Hz и 12.103Hz во Y и X правец, за првата и втората тонова форма соодветно. Овие резултати укажуваат на промена на крутоста на конструкцијата, односно нејзино намалување за околу 40% во однос на првичната состојба.

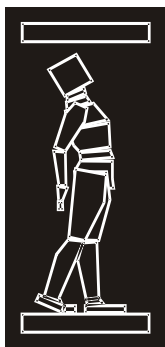
Визуелно повторно не можеа да се забележат било какви оштетувања – пукнатини/прснатини на моделот.

Временските истории на забрзувања и поместувања за проектниот земјотрес, од ниво 01 до ниво 10 (акцелерометар 02 до акцелерометар 07 и акцелерометар 17 - 20) се совпаѓаат повеќе од 90%. Нешто помал процент на совпаѓање се добива за временските истории на забрзувања за акцелерометрите на ниво 11 и 12 (акцелерометар 21 и 22).

Генералниот заклучок е дека постои добра корелација помеѓу експериментот и аналитичките резултати, односно добро усвоен математички модел на прототипот од една страна и добар експериментален модел од друга страна. Тоа би значело дека она што се добива како резултати во временски и фреквентен домен за експерименталниот модел би важело за прототипот соодветно реализирано во погодниот размер.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Z. Rakicevic, A. Bogdanovic, A. Poposka, I. Markovski, D. Filipovski, D. Naumovski,92 (2017) Experimental Seismic Shaking Table Testing of a Physical Model of the Antenna System for Control and Monitoring of Radiofrequencies in the Territory of R. Macedonia, IZIIS Report no. 2/2017.
- [2] Z. Rakicevic, A. Bogdanovic, A. Poposka, I. Markovski, D. Filipovski, D. Naumovski, (2017) Quazi-static testing of the connection between platform steel structure with reinforced concrete core of the Antenna System for Control and Monitoring of Radiofrequencies in the Territory of R. Macedonia, IZIIS Report no.1/2017
- [3] Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- [4] GAJANAN M. SABNIS, “Structural modeling and experimental techniques”,Prentice Hall, INC., 1999 (second edition)



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 19

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Вероника ШЕНДОВА¹, Александар ЗЛАТЕСКИ², Елена ДЕЛОВА³, Марина ПОПОСКА⁴

СЕИЗМИЧКА СИГУРНОСТ И СТАБИЛНОСТ НА ОБЈЕКТОТ „КУКА НА СЕМЕЈСТВОТО ШКАПЕРДА“

РЕЗИМЕ

Во трудот се презентирани накратко сознанијата од извршената студија за сеизмичката сигурност и глобалната стабилност на објектот во кој е сместена Амбасадата на Република Италија во Скопје, познат како „Кука на семејството Шкаперда“. Студијата е изработена врз основа на: (1) проучување на достапната техничка документација и други извори на сознанија, (2) детален преглед и експериментални истражувања на конструктивниот систем на објектот со цел обезбедување на релевантни влезни податоци и (3) анализа на постојната конструкција и нејзиниот одговор на динамички дејства вклучувајќи го и земјотресот од 11.09.2016 во Скопје.

Клучни зборови: историски објект, сеизмичка сигурност, динамички одговор, повредливост

Veronika SHENDOVA¹, Aleksandar ZLATESKI², Elena DELOVA³, Marina POPOSKA⁴

SEISMIC SAFETY AND STABILITY OF THE “SHKPERDA FAMILY HOUSE”

SUMMARY

This paper briefly presents the outcomes of the evaluation study on seismic safety and global stability of the structure where the Embassy of Italy is situated in Skopje, known as the “Shkaperda family house”. The evaluation study has been performed based on (1) study of the available technical documentation and other sources, (2) detail building inspection and investigation of the main structural system for providing relevant input data and (3) analysis of the of the existing structural system and its dynamic response including the last Skopje earthquake of 11.09.2016.

Keywords: historic structure, seismic safety, dynamic response, vulnerability

¹ Проф. Д-р, УКИМ-ИЗИИС, Скопје, veronika@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² М-р, УКИМ-ИЗИИС, azlate@pluto.iziis.ukim.edu.mk

^{3,4} дипломиран градежен инженер, студент на последипломски студии при УКИМ-ИЗИИС

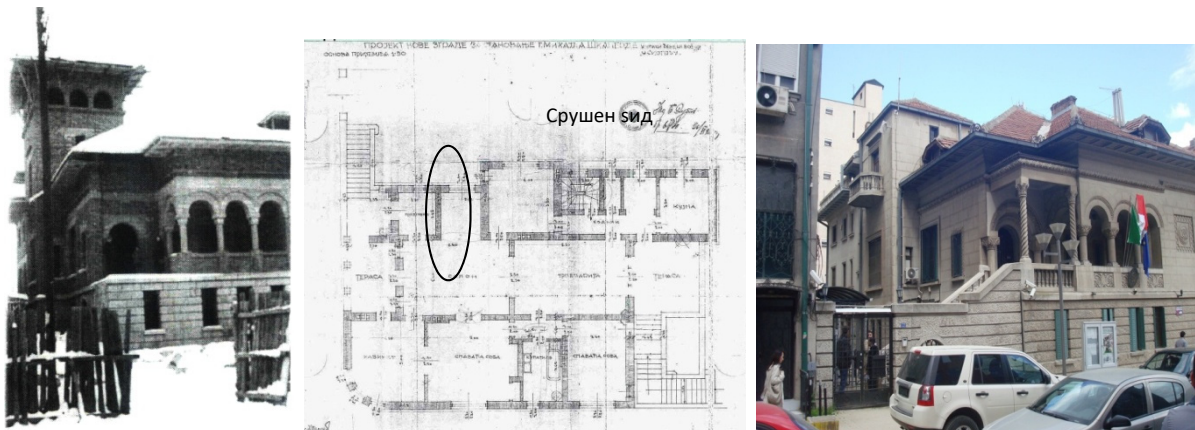
1. ВОВЕД

Во трудот е презентирана анализата на стабилноста и сугурноста за гравитациони и сеизмички влијанија на постојниот конструктивен систем на објектот „Куќа на семејството Шкаперда“ на ул. „8ма Ударна Бригада“ бр. 22 во Скопје, во кој е сместена Амбасадата на Република Италија во Скопје, а кој е под заштита на Законот за културното наследство во Република Македонија. Притоа применет е мултидисциплинарен интегриран приод развиен во УКИМ-ИЗИИС врз основа на повеќедецениското искуство во полето на земјотресна заштита на културно историски споменици кој, пред се, опфаќа детални технички и експериментални истраги на објектот со цел определување на релевантни влезни параметри во последователните анализи. Генерално постапката се состои од: (i) еластична статичка анализа која се спроведува на 3Д математички модел, (ii) анализа на елементите до гранична состојба на јакоста, деформабилноста и способноста на носивите елементи и системот во целина да дисипираат сеизмичка енергија, и (iii) анализа на динамичкиот одговор на системот за реални сеизмички дејства, во кои е вклучен и последниот Скопски земјотрес од 11.09.2016, со интензитет и фреквентен состав очекуван на предметната локација, (Шендова и др. 2016).

2. ПОСТОЈНА СОСТОЈБА И ПРЕТХОДНИ ИСТРАЖУВАЊА

Позната под различни имиња во текот на нејзиното постоење, куќата на семејството Шкаперда била создадена во период кога во Скопје и во другите поголеми градови од тогашната Јужна Србија биле изразени силни и задоцнети западноервопски влијанија во областа на урбанизмот и архитектурата. Градена е во период 1930-1932 година во согласност со изворниот архитектонски проект изготвен од познатиот архитект Георг Симота, кој според тогашните прописи бил преработен и потврден од овластен градежен инженер во 1930 година.

Објектот се наоѓа во централното градско подрачје, во непосредна близина на главниот градски плоштад, на аголна локација меѓу две улици. Објектот е со 3 нивоа – сутерен, приземје и прв кат (поткровје). Во склоп на објектот има кула „Видиковец“ со посебен влез од дворот на јужната страна и скалишен простор кој води до отворена просторија „Видиковец“. Во времето кога бил завршен објектот (1932), од „Видиковецот“ се простирал убав поглед кон реката Вардар, Градскиот парк и планината Водно. Тој дел од објектот денес не постои бидејќи се урнал во земјотресот од 1963 година, (сл. 1 лево). На 2 সিда во приземните простории биле насликани 2 сидни слики во фреско техника, наречени „Македонска идила“ и „Шумадиска идила“ од авторот Никола Мартиноски. Но од увидот на изворната документација (архивски материјал) и од усмените разговори со сопствениците, произлегува дека сидот на кој се наоѓала сликата „Македонска идила“ а кој е наспроти сидот каде се наоѓа сочуваната слика, е срушен најверојатно во периодот кога објектот бил национализиран, (сл. 1 средина).



Слика 1. Куќа на семејството Шкаперда, некогаш и денес

Во периодот по Втората светска војна кога објектот бил национализиран се користел како репрезентативен објект за општествени потреби, (сместување на видни гости, матично одделение, првични простории на МАНУ) а од 2001 година повторно е вратен во сопственост на

семејството Шкаперда. Од 1996 година до денес објектот се користи како Амбасада на Република Италија. Својството споменик на културата за куќата на семејството „Шкаперда“, било утврдено со Решение на Заводот за заштита на спомениците на културата на град Скопје, бр. 03-860 од 21 Декември 1980 година, (НУ Конзерваторски центар 2015).

Во конструктивен смисол објектот претставува масивна сидарија со армиранобетонски меѓукатни плочи. Темелите биле изведен од набиен бетон, сидовите во сутеренот се бетонски со облога од природен камен од надвор и со пола тула од внатре. Сидовите на горните катови се од тула во варов малтер. Сите меѓукатни како и таванската конструкција се армиранобетонска рамна плоча со хоризонтални серклажи. На објектот до сега немало никакви градежни интервенции. Единствената заштитна интервенција на објектот се конзерваторско-реставраторските работи на фреската „Шумадиска идила“, извршени во текот на 1979 година.



Сл. 2 Видлива санација на пукнатини од земјотресот во Скопје во 1963

Од конструктивен аспект, може да се констатира дека денес носивата конструкција се наоѓа во стабилна состојба. Она што е видно е дека на јужната фасада под малиот балкон за време на земјотресот во Скопје од 1963 година со магнитуда М6.1 настанале пукнатини кои се потоа санирани со инјектирање на продолжен малтер, но дислокацијата на сидната облога останала видлива, (сл. 2). Во периодот на реализација на проектот, од увидот по случениот земјотрес на 11.09.2016 година во Скопје констатирано е дека објектот претрпел минимални нови оштетувања на јужната и северната фасада во делот на камената облога на сидовите, (сл. 3) и неконструктивни оштетувања во смисол на отпаднат малтер во просториите во потрковјето.



Сл. 3 Оштетувања на фасадните и внатрешните сидови од земјотресот на 11.09.2016

Врз основа на постојната документација и визуелниот преглед на објектот беше констатирано дека состојбата во која објектот се наоѓа е стабилна и сигурна за гравитациони експлоатациони товари, односно дека конструктивните оштетувања не ја нарушуваат глобалната стабилност на објектот. Но за добивање на квантитативна мерка за степенот на сигурност на објектот за сеизмички влијанија неопходни беа дополнителни истраги и анализа на конструкцијата.

2.1. Определување на динамичките карактеристики со метод на амбиент вибрации

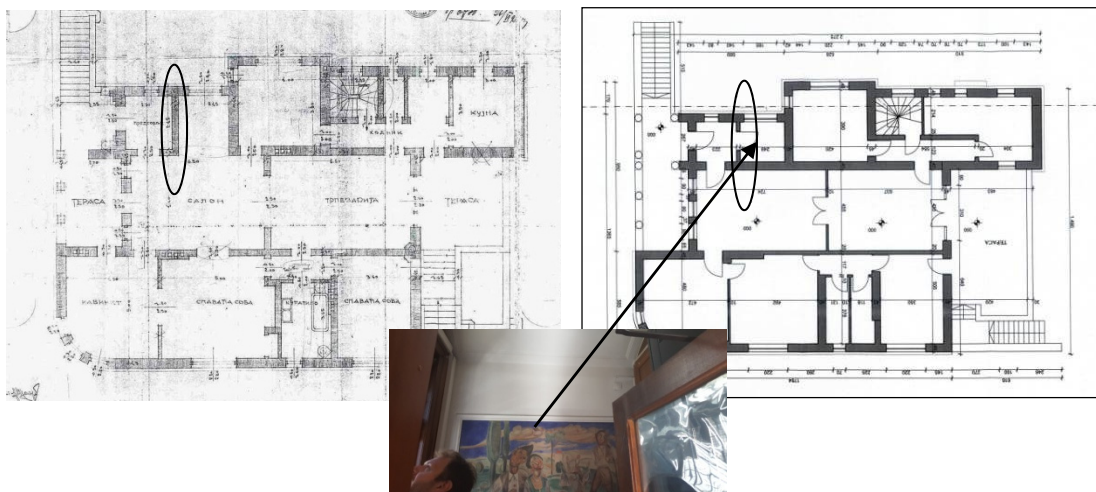
За конструкцијата на објектот беа извршени експериментални истражувања за добивање на основните динамички карактеристики на конструкцијата со две методи, што е од особено значење при калибрирање на математичките модели за нивна анализа при оцена на нивната сеизмичка стабилност. Првиот метод користи велосиметри со висока резолуција TROMINO за брзо определување на глобалните динамички карактеристики, додека вториот метод користи акцелерометри PSB ICP за подетално определување на динамички карактеристики, тонови форми и пригушување на секој тон. Добиени се следните вредности:

- (Шалиќ и Милутинвиќ, 2106): $T^{N-S}=0.17s$, $T^{E-W}=0.16s$,
- (Раќичевиќ и Богдановиќ, 2016): $T^{N-S}=0.163s$, $T^{E-W}=0.149s$, $T^{tor}=0.125s$

Добиените вредности за пригушување и по двете методи од 1.25-3.45% се релативно пониски од вообичаените за ваков тип на објекти, што зборува за компактноста на оригиналната ѕидарија. Констатирано е исто така дека објектот има чисти и јасно изразени основни фреквенции и тонови форми во двата ортогонални правци што придонесува за поволно однесување на објектот при динамички дејства. Параметрите добиени со овие испитувања се користени во последователните за анализа за верификација на јакостно-деформабилните карактеристики на објектите и калибрирање на пресметковните математички модели.

2.2. Конструктивен систем

За потребите на анализата извршено е снимање на геометриските карактеристики на објектот, идентификување на носивите елементи на објектот и изготвени се графички прилози за карактеристичните основи на сутерен, приземје и поткровје и за два вертикални пресеци со потребните димензии на носивите елементи во електронска форма. Со споредбената анализа на конструктивните елементи во изворниот проект и од мерењата на лице место е констатирано дека димензиите на најголем број од конструктивните елементи се совпаѓаат, но и тоа дека еден од ѕидовите на приземје во попречен (N-S) правец, кој постои во изворниот проект, (сл. 1), во денешната состојба на објектот не постои, односно на негово место има влезна врата, (сл. 4). Токму на тој ѕид всушност и се наоѓала една од двете ѕидни фрески, но добра околност е што во изворниот објект не постоел ѕид над отстранетиот ѕид на поткровјето, така да не е нарушена носивоста за гравитациони товари, но секако е намалена соодветно носивоста на објектот на приземјето во попречен (N-S) правец.

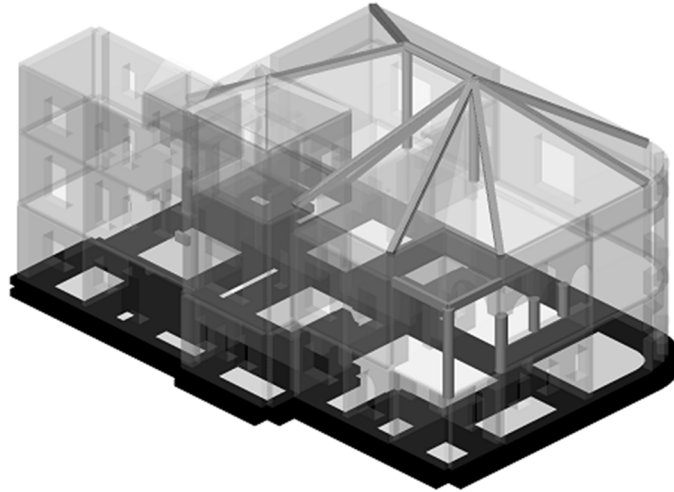


Сл. 4 Изворна и сегашна основа на приземјето

3. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА

3.1. Резултати од 3Д анализата со метод на конечни елементи

За постојната конструкција на објектот извршена е еластична тродимензионална статичка анализа со примена на компјутерскиот програм Tower 7, при тоа усвоени се елементи со кои се опфатени глобалните геометриски карактеристики без да се обрнува внимание на нехомогеноста на вградениот материјал (камен, тула, малтер, сл. 5).



Сл. 5. Математички модел за 3Д еластична анализа на објектот

За вака моделираната конструкција извршени се повеќе модални анализи со промена на вредноста за модулот на еластичност на сидовите, се со цел аналитички да се потврдат експериментално добиените вредности за основни динамички карактеристики, односно, користејќи ги експерименталните вредности за динамички карактеристики на објектот вршено е калибрирање на математичкиот модел. На тој начин дефиниран е модулот на еластичност посебно за сидовите во сутерен кој се изведени како бетонски со камена и тулена облога од двете страни, и за сидовите на приземјето и катот како тулена сидарија во варов малтер:

- Сидови во сутерен (камен+бетон+тула)
 - Специфична тежина $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$
 - Модул на еластичност $E = 8000 \text{ Мра}$
- Сидови на приземје и кат (тула во варов малтер)
 - Специфична тежина $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$
 - Модул на еластичност $E = 950 \text{ Мра}$

Со овие влезни податоци добиени се практично идентични аналитички вредности за основните динамички карактеристики на објектот во споредба со експериментално добиените:

- периода во попречен (N-S) правец $T^{N-S} = 0.168 \text{ s}$
- периода во подолжен (E-W) правец $T^{E-W} = 0.143 \text{ s}$

Сличноста помеѓу аналитички ($T^{N-S} = 0.168 \text{ s}$) и експериментално добиените ($T_1^{N-S} = 0.163 \text{ s}$) основни динамички карактеристики зборува за реалистично моделирање на конструкцијата и поузданоста на извршената анализа. Излезните резултати од 3Д еластичната анализа укажуваат на доволен капацитет на стабилност и сигурност за гравитациони експлоатациони товари.

3.2. Резултати од анализата на капацитетот на носивост и деформабилност

За конструкцијата на објектот за двата ортогонални правци определен е капацитетот на носивост во форма на ултимативна катна трансверзална сила, која споредена со еквивалентната сеизмичка сил го дава факторот на сигурност против лом и деформабилност. При тоа се усвоени се следните влезни параметри:

- Модул на еластичност $E= 950 \text{ MPa}$
- Модул на смолкнување $G=380 \text{ MPa}$
- Гранична јакост на притисок $f_c= 1800 \text{ kPa}$ ($500f_c < E < 100f_c$)
- Гранична јакост на затегнување $f_t= 130 \text{ kPa}$ ($0.3f_c < f_t < 0.8f_c$)

Извршени се повеќе параметарски анализи со варирање на вкупната сеизмичка сила а приложени се дигитални вредности кои се однесуваат за онаа сеизмичка сила за која се случува првата пукнатина во првиот сид и единечен фактор на сигурност за појава на прва пукнатина ($F^Y \sim 1$). На тој начин добиен е вкупниот сеизмички коефициент во основата на објектот кој ќе предизвика прва конструктивна пукнатина во објектот. И за двата правца најкритично е приземјето за кое се добива дека првата пукнатина во подолжниот (E-W) и попречниот (N-S) правец се јавува за сеизмички коефициент во основата 21% односно 14% од вкупната тежина на објектот, соодветно. Во Табела 1. презентирани се сумарно резултатите од анализата на капацитетот на носивост (Q_u) и деформабилност, (δ_u , D_u), а на сл. 6 прикажани се катните дијаграми Q- δ за приземјето.

ниво	Тежина G [kN]	Капацитет Q_u [kN]	Крутост K [kN/cm]	Поместување при течење δ_u [cm]	Ултимативно поместување δ_u [cm]	Капацитет на дуктилност μ [δ_u/δ_u]
подолжен (E-W) правец						
3	1820.	1237.	43556	0.028	0.051	1.82
2	4759.	2135.	19138	0.112	0.178	1.59
1	7660.	8092.	30512	0.265	1.077	4.06
Σ_{1-4}	14239.	$F^Y(2) = 1.055$ за вкупна сеизмичка сила во основата $S=2990\text{kN} = 21\%G$				
попречен (N-S) правец						
3	1820.	873.	29371.	0.030	0.069	2.30
2	4759.	1380.	13370.	0.103	0.207	2.01
1	7660.	4447.	28713	0.155	0.419	2.70
Σ_{1-4}	14239.	$F^Y(2) = 1.023$ за вкупна сеизмичка сила во основата $S=1993\text{kN} = 14\%G$				

Табела 1. Резултати за капацитет на носивост и деформабилност на објектот

Од наведените резултати може да се констатира следното:

- Првата конструктивна пукнатина на приземјето ($F^Y=1$) ќе се јави за вкупен сеизмички коефициент од $K^{E-W}=0.21$ односно $K^{N-S}=0.14$ за подолжниот и попречниот правец на објектот, соодветно.
- Појава на лом (рушење) во некој од сидовите, ($F^U=1$) и за двата правци на објектот ќе се јави за вкупен сеизмички коефициент $K > 0.20$.
- Објектот е проектиран и граден во период кога во земјата немало прописи за асеизмички градби. Согласно денес важечките прописи, овој објект би се проектирал за сеизмички коефициент во основата $K=0.16-0.20$, пресметан како $K=K_0 K_s K_d K_p$, при што:

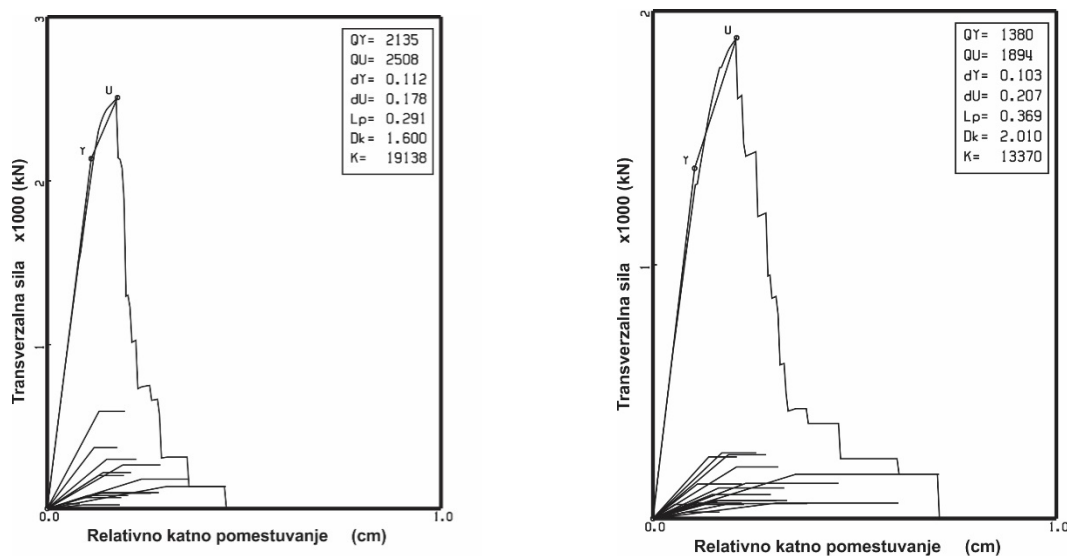
K_0 - коефициент за категорија на објект (станбен $K_0 = 1.0$)

K_s – сеизмичност на терен (според MCS IX зона $K_s = 0.10$)

K_d – коефициент на динамичност (тло - I категорија $K_d = 1.0$)

K_p – коефициент на дуктилност (сидани конструкции $K_p = 1.6-2.0$)

- Следствено, во подложен правец објектот има доволен капацитет на носивост за да не се појави прва пукнатина согласно денешните прописи, ($K^{E-W}=0.21 > 0.20$ за $F^Y=1$), но во попречен правец тој капацитет малку отсатпува од потребниот, ($K^{N-S}=0.14 < 0.16$ за $F^Y=1$).
- И за двата правци објектот поседува доволен капацитет на носивост за да не се јави лом (рушење) на некој од сидовите согласно денешните прописи ($K^{N-S} > 0.20$, $K^{E-W} > 0.20$ за $F^U=1$).



Сл. 6. Катен Q- δ дијаграм за приземјето подолжен правец (лево), попречен правец (десно)

3.3. Резултати од динамичката анализа

За конструкцијата на објектот извршена е нелинеарна динамичка анализа применувајќи го моделирањето со концентрирани маси на карактеристични нивоа, со примена на соодветен хистерезисен модел добиен од анализата на капацитетот на носивост и деформабилност. Со оглед на тоа што за предметната локација не е истражен сеизмичкиот потенцијал со сеизмичко микрореонирање, за добивање на динамичкиот одговор извршена е параметарска анализа со постепено зголемување на интензитетот на влезните земјотресни дејства, со цел да се коментира динамичкиот одговор на објектот преку споредба на бараниот дуктилитет во споредба со капацитетот на дуктилност за секој кат и за двата ортогонални правци. Во рамки на оваа анализа применети се четири различни типови на реално случени земјотреси, помеѓу кои и последниот земјотрес во Скопје од 11.09.2016, (El Centro, N-S, 1940, Ulcinj N-S 1979, Petrovac N-S, 1979, Skorje, E-W, N-S, 2016).

Како резултат од динамичката анализа се добиваат катни поместувања, односно дуктилности кои ги изнудува земјотресот. Во табелите 2 и 3 презентирани се сумарни резултати за бараните дуктилност ($\mu = \delta_{max} / \delta_u$) за секој од поделните нивоа, а на сл.7 даден е графички приказ на бараните дуктилности добиени од параметарска анализа за сите земјотреси за приземјето.

Од наведените резултати може да се констатира следното:

- Капацитетот на дуктилност, што како мерка значи колку разгледуваниот кат може да се деформира без да дојде до сериозни оштетувања во некој од елементите, за предметниот објект се движи во граници $\mu = 1.59-4.06$ за подолжен и $\mu = 2.01-2.70$ за попречен правец. Најмал капацитет на дуктилност има приземјето, $\mu = 1.59$ за подолжен и $\mu = 2.01$ за попречен правец. Капацитетот на дуктилност спореден со дуктилноста која земјотресот бара објектот да ја поседува, ни дава информација за тоа дали и колкав ризик постои од оштетување на конструкцијата.

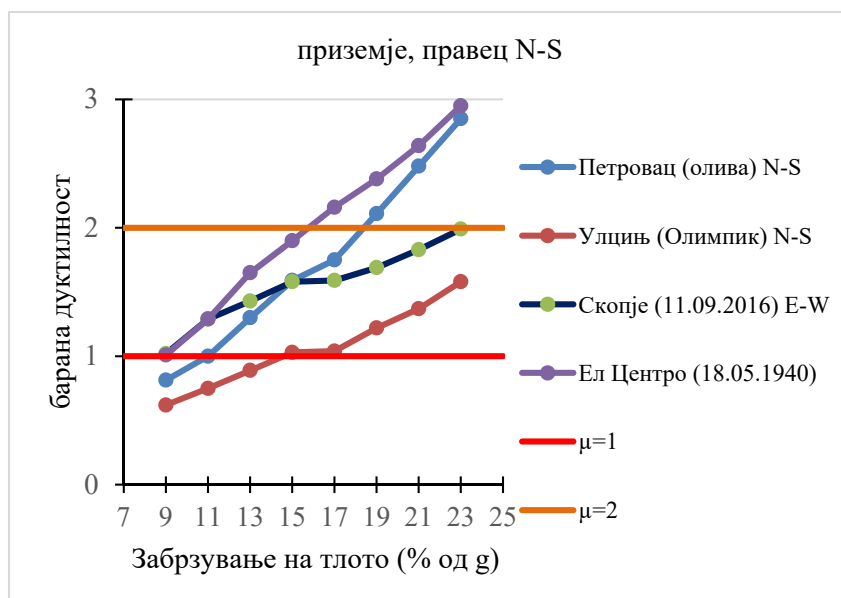
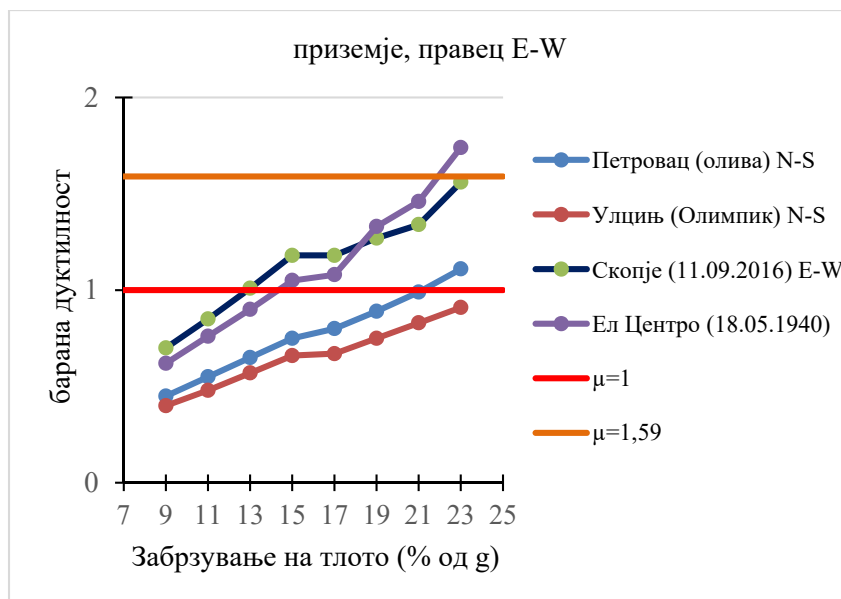
- На сл. 7 даден е графички приказ за бараните дуктилности за приземјето за неколку земјотреси, од кои Скопскиот е карактеристичен за нашето подрачје, додека другите се референтни земјотреси кои би можело да се очекуваат од далечни жаришта. Следствено може да се констатира дека капацитетот на дуктилност на објектот и за двата правци се исцрпува за влезно максимално забрзување на земјотресот од $a_{\max} > 0.23g$, што како ниво одговора на земјотреси со повратен период од 200 години. Меѓутоа, капацитетот на дуктилност за појава на прва пукнатина ($\mu = 1$) во некој од елементите на приземјето се исцрпува за влезно максимално забрзување од $a_{\max} = 0.13g$, односно $a_{\max} = 0.10g$ за подолжниот и попречниот правец соодветно, што како ниво одговара на земјотреси со почест повратен период од 100 години.

подолжен правец E-W									
Земјотрес	%(g)	9	11	13	15	17	19	21	23
	Кат								
Петровац (Олива) N-S	Пк	0.22	0.27	0.32	0.37	0.4	0.44	0.49	0.52
	Пр	0.45	0.55	0.65	0.75	0.8	0.89	0.99	1.11
	Су	0.23	0.28	0.33	0.38	0.41	0.45	0.5	0.55
Улцињ (Олимпик) N-S	Пк	0.2	0.24	0.29	0.33	0.34	0.38	0.42	0.46
	Пр	0.4	0.48	0.57	0.66	0.67	0.75	0.83	0.91
	Су	0.19	0.24	0.28	0.32	0.33	0.37	0.4	0.44
Скопје (11.09.2016) E-W	Пк	0.37	0.47	0.53	0.59	0.59	0.62	0.64	0.64
	Пр	0.7	0.85	1.01	1.18	1.18	1.27	1.34	1.56
	Су	0.24	0.29	0.35	0.4	0.42	0.46	0.51	0.55
Ел Центро (18.05.1940)	Пк	0.32	0.39	0.46	0.53	0.53	0.58	0.6	0.64
	Пр	0.62	0.76	0.9	1.05	1.08	1.33	1.46	1.74
	Су	0.26	0.32	0.37	0.43	0.46	0.51	0.56	0.6

Табела 2. Резултати за барана дуктилност за подолжен правец

попречен правец N-S									
Земјотрес	%(g)	9	11	13	15	17	19	21	23
	Кат								
Петровац (Олива) N-S	Пк	0.22	0.27	0.32	0.37	0.4	0.44	0.49	0.52
	Пр	0.45	0.55	0.65	0.75	0.8	0.89	0.99	1.11
	Су	0.23	0.28	0.33	0.38	0.41	0.45	0.5	0.55
Улцињ (Олимпик) N-S	Пк	0.2	0.24	0.29	0.33	0.34	0.38	0.42	0.46
	Пр	0.4	0.48	0.57	0.66	0.67	0.75	0.83	0.91
	Су	0.19	0.24	0.28	0.32	0.33	0.37	0.4	0.44
Скопје (11.09.2016) E-W	Пк	0.37	0.47	0.53	0.59	0.59	0.62	0.64	0.64
	Пр	0.7	0.85	1.01	1.18	1.18	1.27	1.34	1.56
	Су	0.24	0.29	0.35	0.4	0.42	0.46	0.51	0.55
Ел Центро (18.05.1940)	Пк	0.32	0.39	0.46	0.53	0.53	0.58	0.6	0.64
	Пр	0.62	0.76	0.9	1.05	1.08	1.33	1.46	1.74
	Су	0.26	0.32	0.37	0.43	0.46	0.51	0.56	0.6

Табела 3. Резултати за барана дуктилност за попречен правец.



Сл. 7 Споредба на бараната дуктилност со капацитетот на дуктилност, (приземје)

4. ГЕНЕРАЛНИ ЗАКЛУЧОЦИ

За постојниот конструктивен систем на објектот „Куќа на семејството Шкаперда“ извршени се експериментални и аналитички истражувања за определување на стабилноста и сигурноста на објектот за гравитациони и сеизмички влијанија. Во продолжение дадени се најзначајните констатации.

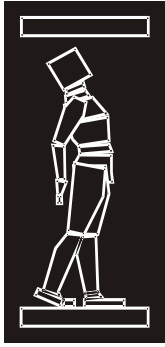
- Објектот „Куќа на семејството Шкаперда“ е изграден како семеен станбен објект во 1932 година, во период кога во земјата не постоела регулатива за изградба на сеизмички отпорни објекти. Во конструктивен смисол претставува масивна сидана конструкција со армиранобетонски хоризонтални серклажи и меќукатни конструкции и катност Су+Пр+Пк. Како систем сидаријата била вообичаена во тоа време, но значајно е да се истакне дека се исклучително квалитетно и внимателно бирани материјалите и распоредот и димензиите на носивите сидови. За време на земјотресот во 1963 била срушена кулата – Видиковец која денес не постои, а некои од сидовите појавиле пукнатини кои биле

санирани. Согласно денес важечките прописи за асейзнички градби во земјата, објектите со ваков конструктивен систем во сеизмичка зона од IX степени, како што е Скопскиот регион, се ограничени на една катна висина над ниво на терен.

- Врз основа на постојната документација, визуелниот преглед на објектот и особено врз основа на извршените анализи може да се констатира дека состојбата во која објектот денес се наоѓа е стабилна и сигурна за секојдневни експлоатациони товари и може да се употребува како станбено-деловен објект.
- Што се однесува до стабилноста и сигурноста на објектот за сеизмички товари, спроведените анализи покажуваат дека објектот поседува одреден капацитет на носивост и деформабилност но не ги задоволува во потполност денес важечките прописи за сеизмички отпорни градби.
- Во подложен (E-W) правец објектот има доволен капацитет на носивост за да не се појави прва пукнатина согласно денешните прописи, ($K^{E-W}=0.21 > 0.20$ за $F^Y=1$), но во попречен правец тој капацитет малку отстапува од минимално потребниот, ($K^{N-S}=0.14 < 0.16$ за $F^Y=1$). И за двата правци објектот поседува доволен капацитет на носивост за да не се јави лом (рушење) на некој од сидовите согласно денешните прописи, ($K^{N-S} > 0.20$, $K^{E-W} > 0.20$ за $F^U=1$).
- Капацитетот на дуктилноста на објектот и за двата правци се исцрпува за влезно максимално забрзување на земјотреси од $a_{max} > 0.23g$, што како ниво одговора на земјотреси со повратен период од 200 години. Меѓутоа, капацитетот на дуктилноста за појава на прва пукнатина во некој од елементите на приземјето се исцрпува за $a_{max}=0.13g$, односно $a_{max}=0.10g$ за подолжниот и попречниот правец соодветно, што како ниво одговара на земјотреси со почест повратен период од 100 години.
- Од горе изнесеното може да се заклучи дека постојната конструкција на објектот поседува доволен капацитет на носивост но не и доволен капацитет на деформабилност што е карактеристично за вакви масивни и недуктилни конструкции какви што се традиционалните сидани објекти. Тоа значи дека при евентуални пофреквентни земјотреси со повратен период од 100 години може да се очекуваат пукнатини во некој од носечките сидови, а за земјотреси со максимално очекувани интензитети (повратен период од 500 години) можни се конструктивни оштетувања кои би ја нарушиле локалната стабилност на објектот.

РЕФЕРЕНЦИ:

- [1] Шендова В., Стојаноски Б., Златески А., Попоска М., Делова Е., Жекиќ Г., (2016) „Евалуација на сеизмичката сигурност и глобалната стабилност на објектот во кој е сместена Амбасадата на Италија во Скопје” Извештај ИЗИИС 2016-45
- [2] Шалиќ Р., Милутиновиќ З., (2016) “Ambient Vibration Study of Italian Embassy (Shkpaerda) Building in Skopje”, Извештај ИЗИИС 2016-28
- [3] Ракичевиќ З., Богдановиќ А., (2016) „Определување на динамичките карактеристики на конструкцијата на Италијанската Амбасада во Скопје со експерименталниот метод на амбиент вибрации”, Извештај ИЗИИС 2016-46
- [4] НУ Конзерваторски Центар, (2015) „Елаборат за ревалоризација на споменикот на културата „Станбена зграда Шкаперда“- Скопје“
- [5] НУ Конзерваторски Центар, (2015) „Фотокартон на објектот семејна куќа Шкаперда-Скопје“
- [6] Архив на Град Скопје, (1930), извадоци од „Проект за иградба на објектот Вила Шкаперда“



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Милован СТАНОЈЕВ¹, Радомир ФОЛИЌ²

КОНСТРУКТИВНО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ ЗГРАДА СО СЕИЗМИЧКИ ИЗОЛАТОРИ

РЕЗИМЕ

Станбените и индустриските згради се конструкции кои првенствено се погодени од сеизмички сили за време на умерени и силни земјотреси. Конвенционалното асеизмичко проектирање се заснова на концептот на зголемување на отпорноста на дуктилните конструкции со користење на вертикални елементи и други укрутувања. Имплементацијата на базната изолација во комбинација со систем за дисипација на енергија, обезбедува сеизмичка заштита на зградите, без користење на опционална надворешна енергија, со релативно долг работен век на системот.

Овој труд ги претставува основните концепти на системи за базна изолација, базиран на два 3D модела, со и без базни изолатори. Разликите помеѓу двата модела претежно се одразуваат на потребната арматура, движењето на рамките и движење помеѓу катовите.

Клучни зборови: земјотреси, базна изолација, 3D модел, арматура, движење помеѓу катови

Milovan STANOJEV¹, Radomir FOLIĆ²

STRUCTURAL BEHAVIOUR OF RC BUILDING WITH SEISMIC ISOLATORS

SUMMARY

Residential and industrial buildings are structures which are mainly affected by seismic forces during moderate and severe earthquakes. A conventional aseismic design is based on the concept of increasing resistance capacity of ductile structures using vertical elements and other stiffeners. Implementation of the base isolation in combination with a system for dissipation of energy ensures seismic protection of buildings without using any optional external energy, with a relatively long service life of the system.

This paper presents the basic concepts of the base isolation system, demonstrated on two 3D building models, with and without base isolators. Differences between two models are mostly reflected in required reinforcement in structural members, frame displacement and inter-story drift.

Keywords: earthquakes, base isolation, 3D building model, reinforcement, inter-story drift

¹ Milovan Stanojev, PhD student, University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture, tel.: +381607007225, milovanstanojev@gmail.com

² Dr Radomir Folić, professor emeritus, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, tel.: +38121551529, folic@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Base isolation is frequently used to reduce the seismic vulnerability of buildings. Modification of seismic structural response through the application of base isolation has been subject to extensive research. The entire Balkan region is seismically active, and in every structural calculation one of the dominant load cases is seismic load, which can be calculated in many different ways. Generally, the aseismic design methods are based on the ductility of the structural elements (their possibility for energy dissipation) [8] and [10] neglected soil-structure interaction. Most Balkan countries use EC8 regulations, although old seismic regulations are still valid in some countries. However, with developing technology, computer aided design programs and software for finite element analysis and design of structures, knowledge about structural behaviour and prediction of structural response are today more accessible and understandable to many structural engineers. Basic principles remain the same, but the engineers are required to input correct data, which leads to optimal structural dimensioning and design.

Modern computers enable engineers to work not only with linear static and dynamic analyses, but with nonlinear structural calculations as well. Still, linear analysis can provide the correct results for dimensioning typical structures. But the main disadvantage of this calculation type is the linear capacity of elements with elastic behaviour under gravity and seismic loads and inability to fully utilize the capacity of materials (reinforcement and concrete). Whether it is a linear analysis (Fig.1) based on strength (linear-static analysis), or on the basis of response-spectrum (dynamic linear analysis), the method of calculation is much simpler compared to non-linear analysis, with a shorter calculation time.

<u>Analysis Type</u>	Linear	Nonlinear
Static	Strength-based	Static-pushover
Dynamic	Response-spectrum	Time-history

Fig. 1. Analysis methods [2]

By using nonlinear analysis types (such as Static-pushover or Time-history analysis) we can iteratively monitor structural behaviour through many iteration steps, and the use of iterative steps quickly results in a new stiffness matrix at each stage of the nonlinear analysis. Then we can figure out what is happening in the structural elements during critical phases of seismic load. Since the computer software is the most predictive tool in an engineer's hands, critical points in a structure (such as plastic hinges) and their position can be predicted. This fact is important because it directly affects complete structural rigidity and on entire structural behaviour. The best results are obtained by using Time-history analysis, because the load in this case is a function of time so the equations of motion can be set for each time step. The application of time-history analysis can simultaneously take into account material nonlinearity and P- Δ effects.

Then, in order to find the best solution for structural elements (material grade, dimensions, quantity of reinforcement...) a structural engineer must aim at an optimal correlation between structural connections, stiffness of structural members and induced load. Modern structures are not using only their structural stiffness to resist lateral movements, after absorbing and dissipating massive seismic energy input. Systems of protection against earthquakes such as passive, active and hybrid system are very effective for purposes of structural response, elements dimensions and total building cost [6-9]. Passive systems do not use additional external energy for their operation, and they are based on tuned mass damping, energy dissipation and seismic isolation. Active systems use controllable systems which require additional energy and they are based on active mass damping, active bracing and adaptive control. Hybrid systems combine passive and active systems and they are based on active isolation, semi-active isolation and semi-active mass damping.

The above facts evidence a need for protecting buildings from earthquakes using base isolation [10]. This paper provides comparative analysis of 3D structural behaviour of reinforced concrete building

with and without using passive system of protection and includes seismic base isolation [6]. The systems are used both in newly designed buildings, as well as in existing buildings. Base isolation is usually installed at the base of the building or its lower part, uncoupling a structure from the ground and reducing thereby the transmission of seismic forces from the ground. Devices used in passive protection systems are more accessible and require neither additional maintenance nor frequent servicing.

2. MATERIALS AND METHODS

After several strong earthquakes in major cities (Loma Prieta in 1989 and Northridge in 1994 in California, as well as the 1995 Kobe earthquake in Japan), human casualties with material damage (especially technical equipment in buildings), as well as costs of repairs and relocation of business and commercial activities in densely populated urban areas have become unacceptably high [14]. Seismic design based on performances represents a new flexible philosophy [3] and a modern comprehensive approach to seismic design of buildings and other structures [5], which ensure structural performances for several different levels of seismic hazard. In 1995, under the supervision of the Federal Emergency Management Agency (FEMA), recommendations and guidelines were issued for the first time in the United States for seismic design as document FEMA-273, along with the later released documents US/FEMA-350, FEMA-356, FEMA-440, ASCE-31 and ASCE-41 [4]. Although these recommendations were initially intended to assist engineers in assessing the state of existing structures after very strong seismic activity and their post-elastic behaviour, they were later included in all major international standards for seismic design of new structures [6].

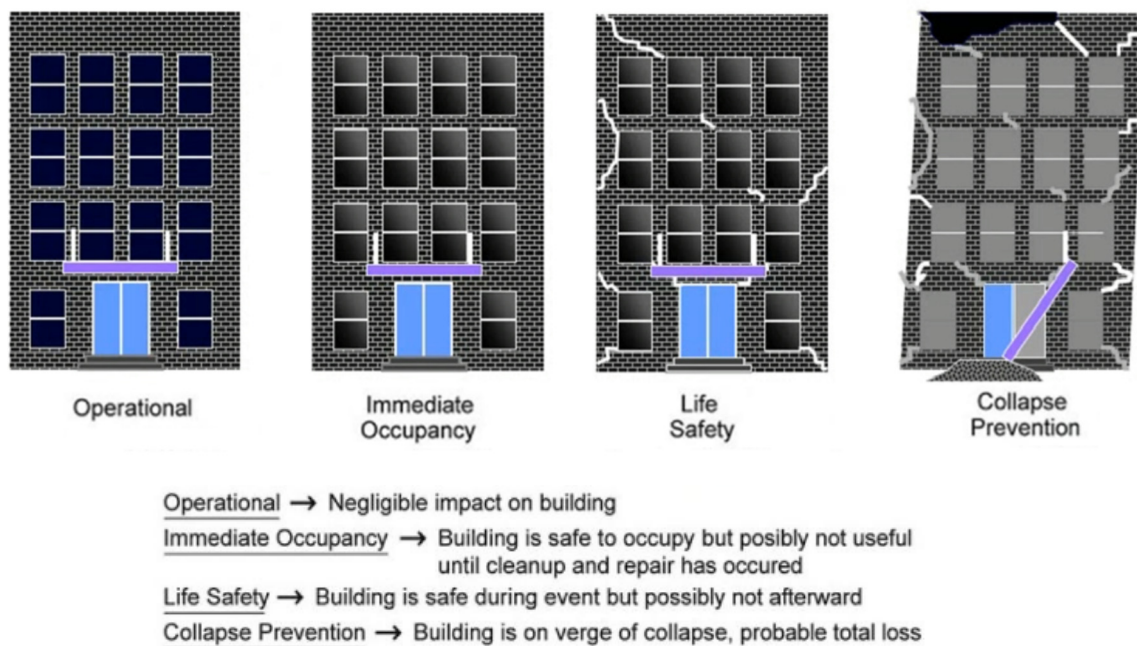


Fig. 2. Qualitative definition of seismic performance levels [1]

In the context of performance-based seismic design (PBSD), multiple levels of seismic performance of structures are discretely and qualitatively defined (Fig. 2). These performance levels correspond to various limit states of structures, depending on the damage sustained [1]. Thus, after a severe earthquake, constructions can be classified by four different states:

- Operational state (negligible impact on building);
- Immediate occupancy (building is safe to occupy but possibly not useful until clean-up and repair has occurred);
- Life Safety (building is safe during event, but possibly not afterward);
- Collapse prevention (building is on verge of collapse, probable total loss).

With dynamic nonlinear analysis (Time history) a detailed calculation can be generated using Fast Nonlinear Analysis (FNA) based on modal analysis, or the method of direct integration, where the equations of motion are set at each iterative step. By assigning seismic loads on the structure through ground displacement, speed or acceleration based on time histories records, behaviour of connections, elements and structure as a whole under the effect of a given earthquake can be accurately calculated. Depending on the type of building (residential, hospitals, schools, public institutions, ancillary buildings, temporary facilities ...) and estimated intensity of potential earthquakes, a designer determines how the structure should be "protected" or which degree of damage is permissible for permanent deformations [10].

The process in aseismic engineering in which structural engineers determine which structural elements are allowed to be nonlinear (ductile components), while others remain elastic (brittle components) is the Capacity design [14]. If the calculation is performed by the capacity design, structural performances are deliberately determined by an engineer, and calculated in a secondary manner by computational tools. The Capacity Design enables the creation of a more reliable computational model, which should lead to a better structural design.

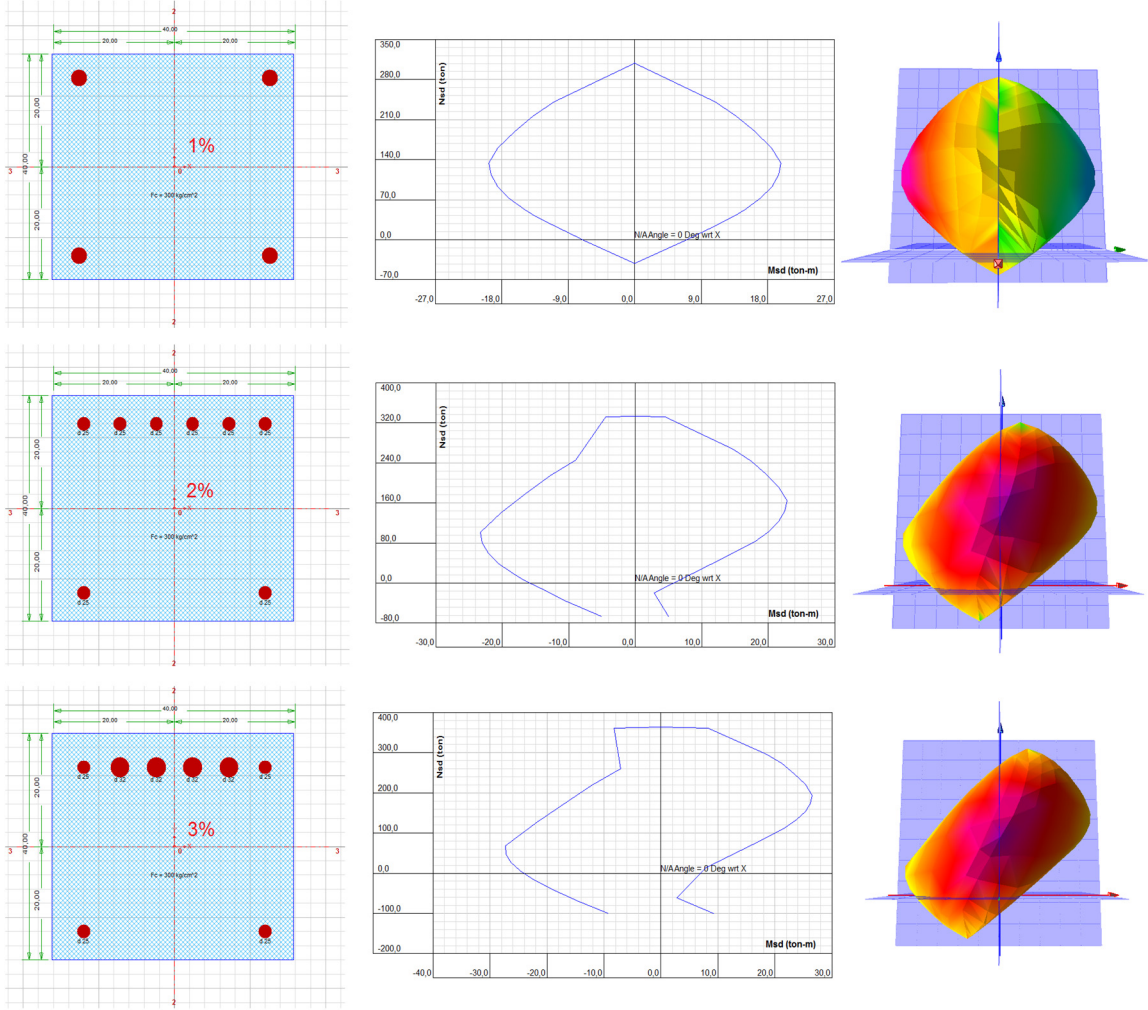


Fig. 3. Interaction diagrams for square section – symmetrical and nonsymmetrical reinforcement [13]

Particularly sensitive main structural elements are columns, which have to be ductile, especially on the lower floors. Depending on analytic method, influences on columns (in particular axial forces) may vary very much so even tensile forces can be generated in lower columns using linear analysis under the impact of severe earthquakes. Still, by using nonlinear analysis, with formation of hinges in joints, variations in axial forces are less noticeable, which provides smaller cross-sections with smaller amount

of reinforcement, especially in tall buildings and large structures. Column cross-sections are dimensioned so that gravitational normal force corresponds to the limit at the level of balance point, where the possibility of enduring a bending moment is highest.

For example, Fig.3 shows three identical cross-sections, but with different reinforcement ratio. It can be seen that in the case of symmetrical reinforcement, the balance point is at the same axial value for both cross-section sides. In the case of asymmetrical reinforcement [13], the balance point moves depending on stiffness, so that the stronger side of a reinforced cross-section later yields in the reinforcement and concrete, but on the weak side the yield occurs earlier, so that the case of asymmetrically reinforced cross-section is not suggested for cyclical, harmonic and stochastic loads, such as an earthquake. This is one of the reasons why the columns should be designed as a square or round, with symmetrically distributed reinforcement along the section.

Unlike columns, the beam bending stiffness should be at least 25 to 40% lower than that of the corresponding column [7], to ensure the proper development of plastic hinges in them. Their behaviour in the post-elastic range is easier to predict than in columns in which it ensures interaction between axial forces and bending moments (P-M2-M3). In beams, plastic hinge [12] represents a concentrated post-plastic (post-yield) behaviour in one or more degrees of freedom (mostly around horizontal axis 3 - M3), while other degrees of freedom remain elastic.

3. RESULTS AND DISCUSSION - CASE STUDY OF 3D RC BUILDING STRUCTURAL RESPONSE WITH AND WITHOUT SEISMIC ISOLATORS

The research in this paper refers to the case study of a multi-story building (basement with height of 3.0m, ground floor with height of 4.5m and 4 stories each with height of 3.0m). The building has a mostly regular story plan, with 5 frames on 5.0 m in the X direction, and 5 frames on 4.0 m in the Y direction. The dimensions of all columns are 40x40cm, while the cross-section of beams remains 25x40cm. RC slabs have thickness of 20cm. Every structural element is made of concrete grade C30/37 and reinforcement has grade B500. In the first model there are no seismic isolators at the basement level, while in the second model there are rubber isolators above the ground slab.

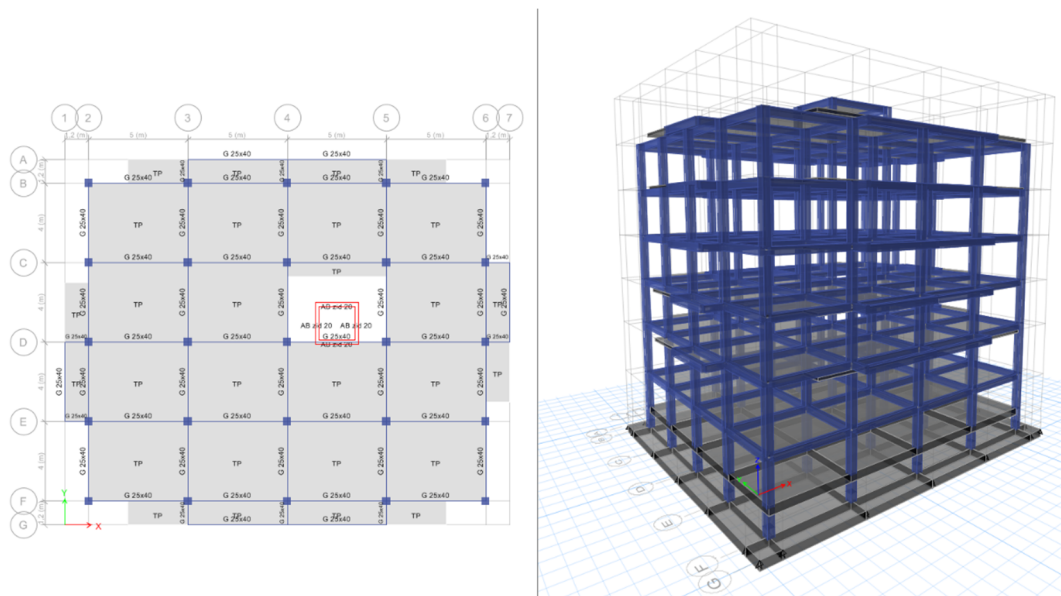


Fig. 4. Building plan and isometric view

The nonlinear analysis was conducted in the CSI ETABS 2015 software [2] using time-history record for El Centro earthquake (Imperial Valley, California, 1940), for duration of 12s, with the maximum acceleration peaks occurring between 1.5s and 2.5s of the earthquake duration. The time-step of applying the acceleration is 1/100.

Firstly, modal analysis was conducted on both models – without and with rubber isolators. Rubber isolators are modelled with linear effective stiffness and nonlinear stiffness and yield strength in X and Y direction, while in Z direction they behave linearly and have only effective stiffness. These isolators are placed under each supporting column. Modal analysis results in a very different behaviour and values.

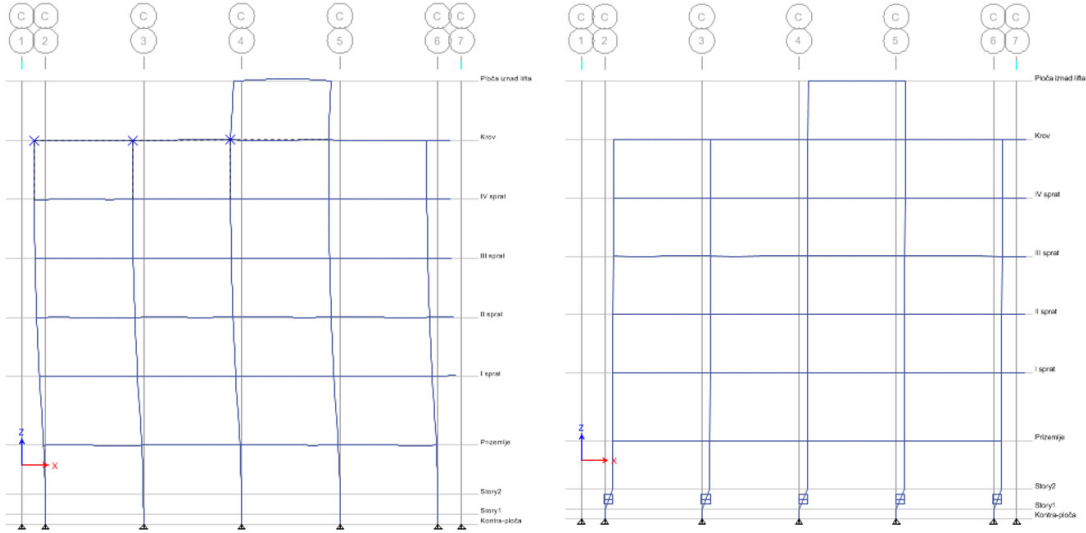


Fig. 5. First period of vibration on model without isolator (left) and with isolators (right)

As can be seen on Fig. 5, forms for the first period of vibration are very different when regular structure is analysed relative to seismically isolated structure. The first period of vibration is almost 3 times greater in case of the isolated structure: 1.951 sec compared to 0.659 sec in case without isolation. The second and third periods of vibration are also similar in comparison (Table 1).

	First period of vibration (sec)	Second period of vibration (sec)	Third period of vibration (sec)
Structure without isolators	0,659	0,611	0,598
Structure with isolators	1,951	1,939	1,683

Table 1. Comparison between periods of vibration for models with and without isolation

Since the building mostly has a regular shape, the first two periods of vibration in both cases are similar (lateral movement in X and Y direction) while the third period represents torsion, also in both cases.

When both models are subjected to gravitational and seismic load (El Centro earthquake), various changes in effects registered between models. Firstly, a change in maximum and minimum axial forces (where minimum values means more pressure) results in a larger domain of pressure forces in case with no isolators than with seismic isolators (Fig. 5). This means that with seismic isolation we have minimal changes in pressure forces on bottom columns, which are mostly vulnerable in the event of an earthquake. When there is no seismic isolation, the difference between minimum and maximum values of pressure forces in the bottom column are enormous (up to 3 times in central columns) which in combination with bending moments results in larger column dimensions and reinforcement in them.

Differences between designing conventional and seismically isolated structure can be seen in the required longitudinal reinforcement as well (Fig. 7). In the model without isolators, the required longitudinal reinforcement reaches 2% of column cross section, while in the model with isolators the main reinforcement is accepted as 1% of column cross section. At the beams, the situation is the same:

although at the middle span the required reinforcement is almost the same in both cases, on supports 2 to 3 times as much reinforcement is required

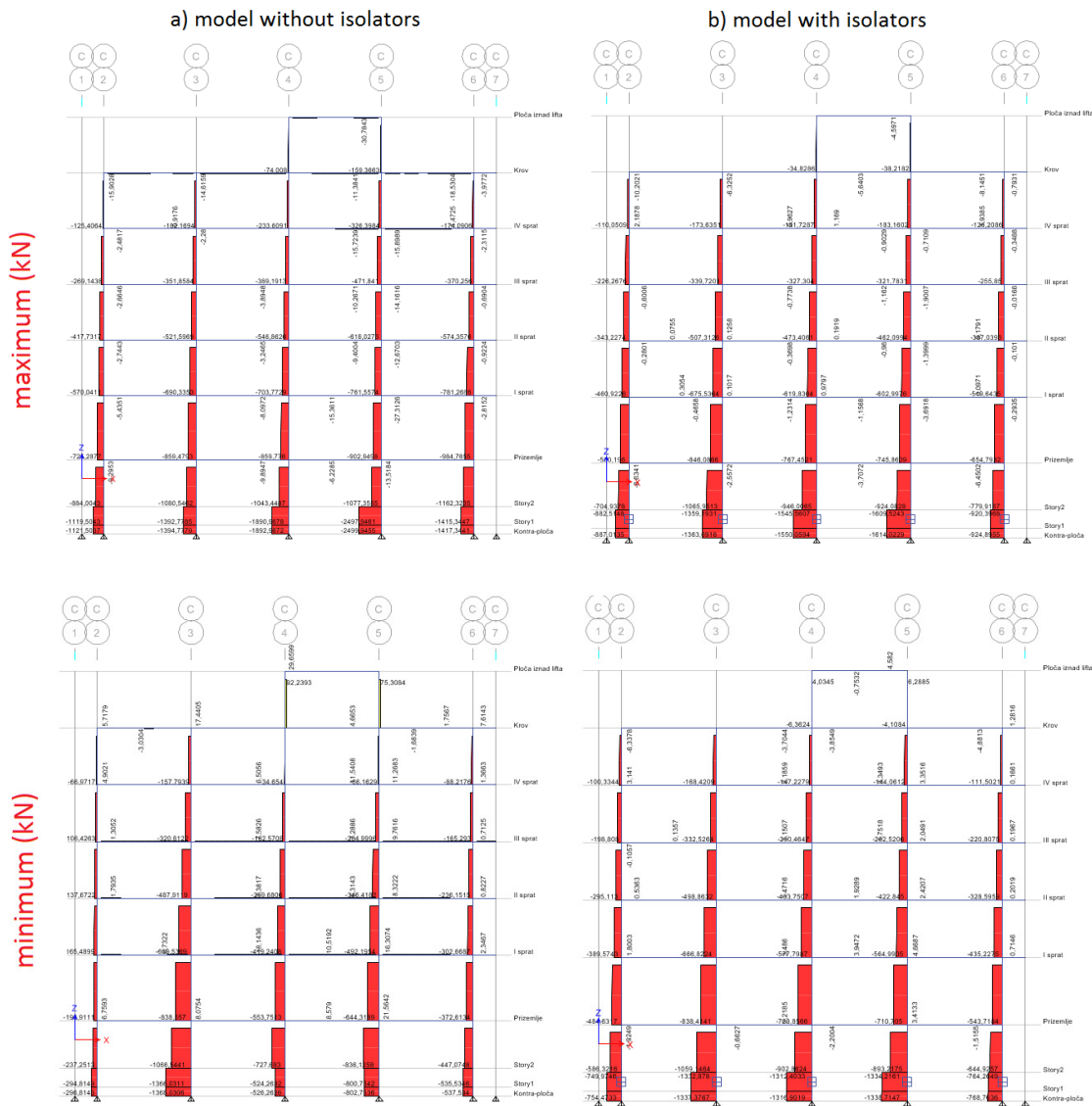


Fig. 6. Axial forces in central frame of two models, depending on minimum and maximum values

in the model without isolators. Since the structural members are the same in both models, it can be concluded that dimensions and reinforcement of the structural members in combination with seismic isolator can be reduced, which in most cases will justify slightly higher costs of isolation.

Frame displacement between two models can be also analysed. For weak and relatively moderate earthquakes displacement on all building floors (especially on upper floors) is mostly larger when seismic isolators are used. This is the first and main guidance point when an engineer decides which system will be used for reducing seismic input into the building. But, when a structure is subjected to a moderate or strong earthquake, the seismically isolated structure remains within an acceptable domain of lateral movement, while conventional building do experience large lateral movement, which in combination with P- Δ effect induces unacceptable influences into structural members (mostly columns). Frame displacements of two models under El Centro earthquake are shown on Fig. 8, and it can be seen that they are almost doubled in the conventional model. But, it is not only that: the inter-story drift is also a problem which appears next to large scale frame displacement on the model without isolators.

In Fig. 9 maximum story drifts are displayed in unit less diagrams. On the isolated model, the maximum inter-story drift appears on the ground level (where isolators end) and on the upper floors it is almost negligible. On the model without isolators, the inter-story drifts are at maximum on the first floors above ground. This results in much lower bending and shears forces in columns of the isolated structure, which is in correlation with required reinforcement and dimensions of structural members.

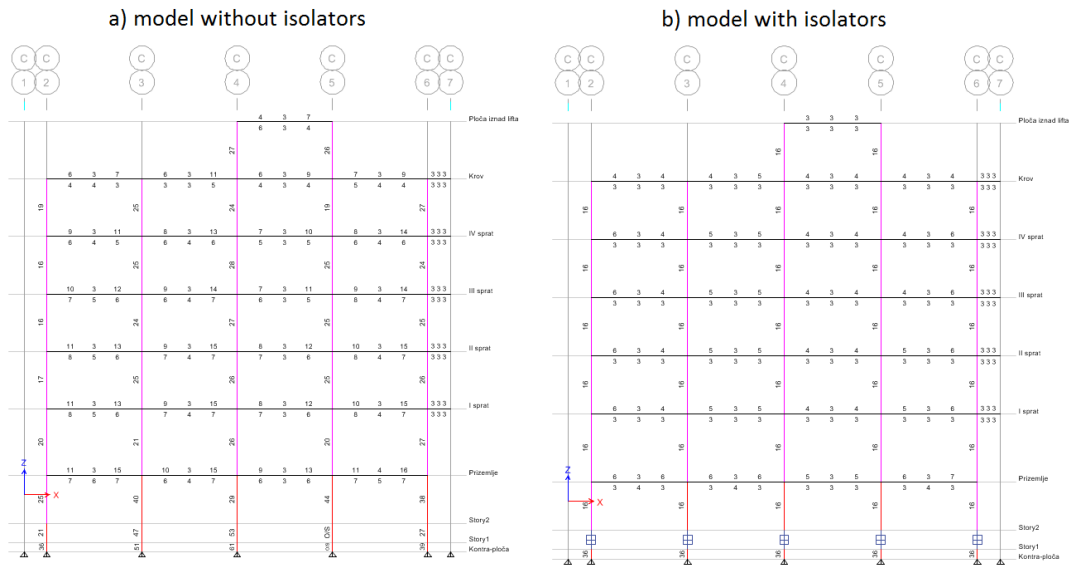


Fig. 7. Longitudinal reinforcement in central frame of two models

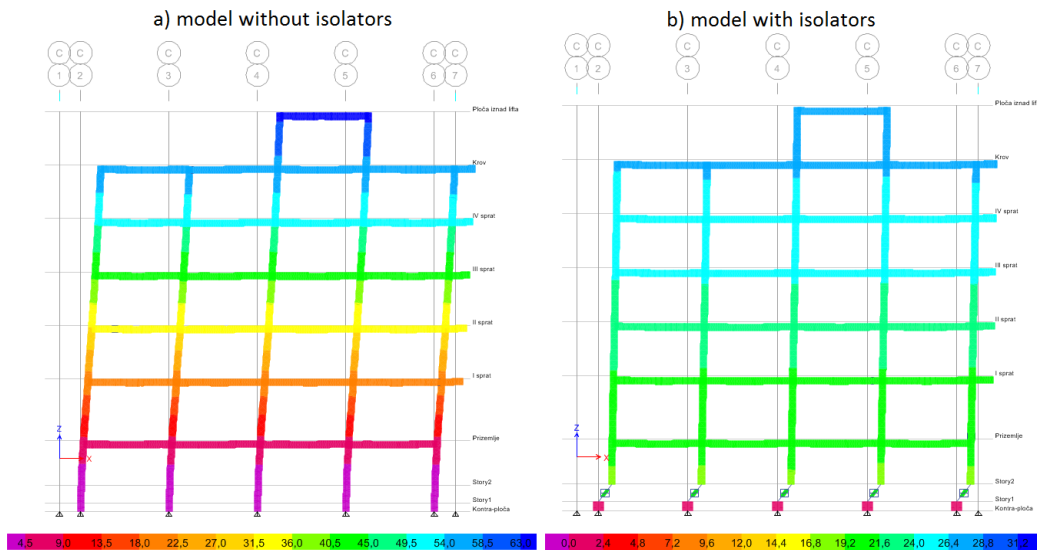


Fig. 8. Frame displacement of two models under El Centro load case

4. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

In 1995, under the supervision of the Federal Emergency Management Agency (FEMA), recommendations and guidelines were issued for the first time in the United States for seismic design as a document FEMA-273, along with the later released documents US/FEMA-350, FEMA-356, FEMA-440, ASCE-31 and ASCE-41 [4]. Although these recommendations were initially intended to assist engineers in assessing the state of existing structures after very strong seismic activity and their post-elastic behaviour, they are later included in all major international standards for seismic design of new structures. Depending on the type of building (residential, hospitals, schools,

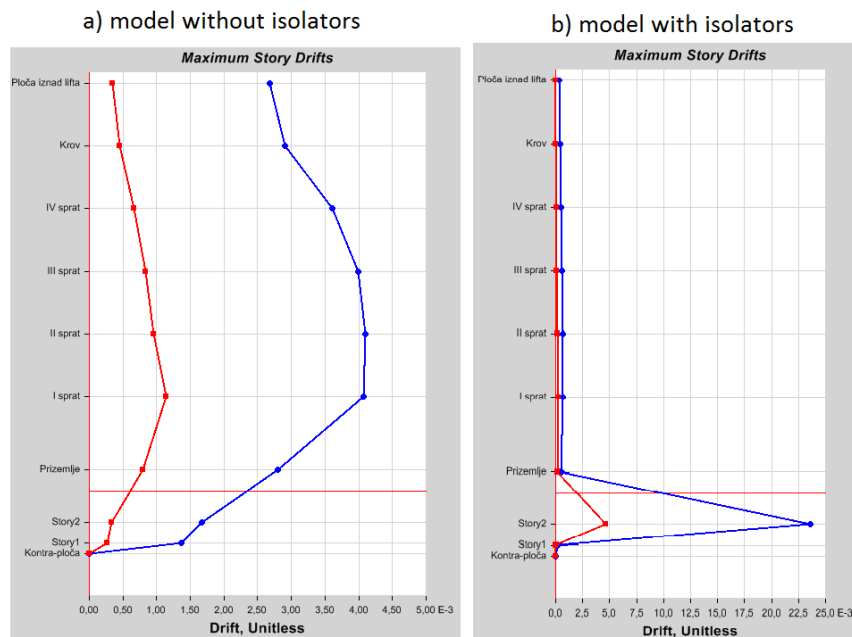


Fig. 9. Inter-story drift of two models under El Centro load case

public institutions, ancillary buildings, temporary facilities ...) and the estimated intensity of potential earthquakes, a designer determines how the structure must be “protected” or which degree of damage is permissible for permanent deformations.

In the Capacity based design, column cross-sections are dimensioned so that gravitational normal force corresponds to the limit at the level of balance point, where the possibility of enduring a bending moment is the highest. In the case of asymmetrical reinforcement, balance point moves depending of stiffness, so that the stronger side of a reinforced cross-section yields later in the reinforcement and concrete, but on the weak side this occurs earlier, so that the case of asymmetrically reinforced cross-section is not suggested for cyclical, harmonic and stochastic loads, such as earthquakes. This is one of the reasons why the columns should be designed as a square or round, with symmetrically distributed reinforcement along the section. Unlike columns, the beam bending stiffness should be at least 25 to 40% lower than that of the corresponding column, to ensure the proper development of plastic hinges in them. Walls and RC cores are also designed as ductile elements (especially in the case of RC cores in the building, which then absorbs the largest part of the seismic forces), while RC slabs are mainly designed as stiff solid elements without the possibility of formation of plastic hinges, which are mainly related to the transfer of lateral seismic effects on the surrounding columns and RC core.

On the example of two 3D structural models exposed to the El Centro earthquake it can be seen that in case of isolated structure the first period of vibration is almost 3 times greater in the case of isolated structure: 1.951 sec compared to 0.659 sec in case without isolation. Second and third period of vibration have also similar comparison. Next, changes in maximum and minimum axial forces result in larger domain of pressure forces in case with no isolators then in case with seismic isolators so this means that in case with seismic isolation we have minimal changes in pressure forces on bottom columns, which are the most vulnerable in event of an earthquake. In the model without seismic isolation difference between minimum and maximum values of pressure forces in bottom column are enormous (up to 3 times in central columns) which in combination with bending moments results in larger column dimensions and reinforcement in them. This result in required longitudinal reinforcement up to 2% of column cross section in non-isolated model, while in the model with isolators main reinforcement is accepted as 1% of column cross section. The situation is the same for beams: although at the middle span required reinforcement is almost identical in both cases, on supports there is 2 to 3 times more reinforcement in the model without isolators. Since the structural members are the same in both models, it can be concluded that structural members in combination with seismic isolator can be reduced in dimensions and reinforcement, which will justify slightly higher costs for isolation system in most cases.

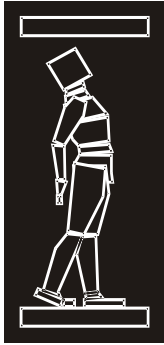
On the isolated model the maximum story displacement appears on ground level (where isolators end) and on the upper floors it is almost negligible. On the model without isolators drifts are at maximum on first floors above ground. This results in a much lower bending and shears forces in columns of the isolated structure, which is in correlation with required reinforcement and dimensions of structural members.

Acknowledgements

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 supported by the Ministry for Education, Science and Technology Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Avramidis, I. A. et al. (2016): Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings. Springer International Publishing, Switzerland
- [2] CSI Knowledge Base, Added by Mike Abell (2014). Last edited by Jessica Napier on Jun 13, <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Nonlinear> (accessed August 2017)
- [3] E. Tubaldi, M. Barbato, A. Dall'Asta (2014): Performance-based seismic risk assessment for buildings equipped with linear and nonlinear viscous dampers, *Engineering Structures* 78, 90-99.
- [4] FEMA 356 (2000): Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency.
- [5] Folić, R. (2015): Performance based seismic design of concrete buildings structures – bases. International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering, Subotica, 207-215.
- [6] Folić R. (2004): Stanje i pravci razvoja aseizmičkog projektovanja novih i postojećih zgrada, JDGK - Simpozijum, V. Banja, Uvodni referat, Knj. 1, str. 129-148.
- [7] Folić, R. (2005): Zaštita građevinskih objekata od zemljotresa kod nas i u svetu, *Svet rada* br.5, Beograd, str. 935-968.
- [8] Jurukovski, D. Rakićević, Z. (1996): Systems for control of dynamic behaviour of structures excited by strong earthquakes, "Inženerstvo-Engineering", Vol.1, pp. 23-41.
- [9] Naeim, F., Kelly, J.M. (1999): Design of seismic isolated structures-From theory to practice, J. Wiley and Sons, New York
- [10] Spyrakos, C.C. et al. (2009): Seismic response of base/isolated buildings including soil/structure interaction, *Soil Dynamic and earthquake engineering*, Vol. 29, pp. 658-668.
- [11] Stanojević, M., Folić, R. (2016): Sequence of plastic hinges formation in nonlinear analysis of 3D RC building, Fifth International Conference Earthquake Engineering and Engineering Seismology – Conference proceedings, Sremski Karlovci, pp. 327-336.
- [12] Stanojević, M., Folić, R. (2016): Changes of influences in structure elements after plastic hinges formation, Symposium – Zlatibor, 15-17 September 2016, pp. 254-263
- [13] Čosić, M. Et al. (2014): Seismic performances of the structures at variation of artificial accelerograms, *Građevinar* 66, pp. 787-800.
- [14] Wight, J. K., McGregor, J. G. (2012): Reinforced concrete: mechanics and design. Pearson Education, New Jersey-US



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 21

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Коце ТОДОРОВ¹, Љупчо ЛАЗАРОВ²

СИСТЕМАТИЗАЦИЈА НА ОБЛИЦИТЕ НА ЛОМ КАЈ РАМКИ СО ИСПОЛНА ОД СИДАРИЈА

РЕЗИМЕ

Однесувањето на рамки со исполна при дејство на хоризонтални товари може значително да се разликува од однесувањето на еквивалентните чисти рамки. Исполната од сидарија која се карактеризира со значителна крутост во својата рамнина прифаќа еден дел од овие товари што во одредени случаи може да доведе до оштетувања или до комплетна нејзина деградација. Во овој труд извршена е систематизација на облиците на лом кои што може да се јават во исполната од сидарија, а кои најчесто зависат од јакостните карактеристики на малтерот и елементите за сидање, како и од јакоста на контактот малтер – елемент. Негативните ефекти кои може да ги има исполната од сидарија се дискутирани преку можните облици на лом на околната армиранобетонска рамка. Тие можат драстично да се разликуваат од претпоставениот облик на лом на еквивалентната рамка без исполна.

Клучни зборови: рамки со исполна од сидарија, облик на лом

Коце TODOROV¹, Ljupco LAZAROV²

SYSTEMATIZATION OF FAILURE MODES AT MASONRY INFILLED FRAMES

SUMMARY

Infilled frames exposed to horizontal loads behaves differently from an equivalent bare frames. Masonry infill, which can have a considerable in-plane stiffness, take one part of this loads. Overloading can lead to occurrence of damage or complete degradation of infill. Failure modes in the masonry infill, depends on the strength of the mortar or the masonry elements, as well as from the strength of the interface between them. A systematization of the possible failure modes that can occur in masonry infill are presented in this paper. The adverse effects from the infill are presented through the failure modes that can occur on the surrounding reinforced concrete frame. These failure modes can be different from the expected on the equivalent frames without infill.

Keywords: masonry infilled frames, failure modes

¹ Asst. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

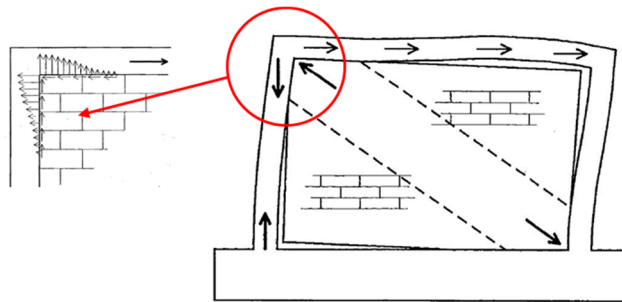
² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Исполната од сидарија претставува често користен материјал за пополнување на просторот помеѓу конструктивните елементи во армирано бетонските скелетни конструктивни системи. Нејзината примена најчесто е условена од архитектонско-економски причини. Со изработка на внатрешни и надворешни сидови, кои ги задоволуваат потребите за звучна и термичка изолација, се овозможува оформување на внатрешниот простор во објектите на релативно евтин начин. Кај скелетните конструктивни системи, исполната од сидарија се изведува после изработката на носечкиот конструктивниот систем. Поради тоа истата не учествува во прифаќањето на гравитациониот товар, туку дејствува како товар врз конструкцијата и е напрегната само од дејство на сопствената тежина. Тргувајќи од аналогијата на неконструктивен елемент за дејство на гравитациони оптоварувања, влијанието на исполната од сидарија вообичаено се занемарува и при анализа на конструкциите за дејство на земјотрес. Меѓутоа при дејство на земјотрес, кога конструкцијата поради влијанието на инерцијалните сили има тенденција хоризонтално да се деформира, доаѓа до контакт помеѓу армирано бетонските конструктивни елементи и сидовите за исполна, при што се јавува интеракција помеѓу нив. Поради својата голема крутост во рамнина на сидот, исполната ги спречува слободните деформации на носечкиот конструктивен систем и ги менува неговите динамички карактеристики. Со тоа конструкцијата започнува да се однесува поинаку од тоа што било претпоставено при проектирањето. Со зголемување на хоризонталната крутост, доаѓа до намалување на периодите на сопствени осцилации, а со тоа, во зависност од фреквентниот состав на побудата, најчесто доаѓа и до зголемување на инерцијалните сеизмички сили.

2. ОДНЕСУВАЊЕ НА РАМКИ СО ИСПОЛНА ПРИ ТОВАРЕЊЕ ВО РАМНИНА

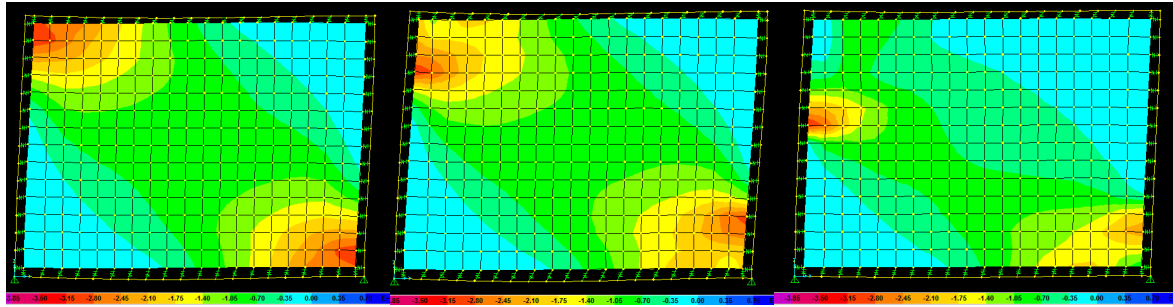
При оптоварување на рамките со исполна со хоризонтални товари во рамнина на сидот забележани се неколку фази на одговор. При мали деформации, поради својата голема крутост, исполната прифаќа голем дел од хоризонталниот товар. Во прва фаза, при доста мали попречни поместувања, исполната е во контакт со околните конструктивни елементи по целата должина. Со зголемување на поместувањата, доаѓа до нејзино одвојување од рамката по целиот периметар со исклучок на аголот во кој се врши товарењето и дијагонално спротивниот агол. На тој начин се врши предавање на дел од хоризонталниот товар по притиснатата дијагонала, додека останатиот дел од сидот останува ненапрегнат, Сл.1.



Сл.1. Формирање на притисната дијагонала во исполната од сидарија

По должината на контактот помеѓу исполната и рамката се јавуваат нормални напрегања на притисок и напрегања на смолкнување. Дистрибуцијата на нормалните напрегања е нелинеарна и во голема мера зависи од соодносот помеѓу крутоста на исполната и армиранобетонските елементи, како и од степенот на достигнатите деформации. При еластично однесување на исполната, најголемите нормални напрегања се јавуваат во агли на рамката, додека со зголемување на деформациите доаѓа до нивна редистрибуција, Сл.2.

Напрегањата на смолнување се предизвикани од ефектите на триење кои се јавуваат на контактот помеѓу исполната од сидарија и армирано бетонските елементи. Бидејќи силите на триење се пропорционални на нормалните напрегања и коефициентот на триење, распределбата на напрегањата на смолнување е слична со распределбата на нормалните напрегања.

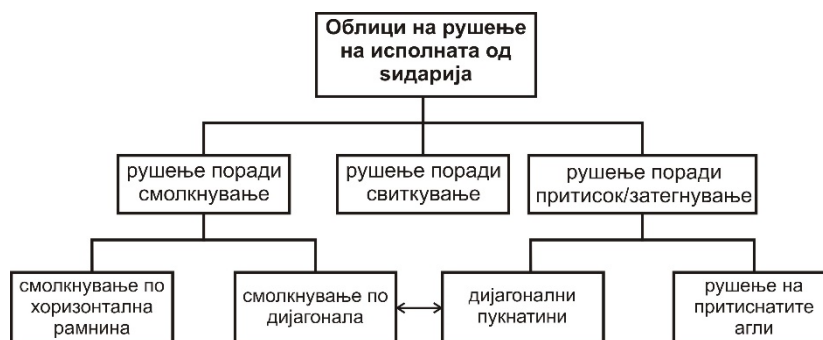


Сл.2. Редистрибуција на нормалните напрегања со зголемување на степенот на деформации

Со зголемување на попречните деформации, поради интеракцијата помеѓу исполната и армирано бетонската рамка, во правецот на притиснатата дијагонала се јавува рамнинска состојба на напрегања, додека во елементите од армиранобетонската конструкција се јавуваат дополнителни статички големина. Во зависност од јакостните карактеристики на компонентите од исполната и на елементите од армирано бетонската рамка можни е појава на различни облици на лом кои што можат да се манифестираат како облици на лом на исполната, или облици на лом на армиранобетонските елементи, Crisafulli (1997), FEMA 306 (1998), Shing и Mehrabi (2002), Asteris и др. (2011), Тодоров (2014). Кој тип на лом ќе се јави во рамките со исполна од сидарија е тешко однапред да се предвиди. Механизмот на лом зависи од повеќе фактори, меѓу кои поважни се: релативната хоризонтална крутост на армиранобетонските елементи и исполната од сидарија, јакостните карактеристики и димензиите на поедините компоненти, односот висина наспроти ширина на исполната, присуството на отвори во исполната и сл.

3. ОБЛИЦИ НА ЛОМ ВО ИСПОЛНАТА

Ломот на исполната од сидарија може да биде предизвикан поради нарушување на врската помеѓу малтерот и елементите за сидање, поради достигнување на јакоста на притисок или затегнување на елементите за сидање, или како нивна комбинација. Систематизацијата на облиците на лом на исполната од сидарија, според влијанијата од кои е предизвикано, е прикажана на Сл.3.



Сл.3. Систематизација на облиците на лом на исполната од сидарија

3.1. Лом поради смолкнување

Појавата на хоризонтални пукнатини е еден од најчестите облици на лом кај исполната од сидарија изложена на хоризонтални влијанија. Овој тип на лом зависи од јакоста при чисто смолкнување на слоевите од малтерот или на контактот малтер-елемент, од коефициентот на триење, од јакоста на затегнување на елементите за сидање, како и од односот помеѓу нормалните напрегања и напрегањата на смолкнување. Во зависност од овие параметри, комбинацијата на напрегањата на смолкнување и нормалните напрегања може да доведе до појава на пукнатини кои се протегаат по контактот малтер – елементи за сидање, или пукнатините да се шират и низ елементите за сидање, како резултат на достигнување на нивната јакост на затегнување. При тоа,

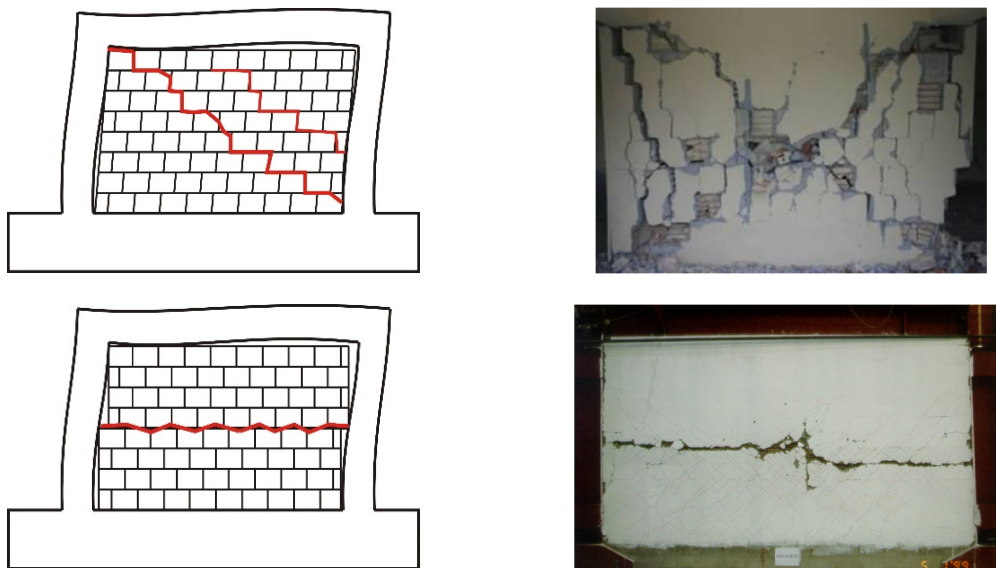
можни се два случаи и тоа: пукнатината да се шири хоризонтално, во средината од висината на исполната или пукнатините да се шират дијагонално, во правецот на притиснатата дијагонала, Сл.4. Овој тип на лом е карактеристичен за рамки со исполна кои се карактеризираат со ниски вредности на јакоста на смолкнување на малтерот, со поголеми јакостни карактеристики на елементите за сидање и со повисоки јакостни карактеристики на елементите од околната армиранобетонска рамка. Во случај на циклично товарење, при појавата на хоризонтална пукнатина, во исполната се формираат две притиснати дијагонали, кои го поврзуваат притиснатиот агол и средината на столбот од спротивната страна и кои пролизгуваат една во однос на друга. Поради влијанието на силите на триење кои се јавуваат на контактот помеѓу двата дела, исполната продолжува да прифаќа одреден дел од хоризонталниот товар, но со значителна деградација на крутоста и јакоста. Овој тип на рушење е забележан во голем дел од експериментални испитувања, Fiorato и др. (1970), Bertero и Brokken (1983), Zarnic и Tomazevic (1984) и др., како и при евалуација на оштетувањата на објектите после голем број на земјотреси.

Максималната хоризонтална сила што може да ја прифати исполната, поради влијание на смолкнувањето по контактот малтер – елементи за сидање, може да се пресмета според критериумот за течење по Mohr-Coulomb, равенка (1).

$$V = (\tau_0 + \sigma_y \tan \phi) L_{inf} \cdot t_{inf} \quad (1)$$

каде што: τ_0 претставува јакоста при чисто смолкнување на малтерот, или на контактот малтер – елементи за сидање, σ_y го претставува интензитетот на вертикалното напрегање на притисок, ϕ е агол на внатрешно триење, додека L_{inf} и t_{inf} се должината и дебелината на исполната од сидарија.

Вредностите на τ_0 и ϕ зависат од повеќе фактори, меѓу кои најзначајни се типот на малтерот, неговата дебелина, видот на елементите за сидање, условите за вградување и сл.

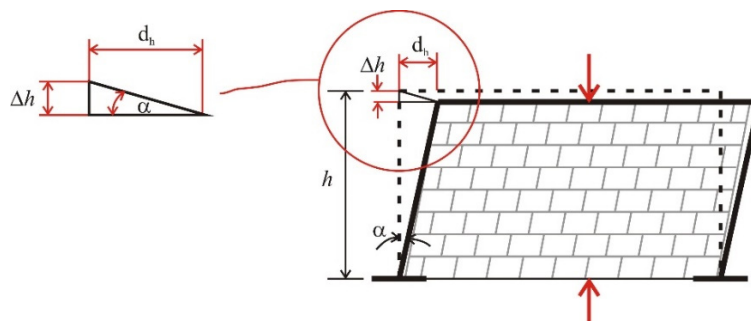


Сл.4. Облици на лом поради смолкнување на контактот малтер - тула

Според Paulay и Priestley (1992), τ_0 може да се движи во граници од 0.1 до 1.5 МПа, додека коефициентот на триење во граници од 0.1 до 1.2. Најчесто вредностите на јакоста при чисто смолкнување се движат во граници од 0.3 до 0.6 МПа, додека коефициентот на триење во граници од 0.3 до 0.7. Рав. (1) го дава капацитетот на исполната од сидарија во првиот чекор од товарењето, кога врската помеѓу малтерот и елементите за сидање сеуште не е нарушена. При циклично товарење, после нарушување на контактот, максималната хоризонтална сила која може да ја прифати исполната е во зависност само од нивото на нормалните напрегања и од коефициентот на триење, Рав. (2).

$$V = (\sigma_y \tan \phi) L_{inf} \cdot t_{inf} = \mu N \quad (2)$$

Бидејќи вертикалните напрегања во исполната се резултат само од сопствената тежина, која е релативно мала во однос на јакоста на притисок, при мали поместувања се иницираат мали сили на триење. Со зголемување на поместувањата, поради скратувањето на столбовите, во исполната се јавуваат дополнителни нормални напрегања кои го зголемуваат триењето на контактот по нарушената рамнина, Сл.5.



Сл.5. Влијание на хоризонталните поместувања врз вертикалните деформации во исполната

Вертикалната дилатација во исполната може да се добие доколку се воспостави врска помеѓу релативните катни поместувања и вертикалната деформација во исполната.

$$\tan \alpha = \delta_r = \frac{d_h}{h} = \frac{\Delta h}{d_h} \quad (3a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta h}{h} = \frac{d_h^2}{h^2} = \left(\frac{d_h}{h} \right)^2 = \delta_r^2$$

Со замена на (3a) во (2) може да се пресмета силата на триење како функција од процентот на релативното катно поместување δ_r изразен како однос помеѓу помеѓу хоризонталното катно поместување d_h и висината на столбот H , равенка (3b).

$$V = (\sigma_y \tan \phi) L_{inf} \cdot t_{inf} = E_m \cdot \varepsilon_y \cdot \mu \cdot L_{inf} \cdot t_{inf} = \mu \cdot L_{inf} \cdot t_{inf} \cdot E_m \cdot \delta_r^2 \quad (3b)$$

Според FEMA 356 (2000) капацитетот на исполната на смолкнување може да се пресмета според поедноставена релација дадена со равенката (4),

$$V = A_n \cdot v_{me} \quad (4)$$

каде што: A_n претставува нето површина на контактот помеѓу малтерот и елементите за сидање, додека v_{me} претставува очекувана јакост на смолкнување на исполната, која не треба да ја надмине вредноста пресметана со равенката (5).

$$v_{me} = \frac{0.75 \left(0.75 v_{te} + \frac{P_{ce}}{A_n} \right)}{1.5} \quad (5)$$

Во равенката (5), v_{te} претставува просечна јакост на смолкнување на контактот, додека P_{ce} претставува вертикална сила на притисок во исполната од сидарија.

3.2. Лом поради притисок или затегнување

Во случај на флексибилни рамки, со развој на хоризонталните деформации доаѓа до намалување на контактот помеѓу армирано бетонските елементи и исполната од сидарија, што придонесува до концентрација на биаксијални напрегања на притисок во аглите на исполната. Ваквата концентрација на напрегања може да доведе до појава на локален лом во аглите од исполната, Сл.6, кое за прв пат е забележано од Stafford Smith (1966). Овој тип на лом најчесто се јавува

доколку исполната се карактеризира со ниска јакост на притисок. Ломот поради притисок, освен во аглиите на притиснатата дијагонала, може да се јави и во централниот дел од панелот.

Максималната сила која предизвикува лом поради притисок на исполната од сидарија е дефинирана од повеќе автори, Mainstone (1971), равенка (6), Stafford-Smith и Coull (1991), равенка (7), FEMA 306 (1998), равенка (8). Во голем дел од предложените релации, максималната сила е во функција од: јакоста на притисок на сидаријата во вертикален правец f'_{me} , дебелината (t_{inf}) и висината (h_{inf}) на исполната, од наклонот (θ) и од ширината на притиснатата дијагонала (w), како и од односот помеѓу крутостите на рамката и исполната изразен преку бездимензионалниот параметар λ , каде што: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{col} I_{col} h_{inf}}}$.

$$V_C = 0.56(\lambda h_{inf})^{-0.875} f'_{me} h_{inf} t_{inf} \cot \theta \quad (6)$$

$$V_C = f'_{me} t_{inf} \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{E_{col} I_{col} h_{inf}}{E_m t_{inf}}} \quad (7)$$

$$V_C = w \cdot t_{inf} f'_{me90} \cos \theta \quad (8)$$

Во равенката (8), f'_{me90} претставува очекувана јакост на притисок на сидаријата во хоризонтален правец, што според FEMA 306 може да се усвои како 50% од очекуваната јакост на притисок во вертикален правец f'_{me} .

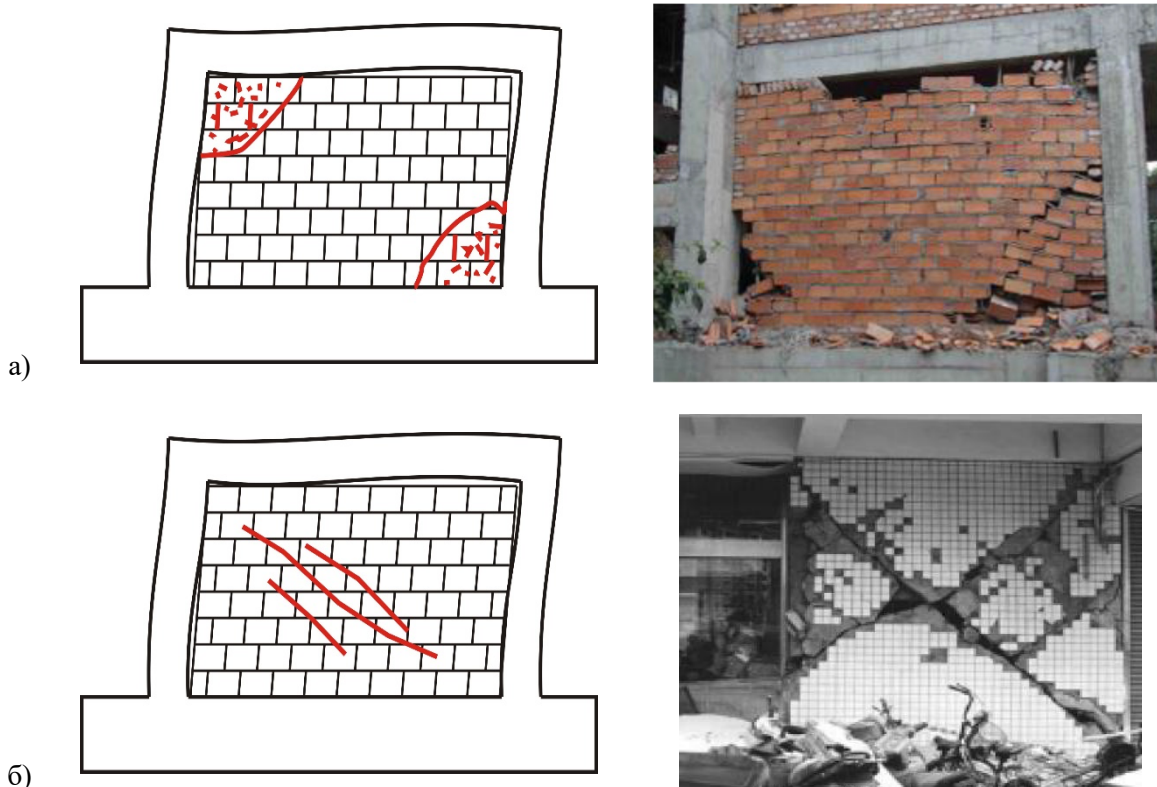
Кога исполната од сидарија е со зголемена јакост на смолкнување (во случај на вертикални отвори во елементите за сидање и малтер со повисоки јакостни карактеристики), но исполната е со мала дебелина, напрегањата на притисок што се предаваат во правецот на притиснатата дијагонала можат да предизвикаат појава на пукнатини во централниот дел од исполната во правец нормален на главните напрегања на затегнување, Сл.бб. Овие пукнатини најнапред се јавуваат во централната зона на панелот, каде што главните напрегања на затегнување се најголеми, а потоа се шират кон аглиите на притиснатата дијагонала. Појавата на пукнатини, вообичаено не претставува и лом на исполната, бидејќи поради прераспределба на влијанијата исполната може да прими дополнителни товари, но со редуцирана крутост. Во одредени случаи, појавата на пукнатини во централниот дел од панелот може да доведе и до експлозивно рушење на овој дел од исполната, што најчесто се јавува во случај кога елементите за сидање се карактеризираат со голема кртост, висока јакост и голем процент на отвори.

Силата која предизвикува пукнатини во исполната од сидарија, зависи од јакоста на затегнување на сидаријата и од геометриските карактеристики на исполната. Според FEMA 306, оваа сила може да се пресмета според равенката (9).

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}L_{inf}t_{inf}\sigma_{cr}}{\left(\frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)} \quad (9)$$

Во равенката (9) σ_{cr} претставува напрегање кое предизвикува пукнатини во сидаријата. Интензитетот на ова напрегање зависи од правците на главните напрегања во однос на хоризонталните фуги и може да биде определено со испитување при дијагонален притисок. Во недостаток на експериментални резултати може да се определи и како процент од јакоста на притисок на сидаријата, равенка (10), или да биде еднакво на очекуваната јакост на смолкнување, дефинирана со равенката (5).

$$\sigma_{cr} = \frac{f'_{me90}}{20} \quad (10)$$



Сл.6. Облици на лом поради: а) притисок во аглите или б) дијагонални пукнатини

Stafford-Smith и Coull (1991) и Flanagan и Bennett (1999), сугерираат емпириски релации, равенки (11a) и (11б), за определување на силата која предизвикува појава на дијагонални пукнатини во исполната од сидарија.

$$V_{cr} = 1.72L_{inf}t_{inf}f_t \quad (11a)$$

$$V_{cr} = K_{cr}L_{inf}t_{inf}\sqrt{f'_{me}} \quad (11б)$$

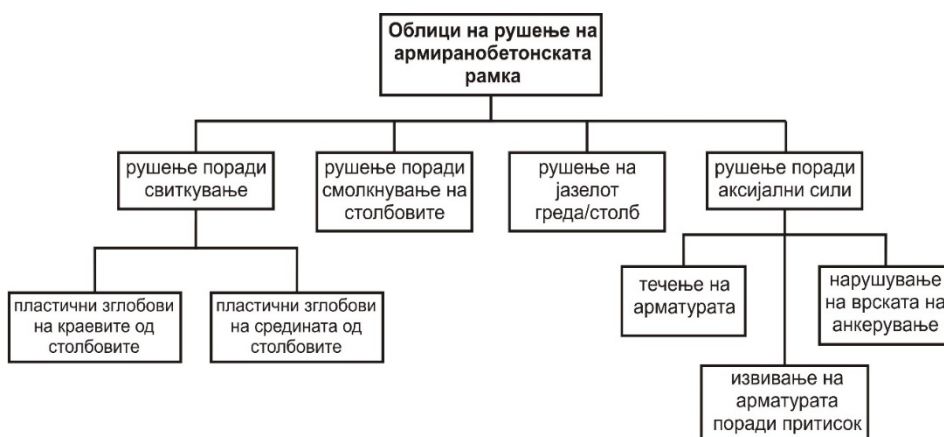
Во овие равенки, f_t претставува јакост на затегнување на сидаријата, додека K_{cr} е емпириска константа за која авторите предлагаат вредност од 0.066, определена преку калибрирање на аналитичките и експерименталните резултати.

3.3. Лом поради свиткување

Во случај на рамки со исполна со поголем однос висина наспрема ширина, и во случаи на исполна со високи јакостни карактеристики на притисок и смолкнување, можна е појава на хоризонтални пукнатини во долниот дел од исполната, од страната на нанесување на товарот. Овој тип на лом, кој настанува поради исцрпување на напрегањата на затегнување поради свиткување, е карактеристичен за повеќекатни рамки со исполна, кои се карактеризираат со мали гравитациони оптоварувања, и за исполна со мала јакост на затегнување на контактот малтер – елементи за сидување, Сл.11.

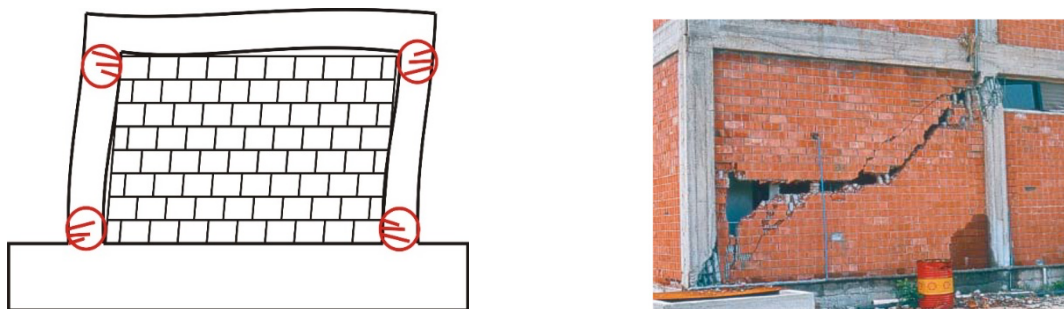
4. ОБЛИЦИ НА ЛОМ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИТЕ РАМКИ

Различните облици на лом на исполната од сидарија, можат да доведат до појава на различни облици на лом во околната армирано бетонска рамка. Овие облици на лом во одредени случаи драстично може да се разликуваат од претпоставениот облик на лом за еквивалентната рамка без исполна. Ломот во армиранобетонските елементи може да биде предизвикан од влијанието на различни статички големини, кои се резултат од формираниот механизам на рушење на исполната, Сл.7.



Сл.7. Облици на лом на околната армиранобетонска рамка

Кај повеќекатните армирано бетонски рамки, во случај кога исполната деградира на ниво на еден кат, целокупниот товар се прифаќа од страна на столбовите. Бидејќи на катовите под и над разгледуваниот исполната од сидарија ја спречува ротацијата на јазлите, хоризонталните деформации на разгледуваниот кат резултираат со наголемување на моментите на свиткување и со формирање на пластични зглобови на краевите од столбовите, Сл.8.



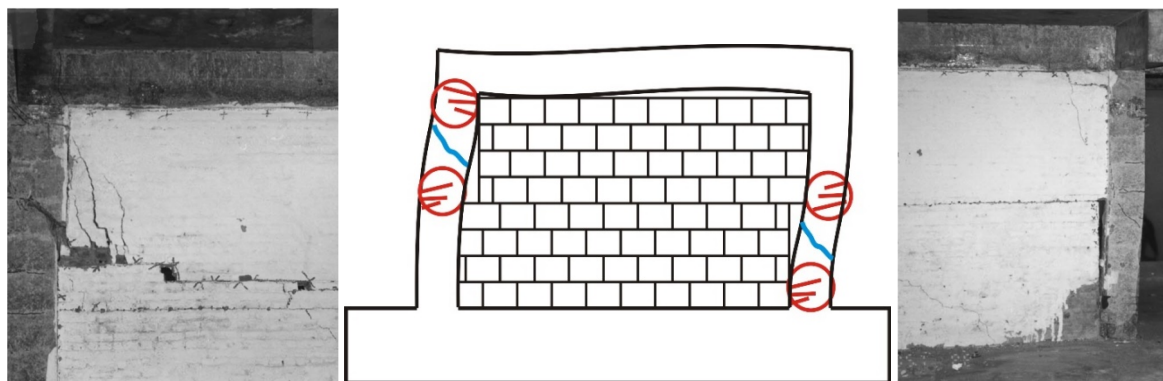
Сл.8. Формирање на пластични зглобови на краевите од столбовите

Понатамошното однесување на конструкцијата во глобала е диригирано од однесувањето на столбовите при дејство на циклично товарење. Доколку нивото на аксијални сили во столбовите е големо и доколку процентот на попречна арматура е мал, можна е деградација на крутоста и јакоста на столбовите, што може да доведе до формирање на слаб спрат и до колапс на целата конструкција.

Во случај кога во исполната се јавува пролизгување по една хоризонтална рамнина во средината од панелот, доаѓа до прераспределба на моментите на свиткување по висината на столбот. Во овој случај можно е да се јават пластични зглобови на двата столба и тоа по еден пластичен зглоб на краевите и еден пластичен зглоб на средината од столбот, односно на местото на појава на хоризонталното пролизгување. Во случај кога столбот се карактеризира со зголемен капацитет за прифаќање на моментите на свиткување, хоризонталното пролизгување на исполната може да доведе до појава на ефект на краток столб, односно рушењето на столбот да се случи поради надминување на напрегањата на смолкнување, Сл.9.

Лом поради смолкнување на столбовите, претставува чест облик на рушење и во случаи кога исполната се карактеризира со висока јакост, или кога доаѓа до нејзино рушење во делот на притиснатиот агол. И во двата случаи, делот од столбот во близина на јазелот е изложен на големи трансверзални сили, кои се јавуваат како последица на механизмот на пренесување на товарот од рамката на исполната преку контактот на притисок. Ломот поради смолкнување на столбовите се манифестира со појава на една или повеќе дијагонални пукнатини по ширината на столбот, Сл.10. Јакоста на столбовите на смолкнување е во функција од димензиите на столбот,

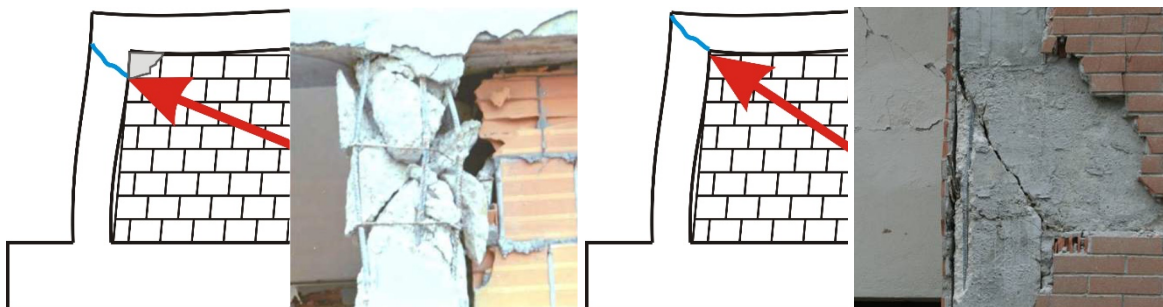
од попречната арматура и од нивото на аксијални сили. Аксијаните сили на притисок ја зголемуваат јакоста на смолкнување на столбовите, па поради тоа столбовите од затегнатата страна се карактеризираат со помала јакост на смолкнување, за разлика од столбовите кои се наоѓаат на притиснатата страна при дејство на хоризонталниот товар.



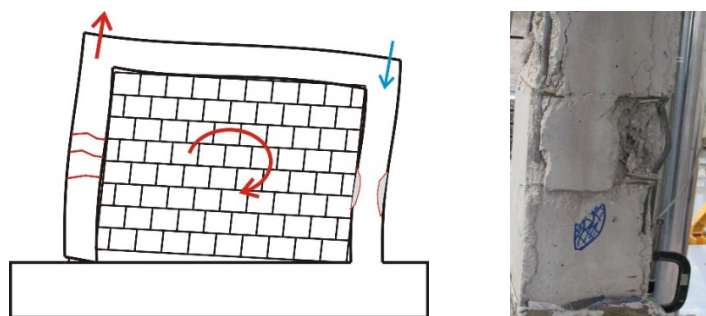
Сл.9. Оштетувања на столбовите поради пролизгување на исполната

Комбинацијата на високи нормални и тангенцијални напрегања во близина на јазлите од рамката може да доведе и до појава на пукнатини на местата на спојот помеѓу гредите и столбовите, Сл.10. Овој тип на лом е карактеристичен за јазлите од крајните столбови, кај кои отсуствува попречна арматура во јазелот.

Во случај кога во исполната се јавуваат хоризонтални пукнатини предизвикани од затегнување поради свиткување, настанува ротација на исполната како круто тело околу притиснатиот столб, при што во затегнатиот столб се јавуваат сили на затегнување. Овие сили на затегнување предизвикуваат појава на пукнатини по должината на столбот и можат да доведат до течење на подолжната арматура во столбовите, во случај кога процентот на армирање е мал, или до откорнување на подолжната арматура од анкерната зона, во случаи кога должината на анкерување е мала, Сл.11.



Сл.10. Рушење на столбовите или на јазелот греда-столб поради смолкнување



Сл.11. Оштетување на столбовите поради влијание на аксијалните сили

Поради јакоста на притисок со која се карактеризира бетонот, лом поради притисок на притиснатиот столб, вообичаено ретко се јавува. Во одредени случаи, при дејство на циклични товари, можна е појава на отпаѓање на заштитниот слој, што после неколку циклуси на товарење и растоварување, доведува до извивање на подолжната арматура, што може да предизвика лом поради притисок. Овој тип на лом може да се јави во случај кога растојанието на попречната арматура која го спречува извивањето на подолжните прачки е големо, или во случаи на циклично товарење кога доаѓа до отпаѓање на заштитниот слој на бетонот и се јавува отворање на узенгиите поради несоодветно изведените куки на нивните краеве.

5. ВЛИЈАНИЕ НА ОТВОРИТЕ ВО ИСПОЛНАТА

Присуството на отвори, за врати и прозорци, во исполната од сидарија претставува дополнителен проблем, кој значително го усложнува процесот на евалуација на однесувањето на рамките со исполна на хоризонтални влијанија. Влијанието на обликот, димензиите и локацијата на отворите во панелите за исполна, врз крутоста, јакоста и однесувањето при циклично товарење, било предмет на голем број на експериментални и нумерички истражувања во изминатите години, Mosalam (1997), Asteris (2003), Mondal and Jain (2008), Kakaletsis и Karayannis (2008), Koutromanos (2011), Sigmund и Penava (2012), Surendran и Kaushik (2012).

Присуството на отвори влијае врз намалување на крутоста и носивоста на исполната. Отворите влијаат и врз намалување на интезитетот на товарот кој предизвикува појава на први пукнатини, како и врз намалување на капацитетот за дисипација на енергија. Рушењето на исполната од сидарија со отвори, вообичаено се јавува поради концентрација на напрегањата во аглиите на отворите. Според Mosalam и др. (1997), во случај на централно позиционирани отвори, пукнатините најнапред се јавуваат во аглиите од отворите. При зголемување на попречните деформации пукнатините се шират во правец на притиснатата дијагонала кон притиснатите агли од исполната.

Во случај кога отворите се мали и се централно позиционирани, нивното влијание врз крутоста и јакоста на исполната е незначително. Ексцентичното позиционирање на отворите може да доведе до формирање на ефект на краток столб и да предизвика значителни оштетувања во столбовите, што особено е изразено во случај кога отворите се наоѓаат во близина на аглиите од притиснатата дијагонала, Сл.12.



Сл.12. Формирање на краток столб со механизам на лом во столбовите поради влијанието на присуството на отворите во исполната од сидарија

Намалувањето на крутоста и носивоста на рамките со исполна, вообичаено не е пропорционално со редуцијата на површина на исполната поради присуството на отвори. Голем број на автори предлагаат фактори на редуција со кои во зависност од површината на отворите се редуира јакоста и крутоста на рамките со исполна. Врз база на обемна нумеричка анализа со

примена на конечни елементи, Asteris и др. (2012), предлагаат фактор на редукција λ , кој зависи од односот помеѓу површината на отворите и површината на исполната од сидарија, равенка (12). Треба да се напомене дека експонентите во равенката (12) се калибрирани за случај кога локацијата на отворот е во средината на панелот и кога односот на страните на отворот е ист со односот на страните на исполната.

$$\lambda = 1 - 2\alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \quad (12)$$

Во равенката (12), α_w претставува однос помеѓу површината на отворите и површината на исполната. Во случај кога процентот на отвори е околу 50% од површината на панелот, факторот на редукција тежнее кон нула, што значи дека однесувањето на рамката со исполна се сведува на однесување на чиста рамка.

Слична равенка за фактор на редукција предлагаат и Al Chaar (2002), равенка (13), и Bertoldi и др. (1994), равенка (14).

$$R = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (13)$$

Доколку површината на отворот надминува 60% од површината на панелот Al Chaar предлага влијанието на исполната комплетно да се занемари, односно факторот на редукција да биде еднаков на нула.

$$r_{ac} = 0.78 e^{-0.322 \ln Aa} + 0.93 e^{-0.762 \ln Ac} \leq 1 \quad (14)$$

Во равенката (14), Aa претставува однос помеѓу површините, додека Ac однос помеѓу ширините на отворот и на панелот.

6. ЗАКЛУЧОК

Однесувањето на рамките со исполна од сидарија, изложени на дејство на хоризонтални влијанија, значително се разликува од однесувањето на соодветните чисти рамки. Вообичаено, рамките со исполна се карактеризираат со зголемена почетна крутост и јакост. За сметка на зголемените јакостни и крутостни карактеристики, рамките со исполна покажуваат помали гранични деформации во споредба со чистите рамки.

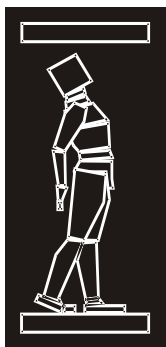
Во зависност од квалитетот на малтерот, елементите за сидање и контактот малтер – елементи за сидање, можни е појава на различни облици на лом во исполната од сидарија. Поради хетерогените и анизотропни карактеристики, како и поради неуедначениот квалитет на материјалот за исполна, нивното предвидување и математичко формулирање е со ограничена точност.

Обликот на лом во исполната доведува до прераспределба на влијанијата врз околната армирано бетонска рамка. Доколку присуството на исполната комплетно се занемари, и не се превземат дополнителни мерки за осигурување на армиранобетонските елементи од негативните локални ефекти, можна е појава на непожелен, односно неочекуван лом во околните армиранобетонски елементи. Ваквата состојба често пати може да доведе и до губење на глобалната стабилност на конструкцијата, односно до нејзин колапс.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Laboratory (ERDC/CERL) TR-02-1/ADA407072.
- [2] Al-Chaar, G., Issa, M. and Sweeney, S. (2002). Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8.
- [3] Asteris, P. G. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(8), 1071–1079.

- [4] Asteris, P.G., Giannopoulos, I., and Chrysostomou, C. (2012). Modeling of infilled frames with openings, *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol. 6, pp. 81-91.
- [5] Asteris, P.G., Kakaletsis, D.J., Chrysostomou, C.Z., and Smyrou, E.E. (2011). Failure modes of infilled frames, *Electron. J. Struct. Eng.*, vol. 11, no. 1, pp. 11-20.
- [6] Bertero, V.V., Brokken, S. (1983). Infills in seismic resistant building. *Journal of Structural Engineering ASCE*; 109(6):1337–1361.
- [7] Crisafulli, F.G. (1997). *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [8] FEMA (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual*, FEMA-306, Washington, DC.
- [9] Fiorato, A.E., Sozen, M.A. and Gamble, W.L. (1970). An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls, Report No. UILU-ENG 70-100, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [10] Flanagan, R.D., Bennett, R.M. (1999). In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(6):590–599.
- [11] Imran, I., Aryanto, A. (2009). Behavior of Reinforced Concrete Frames In-Filled with Lightweight Materials Under Seismic Loads, *Civil Engineering Dimension*, Vol. 11, No. 2, 69-77.
- [12] Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G. (2008). Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading, *Journal of Earthquake Engineering*, 12:197–221.
- [13] Koutromanos I. (2011). *Numerical Analysis of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Seismic Loads and Experimental Evaluation of Retrofit Techniques*, Ph.D. Thesis, University of California, San Diego.
- [14] Mainstone, R.J. (1971). On the Stiffness and Strength of Infilled Frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*.
- [15] Manfredi, G., Ricci, P. and Verderame, G.M. (2012). Influence of infill panels and their distribution on seismic behavior of existing Reinforced Concrete buildings, *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol. 6, pp. 236-253.
- [16] Mondal, G., and Jain, S.K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening, *Earthquake Spectra*, vol. 24, no. 3, pp. 701-723.
- [17] Mosalam, K.M., White, R.N. and Gergely, P. (1997). Static Response of Infilled Frames Using Quasi-Static Experimentation. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Volume 123, No. 11: 1462-1469.
- [18] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., 744 p.
- [19] Shing, P.B., Mehrabi, A.B. (2002). Behaviour and analysis of masonry infilled frames, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320-331.
- [20] Sigmund, V. and Penava, D. (2012). Experimental Study of Masonry Infilled R/C Frames with Opening, 15WCEE, Paper No. 2322, Lisboa, Portugal.
- [21] Stafford Smith, B. (1966). Behavior of Square Infilled Frames, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 92.
- [22] Stafford Smith, B., Coull, A. (1991). *Tall building structures: analysis and design*, New York: John Wiley & Sons.
- [23] Surendran, S. and Kaushik, H.B. (2012). Masonry Infill RC Frames with Openings: Review of In-plane Lateral Load Behaviour and Modeling Approaches, *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol. 6, pp. 126-154.
- [24] Тодоров, К. (2014). Сеизмички перформанси на исполнети армиранобетонски рамки со отворен прв кат, докторска дисертација, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, Македонија.
- [25] Zarnic, R., and Tomazevic, M. (1984). The Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Cyclic Lateral Loading, In: *Proceedings of 8th W.C.E.E.*, San Francisco, vol. 6, pp. 863-870.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 22

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ристе ВОЛЧЕВ¹, Коце ТОДОРОВ², Љупчо ЛАЗАРОВ³

ПРИМЕНА НА СИСТЕМИ ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ НЕРЕГУЛАРНИ КОНСТРУКЦИИ ВО ОСНОВА

РЕЗИМЕ

Примената на системи за базна изолација е едно од решенијата за избегнување на негативните ефекти кои произлегуваат од нерегуларноста на конструкциите во основа. Со цел да се анализираат предностите од примената на овие системи, извршена е детална евалуација на однесувањето на шест петкатни конструкции со различен степен на нерегуларност и различна форма во основа. Сите конструкции се анализирани како вклетшени и како базно изолирани. Базната изолација значајно го намалува ексцентрицитетот помеѓу центарот на крутост и центарот на маси кај конструкциите со правоаголна основа. Спротивно од ова, ексцентрицитетот кај конструкциите со „Т“ форма во основа е поголем кај базно изолираните конструкции. Максималните релативни катни поместувања кај базно изолираните модели се околу 2,5 пати помали во однос на релативните катни поместувања кај вклетшениите модели.

Клучни зборови: Еврокод 8, нерегуларност во основа, сеизмика, базна изолација, динамичка анализа

Riste VOLČEV¹, Koce TODOROV², Ljupčo LAZAROV³

APPLICATION OF BASE ISOLATION SYSTEMS AT PLAN IRREGULAR STRUCTURES

SUMMARY

Application of base isolation systems is one of the possible solutions to avoid the negative effects from irregularity of structures in plan. In order to investigate the advantages of the application of these systems, a detailed evaluation of the behaviour of six spatial five storey structures with different level of plan irregularity and different shapes in plan was performed. All structures are analysed as fixed base and base isolated. At irregular structures with rectangular shape in plan, base isolation significantly reduces eccentricity between the centre of stiffness and the centre of mass. Oppositely, in structures with “T” shape, eccentricity is larger at base isolated models. The maximal interstorey drifts of base isolated models are about 2,5 times smaller in comparison with the fixed base.

Keywords: Eurocode 8, plan irregularity, seismicity, base isolation, dynamic analysis

¹ PhD student, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, volcev@gf.ukim.edu.mk

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Добро е познато дека нерегуларноста во основа ја зголемува повредливоста на конструкцијата и е причина за колапс на голем број објекти во минатото. Нерегуларноста на конструкцијата има импликации во однос на сеизмичкото проектирање, односно се одразува врз изборот на математичкиот модел, методата за анализа, интензитетот на проектната сеизмичка сила и др. Затоа во современите прописи за проектирање на сеизмички отпорни конструкции се пропишани неколку услови кои треба да бидат задоволени за да конструкцијата се анализира како регуларна. Едно од можните решенија за избегнување на негативните ефекти кои произлегуваат од нерегуларноста на конструкцијата е примената на системи за базна изолација. Примената на овие системи резултира со рационално конструктивно решение и висока сигурност, а воедно овозможува и поширок простор при изборот на архитектонските форми. Меѓутоа и покрај големиот број на истражувања кои се спроведени во последните неколку децении во оваа област, примената на системите за базна изолација сèуште е на ниско ниво. Ова се должи на сложената постапката и конзервативниот пристап при проектирање.

2. НЕРЕГУЛАРНОСТ ВО ОСНОВА

Конвенционално проектираните конструкции во однос на попречната крутост и распределбата на маса треба да бидат приближно симетрични во основа во однос на две ортогонални оски. Во таа насока, од голема важност се поставеноста и функционалноста на објектот, изборот на димензии во основа и по висина, распоредот на носечките елементи, материјалите кои што ќе се користат при изградбата и сл. За да конструкцијата биде анализирана како регуларна, согласно ЕС 8 [1] треба да бидат задоволени 6 критериуми на сите катови од конструкцијата. Дел од овие критериуми се квалитативни и може да бидат исконтролирани на самиот почеток на проектирањето, но дел од нив кои се однесуваат на ексцентрицитетот помеѓу центарот на маса и центарот на крутост или торзиониот радиус се квантитативни и треба да се пресметаат дополнително.

$$e_{ox} \leq 0,3r_x; \quad e_{oy} \leq 0,3r_y \quad (1)$$

$$r_x > l_s; \quad r_y > l_s \quad (2)$$

Во равенките, $e_{ox/oy}$ е ексцентрицитетот, а $r_{x/y}$ е торзиониот радиус во соодветната насока, додека l_s е радиус на катните маси во основа. Кај повеќекатни објекти центарот на крутост и торзиониот радиус не се еднозначно определени, односно можно е само приближно определување на нивните вредности, кои се во функција од распределбата на попречниот товар по висина на конструкцијата. За контрола на квалитативните критериуми важни се формата и димензиите на конструкцијата во основа.

3. ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ НА СИСТЕМИТЕ ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА

Системите за пасивна контрола на конструкции, од кои се дел и системите за базна изолација, не користат дополнителен извор на енергија и се активираат само при дејство на земјотрес. Основна идеја на системот за базна изолација е одвојување на конструкцијата од околното тло со цел избегнување на појава на оштетувања, односно овозможување на конструкцијата да остане во еластична област и при дејство на силен земјотрес. За таа цел, како врска помеѓу тлото и надконструкцијата се поставуваат лежишта со точно определени карактеристики (крутост и пригушување), со што делумно или целосно го спречуваат ширењето на сеизмички бранови низ самата конструкција. За да го пренесат гравитациониот товар, овие уреди имаат голема крутост во вертикален правец. Намалувањето на сеизмичкиот одговор на системот може да се постигне со зголемување на основната периода на сеизмички изолираната конструкција, со менување на обликот на осцилирање на основниот тон, со зголемување на пригушувањето или со комбинација на овие ефекти. Контролата на конструкцијата се врши на тој начин што дисипацијата на енергијата се врши со пригушување на истата преку претварање на кинетичката енергија во топлинска или со прераспределба на енергијата меѓу тоновите форми.

4. ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА ВО ОБЛАСТА НА ПРИМЕНАТА НА СИСТЕМИ ЗА БАЗНА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ НЕРЕГУЛАРНИ КОНСТРУКЦИИ ВО ОСНОВА

Голем број изградени нерегуларни објекти во основа имаат доживеано колапс при дејство на посилен земјотрес, при што најчеста причина за тоа е појавата на големи торзиони ефекти. Колапсот на конструкциите прикажани на сл. 1. се должи на големите разлики на попречната крутост на поедините гранки од конструкцијата во однос на крутоста на централниот дел кај првата конструкција, додека кај втората конструкција причина е големиот ексцентрицитет во конструкцијата поради поместувањето на центарот на крутост, што се должи на поставувањето на АБ платно со голема ширина само на левата страна од конструкцијата.

Едно од можните решенија за редуцирање на овие негативни ефекти е примената на системи за базна изолација. Во последните неколку децении се изградени голем број на базно изолирани објекти, воглавно во земји кои се наоѓаат во сеизмички активни подрачја, а воедно имаат и голема економска моќ, како што се САД, Кина, Русија, Јапонија, Италија, Нов Зеланд и др. Паралелно на ова, спроведени се и голем број на анализи и истражувања во областа на примена на системи за базна изолација кај нерегуларни конструкции во основа. И покрај ова, за многу теми од оваа област не е постигнат консензус. Најрелевантни сознанија за торзиониот одговор на базно изолираните конструкции може да се најдат во Tena-Colunga и Gómez-Soberón [8], De Stefano и Pintucchi [3].



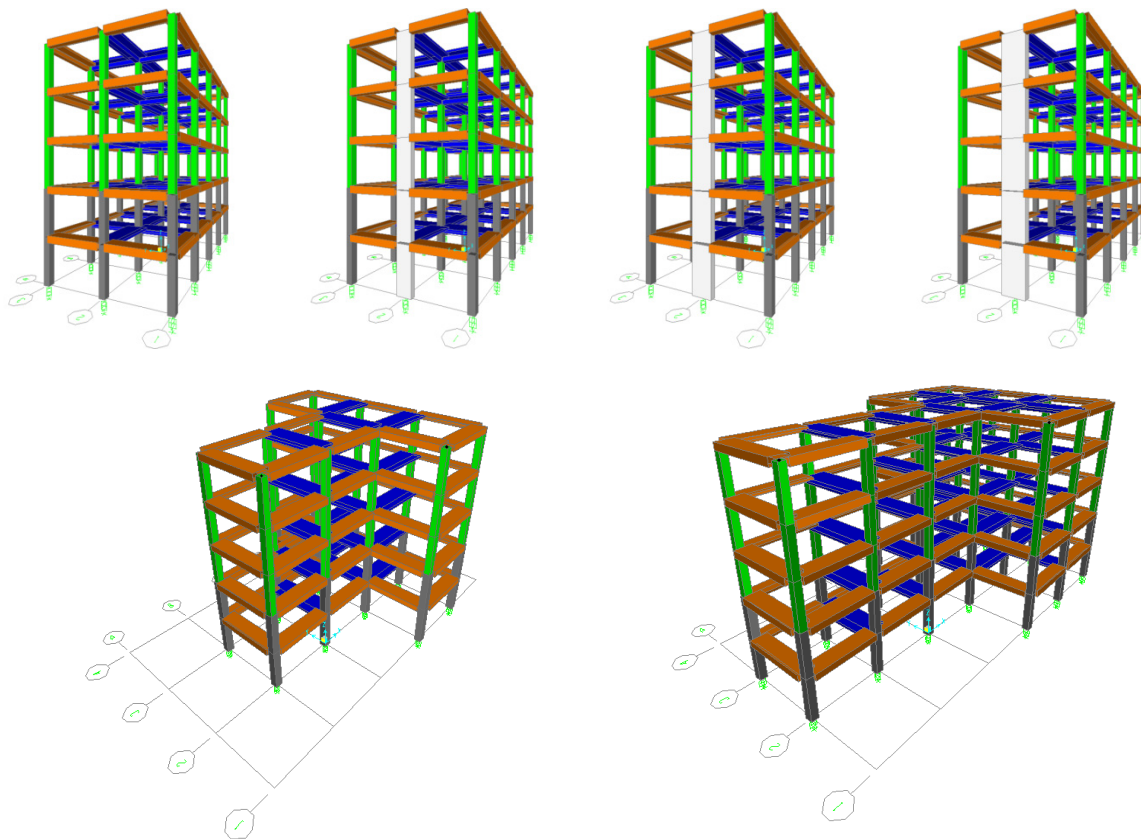
Сл. 1. Срушени нерегуларни конструкции во основа при дејство на земјотрес

Најчесто анализирани параметри од кои зависи одговорот на базно изолираната конструкција се ексцентрицитетот помеѓу центарот на маса и центарот на крутост на надконструкцијата, ексцентрицитетот во системот за изолација, центарот на крутост на системот за изолација и др. Според Jangid и други [6], торзиониот одговор на конструкцијата се должи на ексцентричноста на системот за изолација и од крутоста на истиот. Торзионата крутост на базно изолирана конструкција е помала во однос на вклетштена, па според тоа, ако ексцентрицитетот на системот за изолација е поголем, торзиониот одговор на изолацијата би бил значаен и не би можел да се занемари. Според Nagarajaiah и други [7], големо влијание има ексцентричноста на крутоста во надконструкцијата. Нивните истражувања покажале дека со зголемување на ексцентричноста на крутоста во надконструкцијата перформансите на изолираната конструкција значително се намалуваат. За разлика од нив, Jangid и Datta [5] дошле до заклучок дека ексцентрицитетот во надконструкцијата има значително влијание врз поместувањата во системот за изолација, но и дека ексцентрицитетот во системот за изолација има значително влијание како во одговорот на надконструкцијата, така и во самиот систем за изолација. Исто така заклучиле и дека односот на торзионата и попречната фреквенција на системот за базна изолација влијае на неговиот одговор само доколку распоредот на изолаторите во истиот е нерегуларен во основа. Со примена на нелинеарна динамичка анализа Tena-Colunga и Zambrana-Rojas [9] го анализирале торзиониот одговор на базно изолирани конструкции со ексцентрицитет во системот за изолација. Меѓу другото, тие заклучиле дека како резултат на ексцентрицитетот се јавува торзија во системот за изолација, која неповолно влијае при процесот на проектирање на самиот систем. Исто така заклучиле дека со зголемување на ексцентрицитетот се зголемува степенот на амплификација на максималните поместувања во изолаторот.

5. НУМЕРИЧКИ ПРИМЕР

5.1 Опис на анализираниите конструкции

Со цел да се изврши споредба на конвенционалниот и пристапот за проектирање на конструкции со примена на системи за базна изолација и да се согледаат предностите и недостатоците од користењето на истите при проектирање на нерегуларни конструкции во основа, извршена е евалуација на сеизмичко однесување на 6 карактеристични конструкции од високоградбата, кои помеѓу себе се разликуваат според формата и степенот на нерегуларност во основа. Четири од анализираниите конструкции претставуваат просторна, петкатна, АБ рамовска конструкција, со правоаголна форма во основа, составена од 3 рамки во правец x и 5 рамки во правец y . Останатите две анализирани конструкции се со неправилна „Т“ форма во основа, од кои првата конструкција (Т1) е составена од по 4 рамки во двата правци, а втората конструкција (Т2) од 4 рамки во правец x и 6 рамки во правец y . Кај сите 6 конструкции рамките се поставени на меѓусебно осовинско растојание од 5 m. Катната висина на сите катови изнесува 3 m. Столбовите на долните 2 ката се со димензии 50/50 cm, а на горните 3 ката се со димензии 45/45 cm. Гредите се со димензии 40/45 cm, додека АБ меѓукатна плоча е со дебелина од 15 cm. Првата од четирите анализирани конструкции со правоаголна форма во основа е регуларна, додека останатите 3 анализирани конструкции на местото од средниот столб во првата рамка во y правец имаат АБ платно со димензии 120/40 cm, 160/40 cm и 200/40 cm соодветно [10].



Сл. 2. Математички модели на анализираниите конструкции

При формирањето на математичкиот модел крајните греди се моделирани како Г пресеци, додека внатрешните како Т пресеци. Димензиите се определени согласно препораките во ЕС 2 [2], при што е земена во предвид соработката помеѓу гредата и плочата. Ширината на фланшата на Г пресекот е 110 cm, а на Т пресекот е 180 cm. АБ плочи не се моделирани во математичките модели, но се земени во предвид при анализата на товари. Релативните поместувања помеѓу јазлите кои припаѓаат на одделните катови се спречени со задавање на

дијафрагма ограничувања на секое поединечно ниво. На тој начин движењето на секоја платформа е сведено на движење на круто тело во рамнина. Конструкциите се товарена со линиски товар кој што е нанесен на гредните елементи. На најгорните катови е нанесен постојан товар (G) од 14 kN/m' на средните греди и 10 kN/m' на крајните греди, а на останатите катови од 26 kN/m' и 17 kN/m' соодветно. На сите катови е нанесен корисен товар (P) од 5 kN/m' на средните и 2,5 kN/m' на крајните греди.

За базно изолираните конструкции користени се еластомерни лежишта изработени од италијанската компанија FIP Industriale [4]. Производителот на лежиштата ги наведува карактеристиките и ограничувањата кои треба да се земат во предвид при изборот на изолатори, се со цел да се избере изолатор кој што ќе ги задоволи условите и барањата зададени во ЕС 8. При дејство на вертикални товари изолаторите имаат способност да примат голема вертикална сила, меѓутоа при дејство на земјотрес поради големите поместувања кои се јавуваат на ниво на изолациониот ситем, вредноста на вертикалната сила која што може да ја примат повеќекратно се намалува. Потребната вкупна хоризонтална ефективна крутост на системот за изолација е определена преку задоволување на барањето да периодата на базно изолираната конструкција биде најмалку трипати поголема од периодата на надконструкцијата. За усвоен распоред еден изолатор под секој столб, избран е тип на изолатор SI-N 350/125 со ефективна секантна крутост $K_{eff} = 620 \text{ kN/m}$ и максимално поместување од 250 mm.

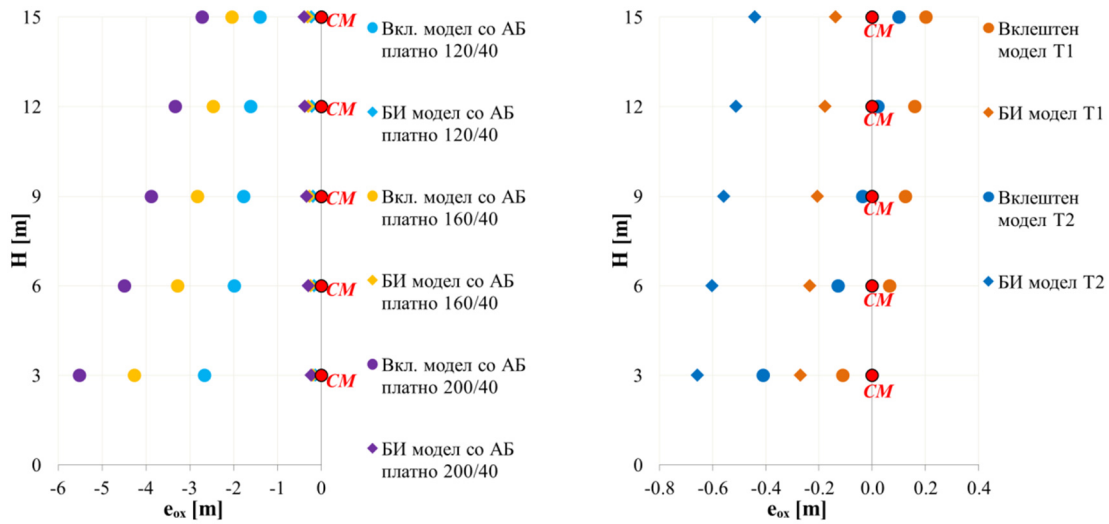
5.2. Контрола на регуларност во основа

Бидејќи шесте анализирани конструкции имаат идеална симетрија на попречната крутост и распределбата на масата во однос на x оската, параметрите потребни за контрола на регуларноста во основа се пресметани и прикажани само во однос на y оската. Бидејќи кај повеќекатните објекти положбата на центарот на крутост и торзионите радиуси не се еднозначно дефинирани и истите зависат од распределбата на попречниот товар по висина, националните анекси за примена на еврокодските треба да содржат референци кон документи во кои се дефинирани постапки за определување на овие конструктивни карактеристики. За таа цел, за да се определи ексцентрицитетот на секој кат во правец на оската x, дефинирани се 10 товарни случаи, при што на секој поединечен кат, во 5 од нив е аплицирана единечна сила во центарот на маса во правец y, а во 5 единечен торзионен момент околу вертикалната оска. Ексцентрицитетот е определен како однос помеѓу ротациите на разгледуваната меѓукатна плоча предизвикани од дејство на единечна сила и дејство на единечен момент на разгледуваниот кат.

$$e_{ox,i} = -\frac{R_{z,i}(F_{y,i}_{CM} = 1)}{R_{z,i}(M_{z,i} = 1)} \quad (3)$$

Кај регуларната конструкција центарот на маса се поклопува со центарот на крутост. На сл. 3. се прикажани координатите на центарот на крутост по катови за вкештени и базно изолирани модели за останатите анализирани конструкции, при што нивните вредности се изразени во однос на центарот на маса соодветно на секој кат. Кај конструкциите со правоаголна основа со зголемување на ширината на АБ платно се зголемува и ексцентрицитетот. Кај вкештените модели, ексцентрицитетот се движи во граници од 1,40 m до 2,67 m за конструкцијата со АБ платно 120/40, односно од 2,72 m до 5,52 m за конструкцијата со АБ платно 200/40. При тоа, ексцентрицитетот е најголем на првиот кат и истиот се намалува одејќи кон погорните катови. Кај базно изолираните конструкции ексцентрицитетот одејќи нагоре се зголемува, но е до 25 пати помал во однос на соодветните вкештени модели. За разлика од конструкциите со правоаголна форма во основа, кај конструкциите T1 и T2 ексцентрицитетот по катови е поголем кај базно изолираните модели. Ова се должи на ексцентрицитетот кој се јавува помеѓу центарот на крутост на системот за изолација и проекцијата во основа на центарот на маси.

Неправилната форма во основа, некомпактноста, вовлечените агли и различните динамички карактеристики на крилата од конструкциите се критериумите согласно кои конструкциите T1 и T2 се определени како нерегуларни во основа. Контролата на регуларност кај конструкциите со правоаголна основа е извршена преку докажување на квантитативните критериуми.

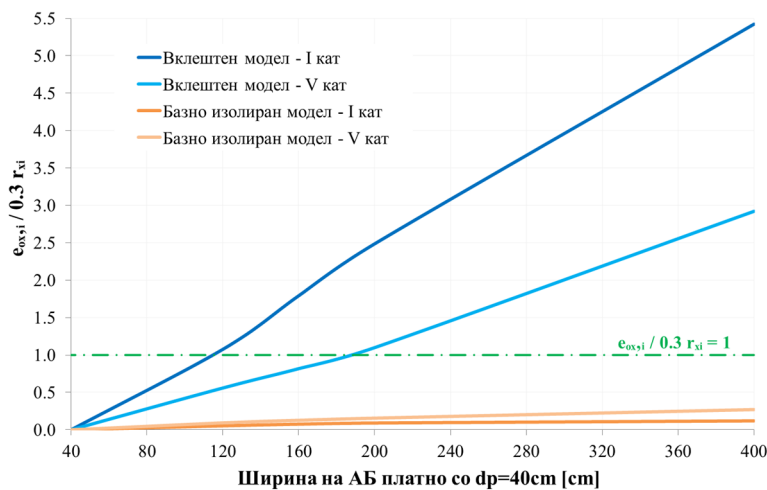


Сл. 3. Ексцентрицитет на СК во однос на СМ по катови

За да се определат торзионите и попречните катни крутости, дефинирани се нови 10 товарни случаи, при што, на секој поединечен кат, во 5 од нив е аплицирана единечна сила во правец у, а во 5 единечен торзионен момент околу вертикалната оска, кои делуваат во центарот на крутоста на секој кат поединечно. Торзиониот радиус на секој кат е определен како квадратен корен од односот помеѓу торзионата и попречната крутоста.

$$r_{x,i} = \sqrt{K_{M_{z,i}} / K_{F_{y,i}}} \quad (4)$$

Условите кои се однесуваат на витоста на конструкцијата и торзиониот радиус во разгледуваниот правец да е поголем од радиусот на инерција на катните маси се задоволени за сите конструкции со правоаголна основа, како за вклетените, така и за базно изолираните модели. Вклетените модели на конструкциите со АБ платно не го исполнуваат условот растојанието помеѓу центарот на крутоста и центарот на маси на секој кат да е помало од 30% од торзиониот радиус со што се определени како нерегуларни конструкции во основа. Нерегуларноста се јавува како резултат на нерамномерната распределба на попречната крутоста, која е во функција од димензиите на АБ платно. Кај конструкцијата со АБ платно 120/40 овој услов не е задоволен само на првиот кат, каде што и ексцентрицитетот е најголем. Кај конструкцијата со АБ платно 160/40 условот не е задоволен на долните три ката, а кај конструкцијата со АБ платно 200/40 условот не е задоволен на сите катови од конструкцијата.

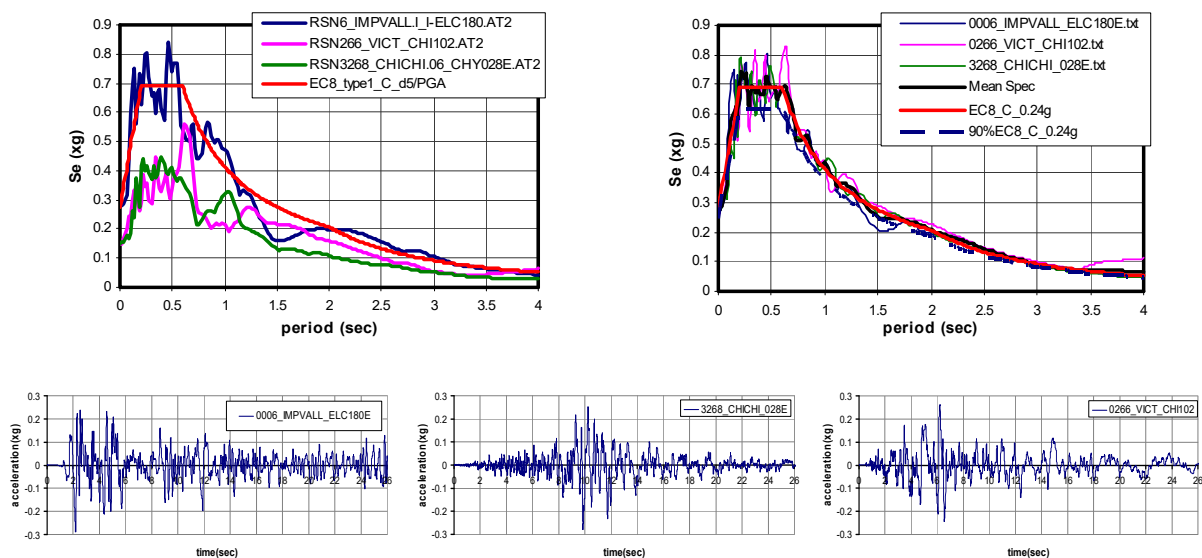


Сл. 4. Контрола на регуларност во основа

Кај базно изолираните модели, крутоста на системот за изолација има големо влијание врз местоположбата на центарот на крутоста на конструкцијата. Најголема редуција на ексцентрицитетот има на првиот кат од конструкцијата со највисоко ниво на нерегуларност. За разлика од вклетените модели, кај базно изолираните модели условот е задоволено на сите катови од конструкциите, со што истите се определени како регуларни во основа. Како што може да се увиди од сл. 4., за претпоставен линеарен прираст базно изолираните модели би ја достигнале границата за регуларност при ширина на АБ платно од околу 17,5 m, што за анализираните конструкции физички е невозможно бидејќи во тој правец конструкцијата во основа е со димензија од 10 m.

5.3. Сеизмичко дејство

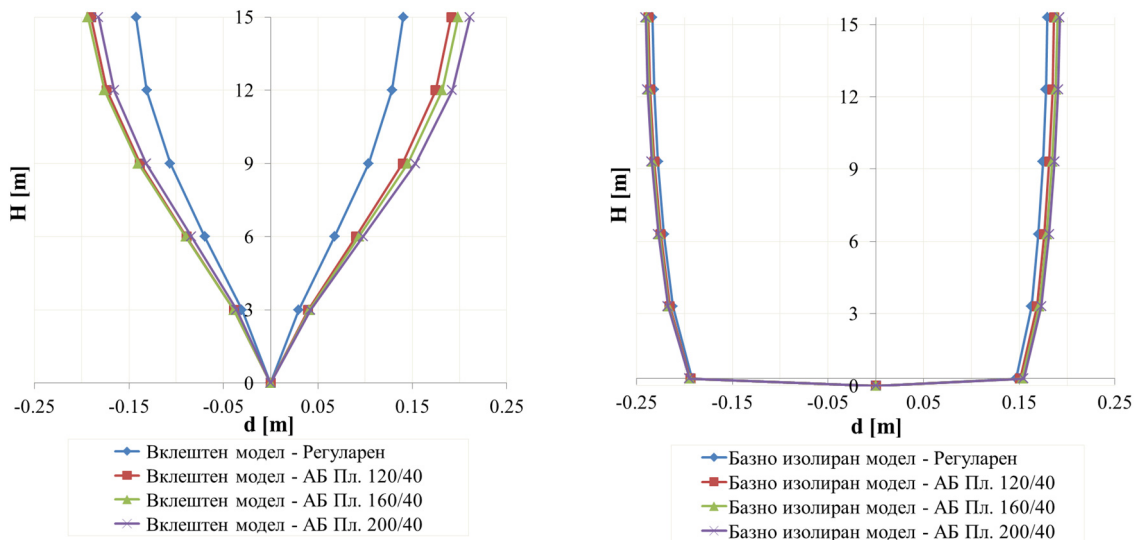
Динамичкиот одговор на конструкциите е определен со примена на нелинеарна динамичка анализа, при што се користени регистрации од 3 случени земјотреси (Imperial Valley - El Centro 1940, Victoria Mexico - Chihuahua 1980 и Chi - Chi Taiwan 06 - CHY028 1999). Од трите регистрации издвоен е најсилниот дел со времетраење од 26 sec и извршено е негово скалирање по амплитуда и фреквентен состав. Спектралните вредности се определени за спектар Тип 1, категорија на почва C и проектно забрзување од 0,24g. Спектарот на забрзување, добиен како средна вредност од скалираните спектри на поединечните записи, ги задоволува барањата за избор на записи дадени во ЕС 8, односно, за периода од 0 sec има спектрална вредност поголема од $a_g S$ за разгледуваната локација, при што во интервалот помеѓу $0,2T_1$ и $2T_2$ ниедна вредност на средниот еластичен спектар за 5% пригушување не е помал од 90% од соодветните вредности на целиот еластичен спектар на одговор. При спроведување на анализите разгледани се две нивоа на сеизмички hazard кои одговараат на максимално забрзување на тлото од 0,12g и 0,24g, при што анализираните конструкции се изложени на сеизмичко дејство само во у правец.



Сл. 5. Еластични спектри на одговор и истории на забрзување за користени записи за анализа

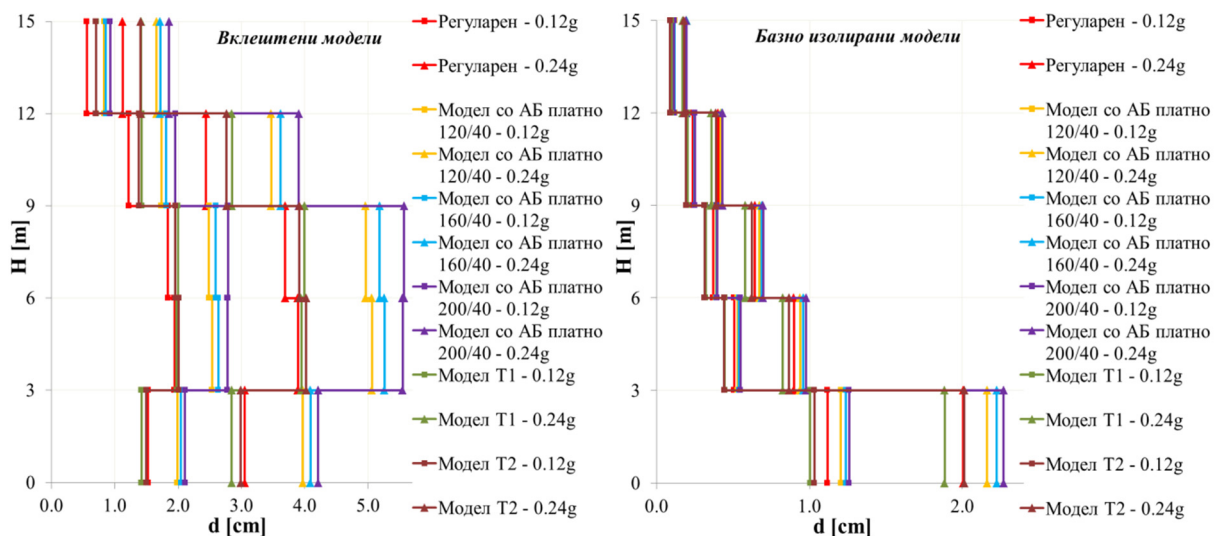
5.4. Анализа на добиените резултати

На сл. 6. е прикажан опсегот на поместувања по катови за конструкциите со правоаголна форма во основа. Максималните поместувања на врвот од конструкцијата се поголеми кај базно изолираните модели и истите се добиени од анализа на записот Victoria Mexico. Поместувањата кај регуларната конструкција се поголеми за 9,2 cm, односно за 65%, а кај конструкцијата со АБ платно 200/40 разликата е 3,0 cm, односно 14%. Зголемувањето на нивото на нерегуларност кај вклетените модели резултира со зголемување на максималните поместувања по катови, додека за истите, но базно изолирани модели, ова зголемување е незначително. Кај конструкциите со Т форма во основа опсегот на поместувања има слична интензија.



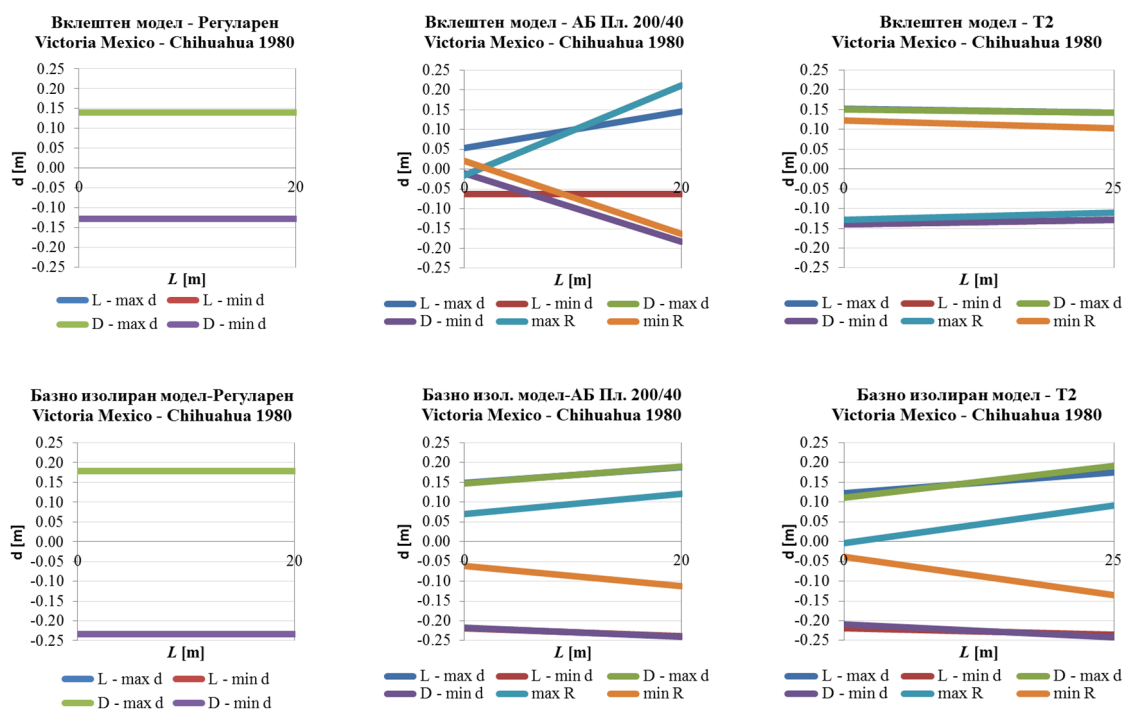
Сл. 6. Опсег на поместувања по катови кај конструкции со правоаголна форма во основа

На сл. 7. се прикажани релативните катни поместувања за шесте анализирани конструкции за PGA од 0,12g и 0,24g, а истите се пресметани како разлика од поместувањата на јазлите на два соседни ката. Зголемувањето на нивото на нерегуларност и во овој случај резултира со зголемување на релативните катни поместувања. Кај базно изолираните модели најголем опсег на поместувања е сконцентриран во основата, на ниво на системот за изолација, што резултира со значително помали релативни катни поместувања во однос на истите за вкештените модели. Најголемите максимални релативни катни поместувања за вкештените модели се наоѓаат на третиот кат од конструкцијата со АБ платно 200/40 и истите изнесуваат 5,57 cm, што се речиси два ипол пати поголеми во однос на максималните релативни катни поместувања кои се наоѓаат на првиот кат од соодветната базно изолирана конструкција, каде истите изнесуваат 2,27 cm. Дозволените релативни катни поместувања според ЕС 8 се движат во граници од 0.5% до 1% од катната висина, или во конкретниов пример од 1,5 cm до 3 cm, и се во функција од присуството и карактеристиките на неконструктивните елементи. Контролата на барањето за ограничување на оштетувањата е извршена преку споредба на релативните катни поместувања кои се очекува да се јават во конструкциите за дејство на земјотрес со помал повратен период, што во конкретниов случај соодветствува со земјотресот со PGA од 0,12g.



Сл. 7. Релативни катни поместувања кај анализирани конструкции

За PGA 0,12g најголемите максимални релативни катни поместувања изнесуваат 2,79 cm кај вклетшениот модел на конструкцијата со АБ платно 200/40 и се во дозволените граници на барањето за ограничување на оштетувањата. Соодветно, најголемите максимални релативни катни поместувања кај базно изолираните модели изнесуваат 1,26 cm за конструкцијата со АБ платно 200/40, односно 1,03 cm за конструкцијата T1 и го задоволуваат и најстрогото барање кое се однесува за објекти кои имаат неконструктивни елементи од крт материјал. Со споредба на максималните вредности на релативните катни поместувања, добиени за двете нивоа на сеизмички hazard може да се заклучи дека релативните катни поместувања кај базно изолираните конструкции и при дејство на посилен земјотрес со PGA од 0,30g за конструкциите со правоаголна форма во основа, до 0,35g, за конструкциите со „Т“ форма во основа, би биле во дозволените граници на барањето за ограничување на оштетувањата. Ова е показател дека при дејство на земјотрес со помал повратен период кај базно изолираните конструкции значајно е намален ризикот од појава на оштетувања во конструктивните и неконструктивните елементи.

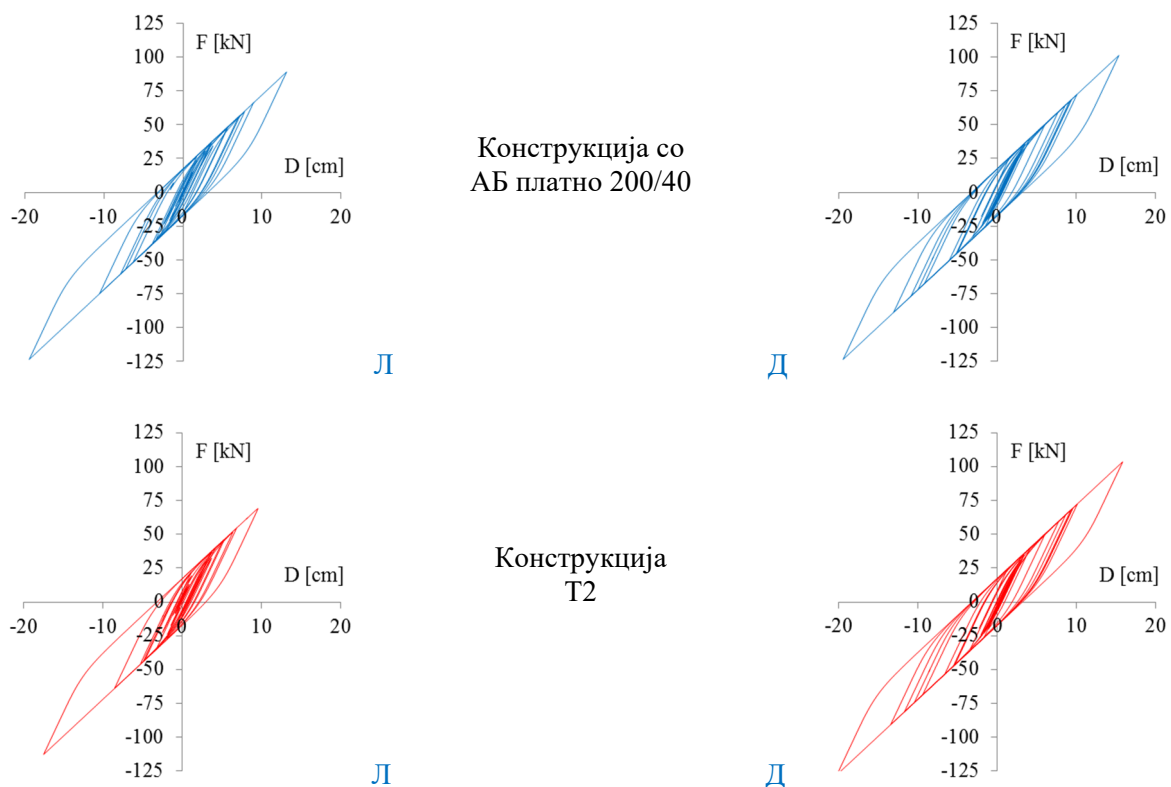


Сл. 8. Поместување во основа на V-ти кат

На сл. 8. се прикажани дијаграми на поместувањата во основа добиени од анализата на записот Victoria Mexico за PGA од 0,24g. Прикажаните поместувања во основа се на најгорниот кат од регуларната конструкција, конструкцијата со АБ платно 200/40 и конструкцијата T2, за вклетшени и базно изолирани модели. При тоа, разгледани се 6 карактеристични состојби од одговорот на конструкцијата, односно распоред на поместувањата во основа на најгорниот кат при минимално и максимално поместување на левиот раб од конструкцијата, при минимално и максимално поместување на десниот раб од конструкцијата и при минимална и максимална ротација на најгорниот кат од конструкцијата во основа. Поради симетричноста на регуларната конструкција во двата правци и поради сеизмичкото дејство во еден правец, движењето на конструкцијата е чисто транслаторно. Кај останатите конструкции поради ексцентрицитетот помеѓу центарот на крутоста и центарот на маса, при нивниот одговор се јавува и ротација. Најголеми поместувања кај конструкциите и за вклетшени и за базно изолираните модели се добиени од анализата на записот Victoria Mexico, а најмали поместувања од El Centro. Максималните поместувања на врвот од конструкцијата се поголеми кај базно изолираните модели за сите анализирани конструкции. Кај вклетшениот модел со правоаголна форма во основа со зголемување на ексцентрицитетот, односно нивото на нерегуларност, на левиот раб

од конструкцијата каде што е поставено АБ платно поместувањата се намалуваат, додека на спротивната страна тие се зголемуваат. Ова резултира со зголемување на ротациите, односно зголемување на торзионите ефекти. Кај базно изолираните модели со правоаголна форма во основа поместувањата се зголемуваат на двата краја од конструкцијата, меѓутоа разликата помеѓу нив е помала, со што се добива значително помала ротација. Од прикажаните дијаграми за конструкцијата Т2 може да се забележи дека максималните поместувања на најгорниот кат за вкештените модели се на левиот раб, додека за базно изолираните на десниот раб од конструкцијата. Ова се должи на поместувањето на центарот на крутост, односно на зголемувањето на ексцентрицитетот помеѓу проектираниот центар на маси во основа и центарот на крутост на системот за изолација. Поради тоа, базно изолираната конструкција Т2 има поголеми ротации во однос на соодветната вкештена конструкција. Во споредба со ротациите на најгорниот кат од конструкцијата со АБ платно 200/40, ротациите на вкештениот модел се повеќе од двојно помали, а од ротациите на базно изолираниот модел се поголеми само еден ипол пат, па затоа и немаат значително влијание врз одговорот на конструкцијата. Минималната и максималната ротации кај конструкциите се достигнати при помали поместувања од максималните.

Хистерезисните дијаграми попречна сила - хоризонтално поместување добиени од спроведената нелинеарна динамичка анализа на записот Victoria Mexico за ниво на сеизмички hazard PGA 0,24g за усвоениот изолатор поставен на левиот и на десниот раб од конструкцијата со АБ платно 200/40 и на конструкцијата Т2 се прикажани на сл. 9. Максималната иницирана сила во изолаторите се движи во граници од 71 kN до 124 kN за конструкциите со правоаголна форма во основа, односно од 65 kN до 128 kN за конструкциите со „Г“ форма во основа. Максималното хоризонтално поместување во изолаторите изнесува 20,21 cm. Барањето за зголемена сигурност на изолационите уреди согласно ЕС 8 се контролира со воведување на фактор на зголемување на поместувањата при дејство на земјотрес (γ_x), чија вредност доколку не е зададена во националните анекси, при проектирање на згради се препорачува да изнесува $\gamma_x=1,2$. Во конкретниов случај, $D_{max}=20,21 \cdot 1,2=24,25\text{cm}$ што е помало од дозволеното максимално хоризонтално поместување кое што изнесува 25 cm.



Сл. 9. Хистерезисни дијаграми (попречна сила - хоризонтално поместување) на изолатори

Бидејќи историите на поместувањата на секој од катовите кај базно изолираните конструкции со правоаголна форма во основа во голем дел се поклопуваат по фреквенција и максималните ротации на катовите се со мали вредности, изолаторите на левиот и десниот крај од конструкцијата немаат големи разлики во однесувањето, односно за двете нивоа на сеизмички hazard максималните иницирани сили и максималните хоризонтални поместувања, на левиот и десниот крај од конструкциите се разликуваат помеѓу себе за 1% до 2%. Спротивно на ова, поради големите ротации на катовите на базно изолираните конструкции и зголемениот ексцентрицитет, кај конструкциите со „Т“ форма во основа, за двете нивоа на сеизмички hazard, отстапувањата помеѓу иницираните сили во изолаторите и хоризонталните поместувања, на левиот и десниот крај од конструкцијата, се големи. Разликите помеѓу нив достигнуваат и до над 20%, што се одразува негативно врз однесувањето на изолаторите, односно се нарушува униформноста при работењето на системот за изолација.

6. ЗАВРШЕН КОМЕНТАР

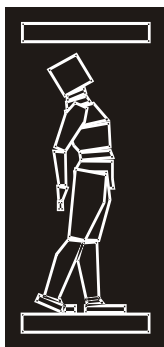
Ексцентрицитетот помеѓу центарот на крутоста на системот за изолација и проекцијата на центарот на маси има значително влијание врз одговорот на конструкцијата. Зголемувањето на степенот на нерегуларност на конструкцијата во основа има негативни импликации врз максималните поместувања на конструкцијата, статичките големини во конструктивните елементи, врз торзиониот одговор на конструкцијата и др. Примената на систем за базна изолација го редуира ексцентрицитетот во конструкцијата, односно го намалува растојанието помеѓу центарот на крутоста и центарот на маси на секој кат од надконструкцијата. Ова резултира со елиминирање на торзионите ефекти во конструкцијата, мали релативни катни поместувања, помали статички големини во конструктивните елементи и др. Големите ротации на надконструкцијата кај конструкциите со „Т“ форма во основа неповолно влијаат врз работата на системот за базна изолација, односно отстапувањата помеѓу иницираните сили и помеѓу хоризонталните поместувања во изолаторите достигнуваат и до над 20%.

Надконструкцијата кај базно изолираните конструкции согласно ЕС 8 е предвидено да биде проектирана да се однесува еластично при дејство на земјотрес, односно спречен е развој на пластични деформации во конструктивните елементи, со што се овозможува намалување на потребното деталирање на врските за обезбедување дуктилност. Базно изолираните конструкции имаат зголемена сигурност на човечките животи и голема веројатност за континуитет на непречено функционирање на објектот, односно обезбедуваат заштита на интегритетот на конструктивните и неконструктивните елементи.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] CEN (2004a) European Standard EN 1998-1: 2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- [2] CEN (2004b) European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- [3] De Stefano, M., Pintucchi, B., (2008) A Review of Research on Seismic Behavior of Irregular Building Structures since 2002, Bulletin of Earthquake Engineering, V. 6, No. 2, 2008, pp. 282-308.
- [4] FIP Industriale (2012), Elastomeric isolators series SI, technical brochure, available on <http://www.fipindustriale.it/>
- [5] Jangid, R.S. and Datta, T.K. (1994) Nonlinear response of torsionally coupled base isolated structure, ASCE Journal of Structural Engineering, 120(1): 1-22.
- [6] Jangid, R.S. and Datta, T.K. (1995) Performance of base isolation systems for assymmetric building subject to random excitation, Engineering structures, 17(6): 443-454.

- [7] Nagarajaiah, S, Reinhorn, A.M. and Constantinou, M.C. (1993) Torsion in base isolated structures with elastomeric isolation systems, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(10): 2932-2951.
- [8] Tena-Colunga, A. and Gómez-Soberón, L.A. (2002) Torsional response of base-isolated structures due to asymmetries in the superstructure, *Engineering Structures*, 24(12): 1587-1599.
- [9] Tena-Colunga, A. and Zambrana-Rojasb, C. (2004) Torsional Response of Base-Isolated Structures Due to Stiffness Assimetries of the Isolation System, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2022.
- [10] Volčev, R., (2016) Application of base isolation systems at plan irregular structures (Master thesis), Faculty of Civil engineering, Ss. Cyril and Methodius University in Skopje.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 23

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Трајче ЗАФИРОВ¹, Филип МАНОЈЛОВСКИ², Александра БОГДАНОВИЌ³,
Зоран РАКИЌЕВИЌ⁴

КРАТОК ПРЕГЛЕД НА СИСТЕМИТЕ ЗА ПАСИВНА ДИСИПАЦИЈА НА ЕНЕРГИЈАТА

РЕЗИМЕ

Во денешно време, постои широк спектар на системи за дисипација на енергија, и нивниот избор зависи од основниот конструктивен систем на зградата, главните надворешни сили на кои треба да се спротивстават, и критериумите на перформанс кои зградата треба да ги исполни. Постојните системи за управување на конструкциите може да се поделат во две главни категории: пасивни и активни системи. Пасивните системи имаат фиксни карактеристики, додека активните системи ги менуваат своите карактеристики во зависност од побудата и за нив е потребен надворешен извор на енергија за да бидат активирани. Затоа, иако се поефикасни, активни системи поретко се употребуваат поради економски и сигурносни ограничувања. Во овој труд е даден краток преглед на пасивните системи за управување на конструкциите и основните принципи на работа на механизмите преку репрезентативни примери на развиени и веќе применети системи во праксата.

Клучни зборови: сеизмичка заштита, системи за управување на конструкции, системи за пасивна контрола

Trajche ZAFIROV¹, Filip MANOJLOVSKI², Aleksandra BOGDANOVIC³,
Zoran RAKICEVIC⁴

SHORT REVIEW OF PASSIVE CONTROL SYSTEMS

SUMMARY

Nowadays, there is a wide range of damping systems available, and their selection depends on the primary structural system of the building, the main external forces that they need to resist, and the performance criteria that the building needs to meet. The current available damping systems can be subdivided into two main categories: passive and active systems. Passive systems have fixed properties while active systems change their properties based on the load demand and require an external energy source to be activated. Therefore, while more efficient, active systems are less common due to economic and reliability constraints. The aim of this article is to review technologies in structural control systems by introducing a general literature review for the passive types of systems that have appeared up to now in order to obtain the earthquake resistant structure.

Keywords: Seismic protection; structural control system; passive control system; earthquakes¹

¹ BSc, UKIM-IZIIS Skopje, Republic of Macedonia, trajce@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² MSc, UKIM-IZIIS Skopje, Republic of Macedonia, filip@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Assis. Prof. Dr. UKIM-IZIIS Skopje, Republic of Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ Prof. Dr., UKIM-IZIIS Skopje, Republic of Macedonia, zoran_r@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

При дејство на земјотрес во конструкциите се генерираат инерцијални сили принудувајќи ги да осцилираат со амплитуди пропорционални на влезната енергијата. Ако дел од оваа енергија може да се дисипира при движењето на конструкцијата, тогаш сеизмичкиот одговор може значително да се подобри. Начинот на кој оваа енергија се консумира во конструкцијата го определува нивото на оштетување, како во конструкцијата исто така и во неконструктивните елементи.

Генерално, методите за асеизмичко проектирање се базираат на дуктилитетот на конструктивните елементи, т.е., можноста да дисипира енергија со претрпување на нееластични деформации предизвикани од совивање, увртување и распукнување. Ова подразбира појава на перманентно оштетување, а во некои случаи и локални рушења, при што примарните и секундарните оштетувања можат да бидат, од економски аспект, од редна големина како и при рушењето на целата конструкција.

Во последната декада од минатиот век почна интензивно да се развива и применува една нова технологија позната во стручната инженерска пракса како технологија на управувани конструкции (structural control) или често споменувани "интелигентни конструкции". Овие конструкции во зависност од технолошките решенија имаат контролирана состојба на сигурност како за постојаните исто така и за сите подвижни и дополнителни оптоварувања предизвикани од дејството на ветарот, земјотресите или технолошките вибрации.

Поаѓајќи од фактот дека контролата на однесувањето на конструкциите може да биде изведена на повеќе начини, технолошките решенија можат да бидат класифицирани во неколку категории. Ако во конструкцијата е вграден систем кој во било кое време и за било каква побуда обезбедува автоматско (интелигентно) контролирање на одговорот, тогаш таквите системи се вели дека се активни системи за контрола. Очигледно е дека овие системи бараат додатна енергија, посебно во времето на појавата на земјотресот. Во втората група спаѓаат системите за кои нема потреба од додатна надворешна енергија за работа на истите, и тие се познати под името како пасивни системи кои имаат задача да го зголемат капацитетот за дисипација на енергијата.

Во секоја од овие категории се развиени, а воедно и применети во праксата, голем број на различни механизми за дисипација на влезната енергија и контролиран одговор на конструкциите при дејство на различни динамички товари.

Во овој труд е даден краток преглед на пасивните системи за управување на конструкциите и основните принципи на работа на механизмите преку репрезентативни примери на развиени и веќе применети системи во праксата.

2. ТИПОВИ НА СИСТЕМИ ЗА ПАСИВНА ДИСИПАЦИЈА НА ЕНЕРГИЈА

Системите за пасивна дисипација работат без примена на дополнителна надворешна енергија. Кај овие системи контролното дејство ја користи потенцијалната енергија генерирана од самиот динамички одговор на конструкцијата. Во овој случај, силите за управување се во состојба да го менуваат одговорот на конструкцијата до одредено ниво, што зависи од потребната енергија за смалување на одговорот на конструкцијата.

Во оваа група се разликуваат во основа две различни решенија:

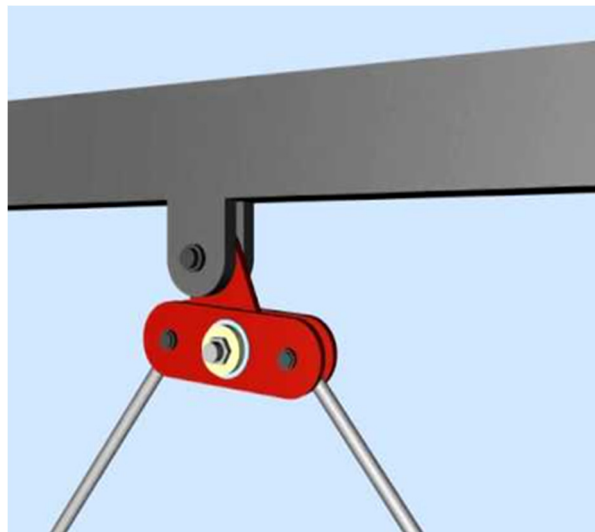
- Динамички апсорбери на вибрации во конструкцијата кои подесени на фреквенција блиска на одреден тон на осцилирање придонесуваат да се зголеми пригушувањето на тој тон како резултат на пренесување на кинетичката енергија помеѓу различните форми на осцилирање. Во ова група спаѓаат апсорбери од типот на подвижна маса (прилагодена маса TMD-Tuned Mass Damper), или подвижна течност (прилагоден пригушувач со течност TLD-Tuned Liquid Damper). Нивната примена е ограничена на контролирање на вибрации од дејство на ветар на високи, витки и еластични конструкции со мало сопствено пригушување. Ефикасноста на овие системи значително се намалува во случаи кога во конструктивниот систем се развиваат нелинеарни (пластични) деформации. Причината се наоѓа во промената на фреквенциите на тоновите на осцилирање на конструкцијата, како и поради фактот дека пригушувањето генерирано од овие

апсорбери е незначително во споредба со она генерирано од нелинеарното однесување на конструкцијата.

- Пасивни системи за зголемување на крутоста (во некои случаи и јакоста) и дисипација на енергијата во рамовските конструкции. Начинот на кој се врши дополнителната дисипација на енергијата е или преку течење (пластични деформации) на металите (мек челик, олово, легури на метали), триење помеѓу лизгачките површини, движење на клип или плоча во вискозен флуид, или вискоеластично однесување на полимерните материјали. Како поважни во оваа група можат да бидат издвоени дамperi на триење, хистерезисни дамperi, вискозни и вискозно еластични дамperi, електро-магнетни дамperi, shape memory alloys.

2.1 Ротационен дампер на триење

Механизмите кои ја дисипираат енергијата кај дамперите на триење можат да се категоризираат и како механизми кои работат на принципот на внатрешно триење. Постојат голем број на форми на триење кои ефикасно можат да се искористат за надминување на оштетувањата во конструкциите за време на нарушувања во околината предизвикани од природните феномени. Во овие типови дамperi дисипацијата се врши со механизмот на триење помеѓу две тела кои се лизгаат релативно едно во однос на друго за да ја постигнат бараната дисипација на енергијата каде неповратната работа се извршува преку тангенцијалните сили потребни да предизвикаат лизгање на едно круто тело долж површината на друго. Значаен напредок е направен и нови типови на механизми се развиени во кој спаѓа и ротациониот дампер даден на Сл. 1 кој е развиен од страна на DampTech од техничкиот Универзитет во Данска. Дамперот е базиран на концептот на ротационо триење и се состои од неколку челични плочи со триечки влошки поставени помеѓу нив. Движењето на дамперот создава релативна ротација во јазлите предизвикувајќи фрикционо лизгање помеѓу плочите. На овој начин, механичката енергија се дисипира преку трансформација во топлина.



Сл. 1. Ротационен дампер на триење

2.2. PVD “пингвин” дампер

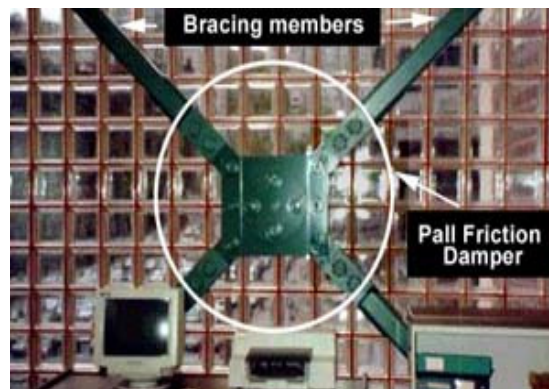
Пингвин вибрационен дампер е оловна дисипативна направа кој е развиен од Пингвин Инженеринг ДОО од Нов Зеланд. Оваа направа функционира како идеално пластична со стабилен перформанс по бројните циклуси со различни амплитуди во работната област. Дамперот може да ја дисипира енергијата од многу мали поместувања (2 микрони) и не бара одржување. Може да се инсталира во високи и флексибилни објекти за дисипација на вибрациите предизвикани од земјотрес, силен ветер или други видови на вибрации. Вообичаено се инсталира во дијагонални системи и во комбинација со сидарија.



Сл. 2. Оловен дампер–Пингвин вибрационен дампер (PVD)

2.3. “Pall” дампер на триење

“Pall” дамперите се едноставни и безбедни во имплементирањето. Тие се состојат од низа челични плочи поврзани заедно кои се лизгаат на претходно одреден товар со меѓусебно триење. Тие поседуваат големи правоаголни хистерезисни петелки и не бараат никаква поправка или замена по земјотресот. Pall дамперите на триење (видливи на Сл. 3) се достапни за долги, витки вкрстени спрегови кои работат само на затегање, единечни дијагонални спрегови кои работат на притисок и затегање и шеврон спрегови. Кога спрегот на затегање го принудува дамперот да се лизга, механизмот на дамперот го принудува другиот спрег да се скрати и со тоа се избегнува извивање.

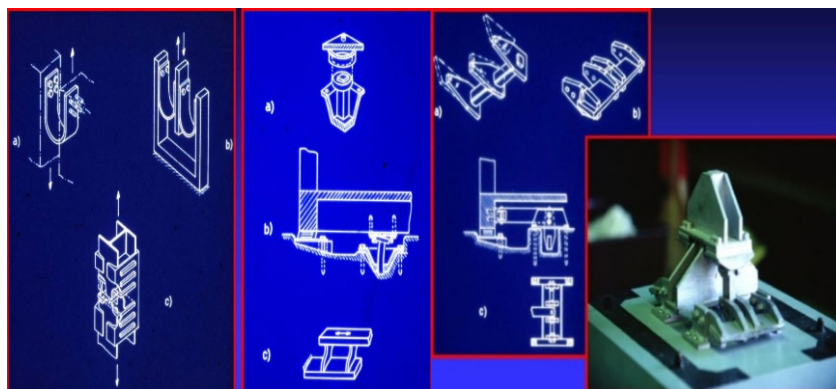


Сл. 3. “Pall” дампера на триење, Библиотеката Вебстер во Монреал, Канада

Тие имаат многу предности во однос на другите дампера како резултат на однесувањето кое е независно од брзината и затоа имаат константна сила врз сите идни земјотреси. Со нив може да се достигне пригушување од 20 до 50% од критичното пригушување. Прилагодливи се на условите на локацијата и обезбедуваат економски и ефективен пристап при дејство на земјотрес.

2.4. Хистерезисни челични дампера – “Steel Hysteretic Dampers”

Челичните дампера се засноваат на пластично деформирање на челични елементи. Постојат два типа од овие дампера од кои едниот тип работи на принципот на пластично виткање (Сл. 4, лево) и другиот тип (Сл. 4, десно) кој работи на принцип на торзија. На овој начин тие ги трансформираат хоризонталните поместувања во состојба на торзионо нарегање. Овој тип на дампера при евентуално оштетување после земјотресот може да бидат заменети.



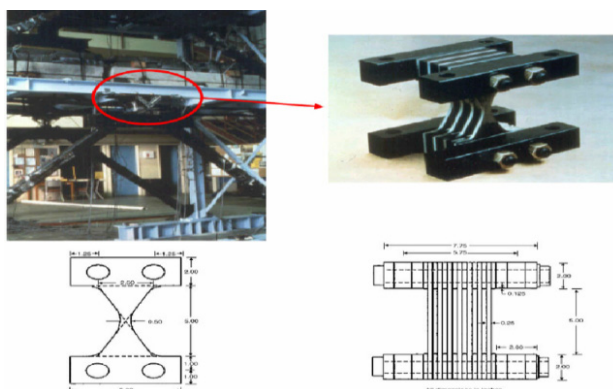
Сл. 4. Челични хистерезисни дамperi – “Steel Hysteretic Dampers”

Друг тип на хистерезисни дамperi се таканаречените “полумесечеви пригушувачки елементи” (Сл. 5). Овие направи со облик на месечина се направени од челик со висока еластичност и со пластифицирање тие ја дисипираат енергијата. Обликот е направен на токов начин што кога настанува деформација во рамките на пластичната зона тие се распределуваат рамномерно во сите елементи.



Сл. 5. Полумесечеви пригушувачки елементи

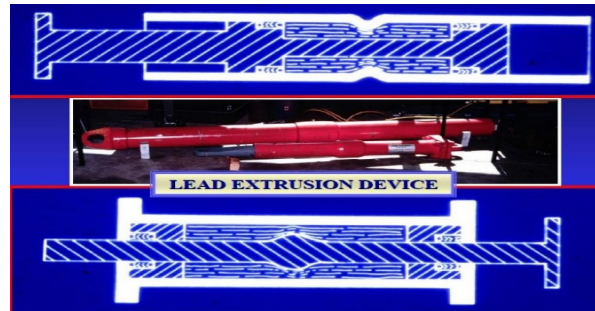
На Сл. 6 е метален дамper кој има висока подолжна крутост од каде што доаѓа името (ADAS) Се состои од лесни челични плочи со триаголен или X облик. ADAS елементите дисипираат енергија преку течење од совивање преку целата должина на врските. Силата на течење треба да се избере така, да произведе адекватна дисипација на енергијата во согласност со саканата проектна дуктилност.



Сл. 6. ADAS системи за пригушување

2.5. Олово истиснувачки дамperi – “Lead Extrusion Damper”

Овој дампер е направен од Робинсон и Гренбенк. Работи на тој принцип што ја користи пластичната деформација на оловото кое е лоцирано внатре во цилиндар кој е составен од две комори. Кога конструкцијата осцилира, клипот го истиснува оловото од една во друга комора. Има два типа од оваа направа. Едниот тип е направен со стеснување на надворешниот цилиндар (Сл. 7, горе), а другиот тип со проширување на клипот (Сл. 7, долу).



Сл. 7. Олово истиснувачки дампер, Робинсон и Гренбенк (1976)

2.6. Shape Memory Alloy (SMA)

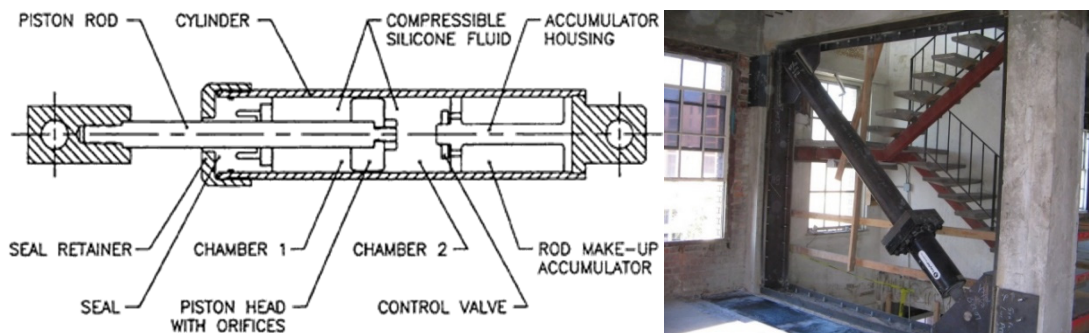
Shape Memory alloys (SMA) се направени од метални материјали кои се многу еластични и имаат способност да се вратат во оригиналната состојба по дејствувањето на товарот. Бидејќи имаат мал капацитет за дисипација на енергија, за да се намали одговорот на конструкцијата, составени се од две групи на жици (ре-центрирачка група и група на жици направени од нитинол за дисипација на енергија). Тие исто така има отпорност на замор и корозија. Способноста за ре-центрирање и овозможува на конструкцијата или конструктивниот елемент да се врати во првобитна положба. Првпат беа употребени во 1999 година за зајакнување на Басиликата Св. Франческо во Ассиси, Италија која беше оштетена за време на земјотресот кој го погоди централниот Италијански регион во Септември 1997г. и беа употребени да го поврзат кровот со двата странични ѕидови (Сл. 8).



Сл. 8. “SMA” направи на Басиликата Св. Франческо во Ассиси, Италија

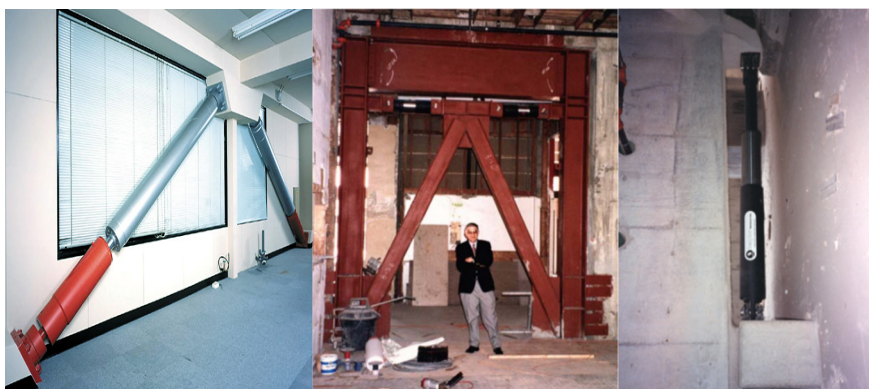
2.7. Вискозни дамperi – “Viscous Dampers”

Вискозните дамperi ја дисипираат енергијата со истиснување на течноста од една комора во друга. Во овој случај клипот има функција не само локално да го деформира флуидот туку и да го присили да минува низ мали отвори (orifices). Како резултат можни се високи нивоа на дисипација на енергијата. Цилиндричен уред се состои од стисливо силиконско масло кое е присилено да тече преку дејството на клип во форма на прачка од не 'рѓосувачки челик со бронзена глава. Во главата на клипот има отвори за контрола на флуидот со пасивен би-метален термостат за компензација на температурните промени. (Сл. 9)



Сл. 9. Напречен пресек и примена на висозни дампери.

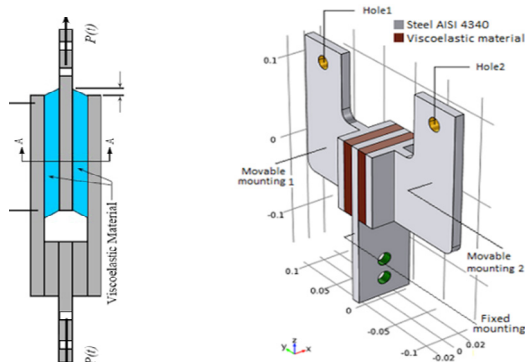
Taylor вискозните дампери вклучуваат биметален отвор кој делува како термостат да обезбеди подеднакви перформанси во текот на температурниот обрег од -40 до +160F. Оваа одлична термичка стабилност е во комбинација со сите челични конструкции, кои имаат внатрешни споеви со навои а не со завари или споени делови. Овие дампери се доста применувани и можат да се поврзат со конструкцијата на различни начини како на пример со дијагонални спрегови, шеврон спрегови, а во случај на базна изолација тие се поставуваат во темелот – Сл. 10.



Сл. 10. Дијагонално поставени вискозни дампери, и нивна инсталација во темелната конструкција

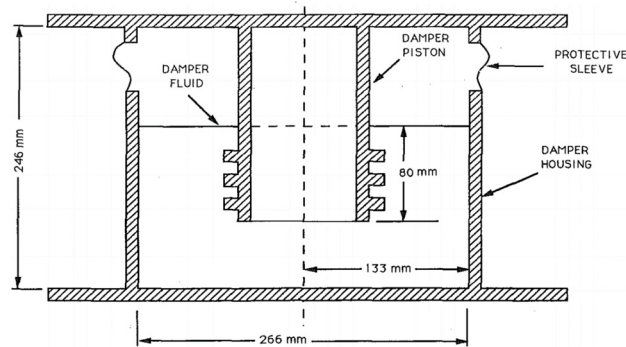
2.8. Вискозно - еластични дампери – “Visco-Elastic Dampers”

Вискозно-еластичните материјали најчесто претставуваат кополимерни стаклени материи кои ја дисипираат енергијата кога се изложени на деформации на смолкнување. Вискозно-еластичниот дампер се состои од вискоеластичен слој помеѓу челични плочи. (Сл. 9)



Сл. 11. Виско-еластичен дампер

Исто така постојат и вискозни еластични течни дампери. Во овие дампери дисипацијата на енергија е претворена во топлина преку движење на клипот во куќиштето на дамперот кој е исполнет со високо вискозна материја како што е силиконски гел. Оваа направа е направена од GERB компанијата за контрола на вибрации – Сл. 12. За да се максимизира дисипацијата на енергија треба да се користат повискозни материјали.

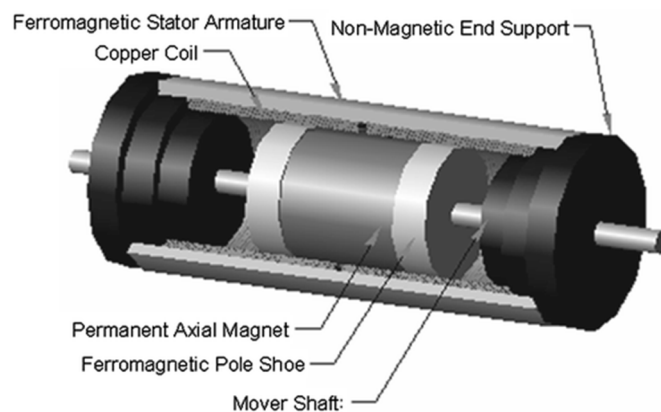


Сл. 12. Цилиндричен GERB дампер (Markis, Constantinou, 1991)

2.9. Електромагнетни дампери – “Electromagnetic Dampers”

Електромагнетните дампери ја претвараат кинетичката енергија во електрична и на аплицираното движење прават реактивна сила при што се однесуваат како идеален дампер. На Сл. 13 е прикажана структурата на овој дампер. Се состои од краток трансатор кој има единичен цилиндричен постојан магнет со аксијално магнетизирање кој е лоциран помеѓу две фаромагнетски полови плочки и се движи внатре во статорот. Скопката има единичен број навои низ својата должина кои се состојат од две бакарни жици поврзани во серија и нивната должина е еднаква на онаа на трансаторот. На двата краја има не-магнетни лежишта. Електромагнетните дампери имаат повеќе предности од другите пасивни дампери. На пример, под долготрајно циклично товарење, флуидните дампери може да бидат проблематични со само-загревање, како варијации на параметарот и дури оштетување на направата. Од друга страна, во електромагнетните дампери дисипацијата на енергија се одвива исклучително преку електричен начин, па овие проблеми не се јавуваат.

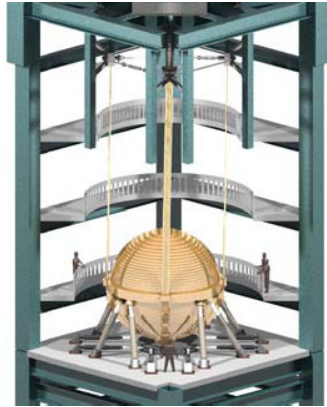
Друга предност е тоа што, сила-брзина карактеристиките на електромагнетиот дампер може да се прилагодат со менување на параметрите на електричното струјно коло, односно електричниот напон поврзан со направата. Во спротивно, за прилагодливите флуидни дампери се потребни специјални електро или магнето-реолошки флуиди кои ги менуваат својствата со апликација на електрични или магнетни полиња.



Сл. 13. Прототип на електромагнетен дампер.

2.10. Динамички апсорбери

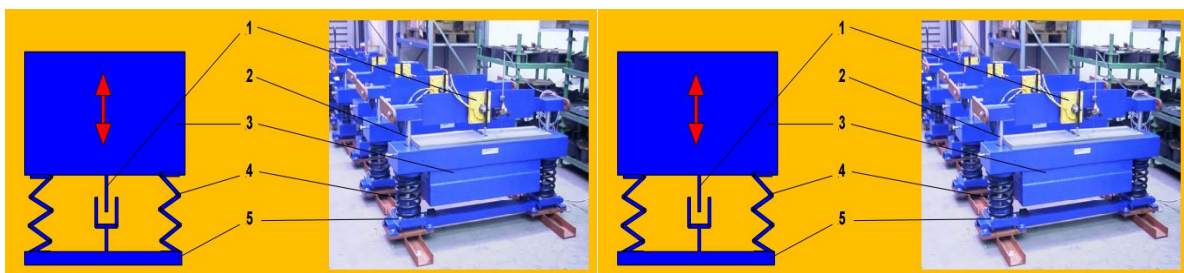
Принципот на работа на овие динамички апсорбери се базира на проток на енергија од основниот конструктивниот систем на секундарната маса односно динамичкиот апсорбер. Колку е поголем протокот на енергија толку помал ќе биде одговорот на конструкцијата. Максималниот проток се постигнува кога релативното поместување на секундарната маса фазно заостанува за 90° во однос на основниот конструктивен систем. Во овој случај, релативното забрзување на секундарната маса е во фаза со брзината на одговор на конструктивниот систем и протокот на енергија е еквивалентен со ефективната енергија на дисипација која го зголемува вкупното ефективно пригушување на конструктивниот систем.



Сл. 15. Конструкцијата на дамперот во Таипеи 101 кулата во Тајван

Внатре во кулата Таипеи 101 се наоѓа најголемиот и најтешкиот TMD со дијаметар од 5,5 метри и тежина од 660 тони кој е инсталиран глобално и функционира како колемо нишало каде осумте вискозни пригушувачи делуваат како шок апсорбери кога се движи челичната топка и на тој начин го ограничуваат нејзиното движење. Овој TMD е спелијално проектиран како пасивен дампер и е сместен во центарот на кулата помеѓу 87ми и 91ви кат. (Сл. 15).

Компанијата MAUER направи вертикални и хоризонтални динамички апсорбери дадени на Сл.16. Овие направи се фиксирани на конструкцијата со заштрафени врски на главните греди каде се очекува да биде максималната амплитуда на вибрација од вертикална или хоризонтална природна фреквенција. Тие се состојат од вертикална или хоризонтална движечка маса која е поставена помеѓу челични федери и пригушувачки елемент.



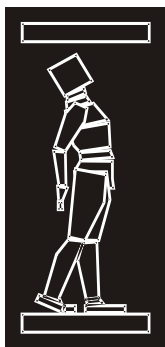
Сл. 16. MAUER дампер - MTMD-V and MTMD-H

3. ЗАКЛУЧОК

Од прегледот на истражувањата реализирани на конструкции со пасивна контрола во последните две децении во светот и нивната практична примена, може да се заклучи дека станува збор за една нова технологија на градење, која обезбедува контролирано однесување на градежните конструкции. Оваа технологија е особено атрактивна кога истата се користи при проектирање и изградба на конструкции отпорни на земјотрес или ветер. Пасивно управуваните конструкции како технолошко поедноставни решенија имаат значајна практична примена со тенденција на нивно постојано усовршување. Иако, кај секој систем за пасивна контрола можат да се најдат одредени забелешки, сепак во споредба со конвенционално проектираните конструкции, овие решенија претставуваат значителен технолошки чекор напред. Нивната улога се состои во контролирано обезбедување на потребниот капацитет за апсорпција на енергијата на побудата со што се подига општата сигурност на конструктивните системи, и се намалуваат оштетувањата на неконструктивните елементи и инсталации при слаби и умерени земјотреси. Овие системи преку контролата на деформациите на конструкцијата, и механизмот за дисипација на влезната сеизмичка енергија обезбедуваат посигурна функционалност на објектот. Како резултат на развојот на технологијата и брзиот развој на електрониката и достигнувањата во областа на управуваните конструкции, класичниот начин на проектирање се напушта и се оди на решенија кои се познати во литературата како “модерни-интелегентни” системи. Практичната употреба на овие технолошки решенија бара да се изработат стандарди и норми за проектирање и градење. Важно е да се напомене дека прегледот јасно укажува на огромната способност за овие системи и нивната важност во модерните конструкции. Овој сеопфатен преглед наведува дека пасивните системи за контрола на конструкциите треба да бидат широко користени во конструктивната инженерска пракса за спречување на катастрофални земјотреси.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Pall R.T., gauthier G., Delisle S., Pall A. (2000) Friction-Dampers for Seismic Upgrade of Quebec Police Headquarters, Montreal, Proc. of 12th WCEE, New Zealand.
- [2] Omika, Y., Sugano, T., Ohkawa, J., Yoshimatsu, T., Yamamoto, Y., Tsuji, Y. (2000) Seismic Design of Super Frame Structural System With Passive Energy Dissipation Devices, Proc. of 12th WCEE, New Zealand.
- [3] Pall, A.S., Marsh, C. (1979) "Seismic Response of Large Panel Structures Using Large Slip Bolted Joints", Proceedings, Third Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, Canada, June, Vol. 2, pp. 899-916.
- [4] Seyed Masoud, Sajjadi Alehashem (2008), "Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers (a Comparison with Conventional Structures)", The 14 th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- [5] Croci, G. Strengthening of the basilica of St Francis after the september 1997 earthquake, Struct Eng Int 2001;11(3):207e10
- [6] Izuru Takewaki, (2009) Optimal Control with Passive dampers, Optimal Performance-based Design for Earthquakes, John Wiley and Sons.
- [7] Taylor, D.P. and Constantinou, M.C. (1998) Development and Testing of an Improved Fluid Damper Configuration for Structures having High Rigidity. Proceedings of the 69th Shock and Vibration Symposium.
- [8] Kindong Park, (2005) "Optimization of Viscous Damper Modeling by Monetary Loss Based Design", Published by University of California, Los Angeles.
- [9] Rogelio Palomera-Arias, M. S. (1998) Passive Electromagnetic Damping Device for Motion Control of Building Structures, Electrical Engineering Massachusetts Institute of Technology



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Цветанка ЧИФЛИГАНЕЦ¹, Мери ЦВЕТКОВСКА², Љупчо ЛАЗАРОВ³, Милица
ЈОВАНОВСКА⁴

ВЛИЈАНИЕ НА ПОЖАРНОТО СЦЕНАРИО НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ И ОДНЕСУВАЊЕТО НА АРМИРАНОБЕТОНСКА РАМКА

РЕЗИМЕ

Процесот за утврдување на најнеповолното, но сепак реално пожарно сценарио при проектирање на нови и контрола на однесувањето на постојни конструкции изложени на дејство на пожар е доста сложен. Во овој труд претставени се осум различни пожарни сценарија при изложеност на стандарден пожар на една тробродна двоспратна армирано бетонска рамка, а резултатите за внатрешните статички големини, деформацијата и пожарната отпорност на конструкцијата се презентирани, дискутирани и споредени. Термичките и статичките анализи се извршени во специјализираниот програм SAFIR. Најнеповолно пожарно сценарио за анализираната конструкција е она кога пожарниот сектор е целиот втор кат.

Клучни зборови: армиранобетонска рамка, пожарно сценарио, пожарна отпорност

Cvetanka CHIFLIGANEC¹, Meri CVETKOVSKA², Ljupco LAZAROV³, Milica
JOVANOSKA⁴

FIRE SCENARIO INFLUENCE ON THE FIRE RESISTANCE AND BEHAVIOUR OF RC FRAME STRUCTURE

SUMMARY

For structural fire design, understanding the performance of reinforced concrete frame structures in fire based on different fire scenarios is important. Eight different fire scenarios of standard fire exposure of a three-bay two-storey RC frame are analyzed and the results for the: fire resistance, internal forces and deformations are presented and discussed. The temperature distribution within the structural elements and the structural behaviour due to thermo-mechanical loading are calculated in the specialized computer program for analysis of structures in fire - SAFIR. The worst fire scenario for the frame is when the fire is assumed in the whole second floor.

Keywords: reinforced concrete frame, fire scenario, fire resistance

¹ Assist. MSc, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, lazarov@gf.ukim.edu.mk

⁴ Assist. MSc, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk

^{1, 2, 3, 4} Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia

1. INTRODUCTION

Fires are rare but possible catastrophic events in building's lifetime with serious consequences on building's operation, stability, bearing capacity, etc. Endangerment of human lives and environment is also inevitable when serious building fire occurs.

In general, fire location is hard to be predicted and therefore defining the worst fire scenario that has to be considered in the structural fire design is very challenging. Different fire scenarios mean different locations of the fire in the building in order to create the worst but still realistic fire scenario. After determining the possible fire scenarios, the next step is to determine the design fire. According to the EN1991-1-2, for compartment fire in ordinary buildings with ordinary thermal properties of the compartment boundaries, load density and ventilation conditions, the design fires are given as standard fire curve and parametric fire curve [1].

The aim of the research is to determine the behaviour of a 2D reinforced concrete frame in case of fire, with accent on the different fire scenarios influence on the frame fire resistance. For this purpose, eight different fire scenarios are considered and the heating regime is defined with the standard temperature-time curve ISO-834 ($T=20+345\cdot\log_{10}(8\cdot t+1)$) [1]. The fire scenarios assume fire in different locations of the frame structure i.e. different fire compartments, considering that the fire is limited within the compartment and fire spread is prevented.

In developing countries, where lack of technical standards and codes in the field of fire safety of buildings exists, raising awareness for necessity of assessing the fire resistance of reinforced concrete frame structures is especially important. In practice, in these countries, only some single member elements are analyzed with simplified calculation methods.

Worldwide, nowadays, the global structural response of buildings in fire conditions is accurately determined with the use of advanced calculation methods. The nonlinear numerical analyses presented in this paper are conducted with the computer program specialized for structural fire analysis – SAFIR [2]. The nonlinearity of the problem comes from the changes in material properties by high temperatures (mechanical and thermal), the nonlinear temperature distribution in the element cross-sections (no heat transfer is considered along the axis of the beams and columns) and the continuous change of the internal forces [3].

Using the SAFIR program, the numerical analysis of the structure exposed to fire consists of two steps. The first step involves determining the temperature distribution inside the structural members, referred to as 'thermal analysis'. The second step of the analysis, termed as 'structural analysis', is carried out for the main purpose of determining the response of the structure due to static and thermal loading [2]. For modeling the structure BEEM elements are used.

2. NUMERICAL EXAMPLES

2.1. Description of the structure

The three-bay two-storey RC frame analyzed in this paper is shown in Fig. 1. The structure is made of concrete with siliceous aggregate, with a compressive strength $f_c=30$ MPa and reinforcing bars with a yield strength $f_y=400$ MPa. The RC structure was designed for load combinations that include seismic action, according to the national standards. The cross-sections of all beams are 0.35×0.45 m² and the column sections are 0.40×0.40 m². The concrete cover of all cross-sections is $a=2$ cm. Uniformly distributed load of 50 kN/m (including self-weight) was applied on the beams and forces of 12 kN were applied in the beam to column joints of the first floor. Geometry, support conditions, reinforcement details and numeration of: bays, beams, columns and joints are shown in Fig. 1. Top compartment beams are assumed to be fire exposed on three sides (bottom, left and right side) and bottom compartment beams are assumed to be fire exposed only on the top side. Outer compartment columns are heated only on one side and middle compartment columns are heated on two sides.

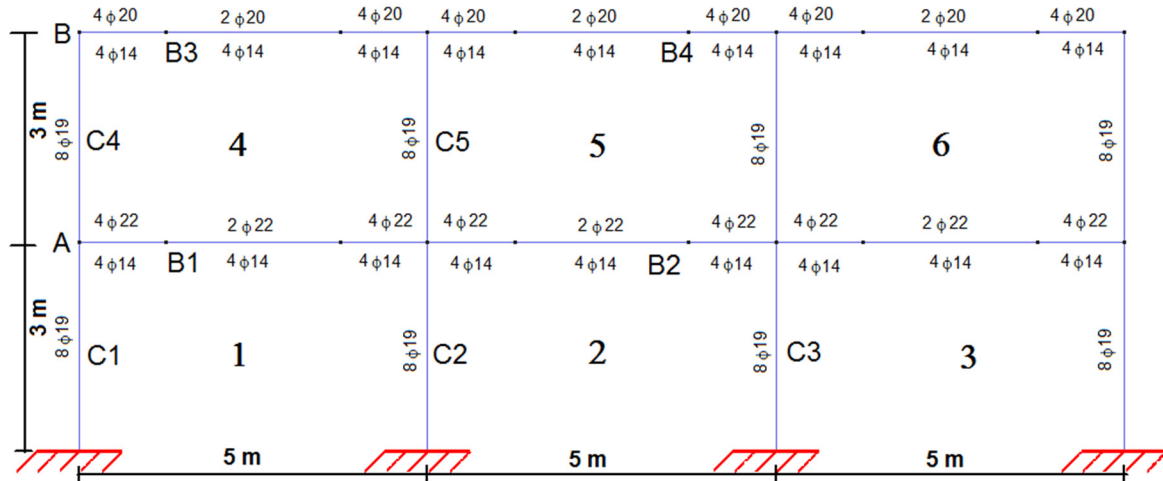


Fig. 1. Display of the frame geometry, support conditions, reinforcement and numeration of: beams, columns, joints and bays

2.2. Thermal analysis

For the concrete the following material thermal properties are used: relative emission coefficient for concrete surfaces $\varepsilon=0.8$, coefficient of heat transfer by convection for exposed surfaces $\alpha_c=25 \text{ W/m}^2\text{K}$ and for unexposed surfaces $\alpha_c=4 \text{ W/m}^2\text{K}$.

The differences in the temperature fields in cross-sections of beams/columns that are fire exposed on one, two or on three sides of the cross-section can be seen in Fig. 2.

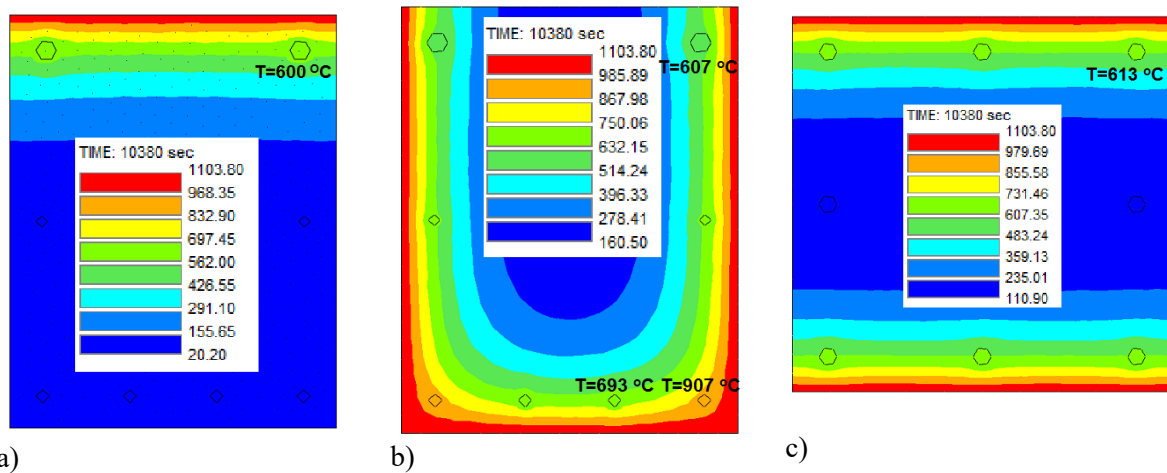


Fig. 2. Temperature fields in cross-sections of elements of the frame structure in Fire scenario VIII, at the moment of failure of structure - $t=173.14 \text{ min}$: a) beam B1 b) beam B3 c) column C5

2.3. Structural analysis

2.3.1. Fire resistance

Varying the fire compartment position, eight different fire scenarios are analyzed in order to compare the results and to define the worst fire scenario that leads to the lowest fire resistance of the frame. Compartmentation of floors and both each spans and floors are assumed. The fire resistance for each analyzed fire scenario, the bending moment diagrams and the deformations of the structure at the moment of failure are presented in Table 1.

The higher the position of the fire compartment is, the fire resistance of the frame is lower. All fire scenarios involving some or all spans of the second floor result with lower fire resistance in comparison to the same fire location but at the first floor [4, 5, 6].

There is a negligible difference in the fire resistance of the frame in case of a whole floor fire compartment and when the fire compartment involves only the outer span or both the outer and the central span of the same floor. Exception to this conclusion is the case when the fire compartment involves only the middle span of the floor. In this case the fire resistance is significantly higher compared to any other possible fire scenario for the same floor [4, 5, 6]. The reason for the highest fire resistance in this case is explained in the sections below.

Fire scenario	Spans that comprise the fire compartment Bending moment diagram and deformation at the moment of failure of structure	Fire resistance
I	<p>1</p>	$t_f=197 \text{ min}=3.28 \text{ h}$
II	<p>2</p>	$t_f=292.98 \text{ min}=4.88 \text{ h}$
III	<p>1, 2</p>	$t_f=197.82 \text{ min}=3.3 \text{ h}$

Fire scenario	Spans that comprise the fire compartment	Fire resistance
	Bending moment diagram and deformation at the moment of failure of structure	
IV	1, 2, 3	$t_f=197.68 \text{ min}=3.29 \text{ h}$
	<p> $\Delta x=-0.00656$ $\Delta y=0.00877$ </p> <p> $\Delta x=-0.00169$ $\Delta y=-0.02332$ </p> <p> $\Delta x=-0.00018$ $\Delta y=0.00643$ </p> <p> $\Delta x=-0.06799$ $\Delta y=0.00947$ </p> <p> $\Delta x=-0.01615$ $\Delta y=0.00663$ </p> <p> $\Delta x=0$ $\Delta y=-0.04548$ </p> <p> $\Delta x=-0.04255$ $\Delta y=-0.11327$ </p>	
V	4	$t_f=172.82 \text{ min}= 2.88 \text{ h}$
	<p> $\Delta x=-0.0531$ $\Delta y=0.00877$ </p> <p> $\Delta x=-0.02519$ $\Delta y=-0.12668$ </p> <p> $\Delta x=-0.02081$ $\Delta y=0.00052$ </p> <p> $\Delta x=-0.00345$ $\Delta y=-0.0506$ </p>	
VI	5	$t_f=208.91 \text{ min}=3.48 \text{ h}$
	<p> $\Delta x=-0.02506$ $\Delta y=-0.00005$ </p> <p> $\Delta x=-0.02504$ $\Delta y=0.00248$ </p> <p> $\Delta x=-0.0003$ $\Delta y=-0.10346$ </p> <p> $\Delta x=-0.01136$ $\Delta y=-0.00017$ </p> <p> $\Delta x=-0.01104$ $\Delta y=-0.00022$ </p> <p> $\Delta x=-0.00538$ $\Delta y=-0.05228$ </p>	

Fire scenario	Spans that comprise the fire compartment	Fire resistance
	Bending moment diagram and deformation at the moment of failure of structure	
VII	4, 5	$t_f=174.44 \text{ min}=2.91 \text{ h}$
VIII	4, 5, 6	$t_f=173.14 \text{ min}=2.89 \text{ h}$

Table 1. Fire resistance, bending moment diagrams, deformations and displacements in characteristic joints of the frame for all fire scenarios

2.3.2. Axial forces

During the first minutes of the fire, large thermal expansions of the fire exposed beams occur. Depending on the fire scenario the thermal elongations are more or less restrained by the adjacent bays.

In the top beams of the fire compartment, in the heated parts of the cross-sections, these restraints result in high compressive forces that act as prestressing forces. The compressive axial force helps in reduction of the positive mid-span bending moment and delays the moment when yielding of reinforcement will occur, so it has a positive effect on the fire resistance of the frame [3, 4, 5, 6]. When fire occurs only in the outer span of a floor, free outward expansion is allowed and the induced axial force is smaller and has a smaller effect. After the initial rapid increase of the compressive axial force, later in the ongoing fire process, the top beams experience reduction of the compression due to heat penetration deeper in the cross-sections, thus resulting in lower temperature differences but higher thermal elongations in comparison to the bottom beams (beams B3 and B4 in fire scenario VII – Fig. 3). Exceptions are the top beams in the cases of fire compartments that comprise only the middle span of a floor. In such cases the compression force increases in time (example, beam B4 in fire scenario VI - Fig. 3). This is the main reason why in the cases of fire scenarios with fire only in the middle span of the floor (fire scenarios II and VI) the fire resistances are much higher compared to the cases when the fire is located in the outer span or spread through the whole floor. In all possible fire scenarios of a particular floor there are no

significant differences in the evolution of the axial forces in the fire exposed top beams (either outer span or middle span beams).

In the bottom beams of the fire compartments, the initial tensile forces, developed as a result of the mechanical loading, fast convert into compressive axial forces (Fig. 3). Because these beams are only heated from the top side and the main part of the cross-section is cold, small thermal elongations occur [3, 4, 5, 6]. Later, in the ongoing fire process, the bigger the restraints of the cold and stiff adjacent frame elements are, the bigger the induced compressive axial forces are i.e. for the bottom beams of the fire compartments there is a difference in the evolution of axial forces in the outer and the middle span beams (beams B1 and B2 in fire scenario VII - Fig. 3).

All columns experience minor changes of axial forces due to the fire exposure.

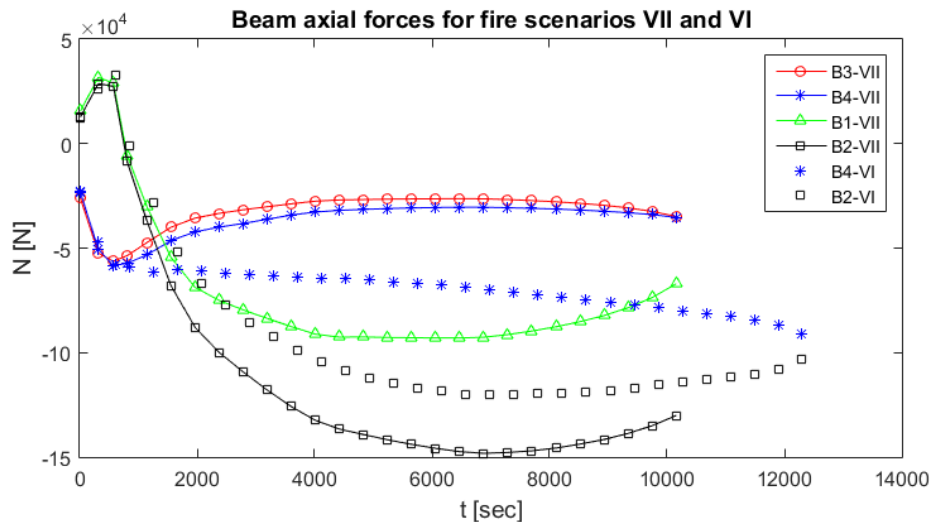


Fig. 3. Time dependent axial forces in beams in fire scenarios VII and VI

2.3.3. Bending moments

All top beams of a fire compartment (fire exposed on the bottom and both sides) tend to lift up during the first minutes of the fire exposure because of the high temperature differences in the cross-sections and the pressure in the lower heated parts of the beam cross-sections. The negative end bending moments of these beams decrease and the positive mid-span bending moments tend to become negative i.e. redistribution of moments occurs. The time when major redistribution occurs depends on the fire scenario and the dimensions of the cross-sections. Later, the temperature penetrates deeper in the cross-sections, the temperature differences between the bottom and the top sides become smaller and the bending moment diagrams tend to return to the shape as for the moment $t=0$ sec, but never reach the initial shapes.

During the first minutes of the fire exposure, because of the compressed upper heated part of the section, all bottom beams of a fire compartment (fire exposed only on the top side) tend to increase the positive mid-span bending moments and to decrease the negative bending moments at the beam ends. The positive bending moments at the mid-spans of these beams increase because of superposition of bending moments due to restricted thermal elongations and of the mechanical loading (Fig. 4 and Fig. 5) [3, 4, 5, 6].

For a particular fire exposed beam of particular floor there are no significant differences in the time-dependent bending moment diagrams in all fire scenarios on that floor. Example, beam B3 in fire scenarios V, VII and VIII, beam B1, as a bottom beam of the analyzed fire compartment in fire scenarios V, VII and VIII or the same beam B1 but now as top compartment beam in fire scenarios I, III and IV.

In fire scenarios where the outer and the central span of a floor comprise the fire compartment there is no significant difference in the time-bending moment diagrams for the top compartment beams, and for the bottom compartment beams small differences are shown. As an example, see top beams B3 and B4 and bottom beams B1 and B2 in fire scenario VII in Fig. 4.

Significant difference in the bending moment evolution is only visible for the top and the bottom beams of a fire compartment. Fig. 4 and Fig. 5 show the above stated for the top beams B3 and B4 and bottom beams B1 and B2.

The heated sides of the cross-sections of one side fire exposed columns are in compression and the cold parts of the sections are in tension for the whole time of the fire exposure. The two sides fire exposed columns in the central parts of the frame have symmetrical temperature fields which results only with compressive forces. Cold unheated columns behave like in normal conditions.

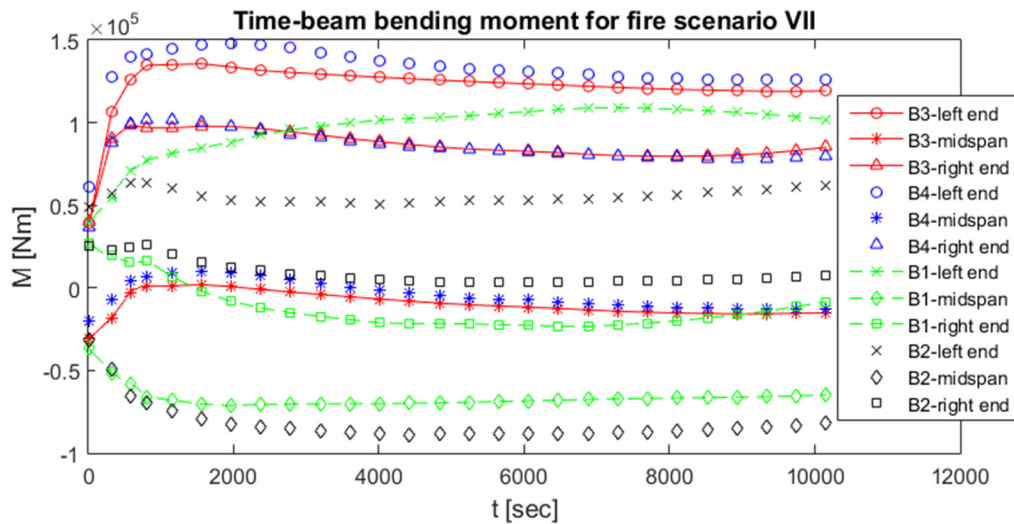


Fig. 4. Time dependent bending moment diagrams for beams in fire scenario VII

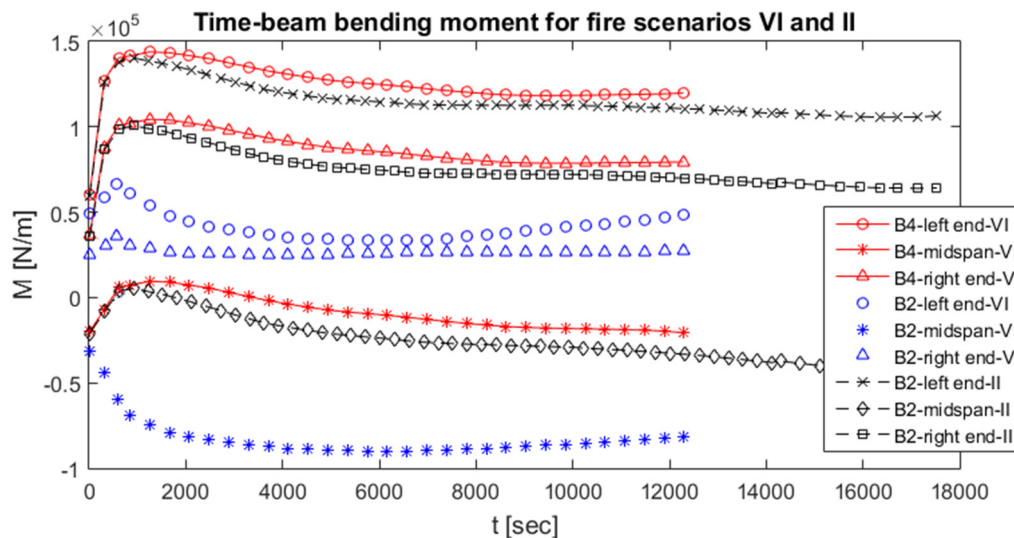


Fig. 5. Time dependent bending moment diagrams for beams in fire scenarios VI and II

2.3.4. Displacements and deformations

As expected, the comparison of the lateral displacements at the top levels of the fire compartments in fire scenarios IV and VIII, which represent whole floor fire compartments, lead to conclusion that the higher the floor is the bigger the lateral displacements are (see Table 1).

Further in this section comparison of the lateral displacements at the top levels of same floor fire compartments is made (see Table 1):

- Fire scenarios: I, III and IV.
- Fire scenarios: V, VII and VIII.

When the fire compartment comprises the outer and the middle span of a floor, the lateral displacement has its largest value. When the fire compartment comprises the outer span only, the lateral displacement has its smallest value. For example, for the first floor fire scenarios, the lateral displacement in joint A has its maximal value in fire scenario III and minimal value in fire scenario I. The displacement in joint A is smallest in fire scenario I (only the outer left span is fire affected) because the cold and stiff upper and right part of the frame structure restrains the displacements. In case of fire scenario III (outer left and middle span are fire affected), the middle span beam of the first floor also tends to elongate, but it is restrained at the right end so the enlarged lateral displacement in joint A is result of the cumulative same direction displacements of beams B1 and B2. In case of fire scenario IV (the whole floor is fire affected), due to enabled thermal elongations of the beams in both directions, the lateral displacement of joint A is a bit smaller in comparison to the one from fire scenario I. The same conclusions apply for the other corresponding fire scenarios.

The deflection of the outer beam B1 has similar values in fire scenarios I, III and IV and the differences are in millimeters. The deflections of the outer beam B3 in fire scenarios V, VII and VIII are slightly greater than of beam B1 in the above mentioned fire scenarios.

Where the fire compartment comprises only the middle span of a particular floor, the lateral displacements at the level of the top beams are smallest because of the cold and stiff outer spans of the frame.

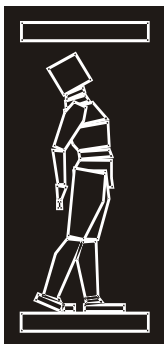
3. CONCLUSIONS

The main conclusions obtained from the comparative analyses were already presented and elaborated in the previous sections of this paper. The process of choosing the worst fire scenario for unrestrained RC frame structure with three spans is quite simplified because of these general conclusions:

- The higher the fire compartment is, the lower fire resistance of the structure is reached.
- In all fire scenarios for a particular floor there is no difference in the fire resistance of the frame, except in the case when the fire compartment comprises only the middle span. Then, drastic improvement of the fire resistance is reached and lower lateral displacements occur (because of the high compression forces induced in the middle beams).
- Different levels of restraint from surrounding cold frame elements affect the deflections and the thermal expansions of the fire exposed beams.

REFERENCES

- [1] European Committee for Standardization (CEN), (1991-2202). EN-1991-1-2-2002. Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1-2: General actions - Actions on Structures Exposed to Fire. CEN. Brussels.
- [2] Franssen J.-M. (2005). "SAFIR: A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire." *Engineering Journal*. A.I.S.C., Vol. 42 No. 3, pp. 143-158.
- [3] Cvetkovska, M. (2002). *Nonlinear stress strain behavior of RC elements and RC frames exposed to fire*. Diss, Ss. Cyril and Methodius – Skopje, R. Macedonia.
- [4] Chifliganec C., Cvetkovska M., Milanovic M., Jovanoska M. (2016a). "Fire scenario influence on the fire resistance of RC frame." *Proceedings of the 2016 symposium of the Association of Structural Engineers of Serbia*. Zlatibor, R. Srbija, Belgrade, ASES, 274-283.
- [5] Chifliganec C., Cvetkovska M., Milanovic M., Jovanoska M. (2016b). "Fire compartment influence on structural behavior of RC frame." *Proceedings of the 15th International Conference on Fire and Explosion protection*. 2016, Novi Sad, R. Serbia, pp. 37-45.
- [6] Chifliganec C., Cvetkovska M., Milanovic M., Jovanoska M. (2016c). "Influence of fire compartment position on the behavior and the fire resistance of a RC frame." *12th International Scientific and Professional Conference on Contemporary Theory and Practice in Construction*. Banja Luka, Republic of Srpska, pp. 455-462.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Мери ЦВЕТКОВСКА¹, Мирјана ЛАБАН², Ана ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА³,
Маријана ЛАЗАРЕВСКА⁴, Елена ЦВЕТКОВСКА⁵

ВЛИЈАНИЕ НА ОЦАЦИТЕ ВРЗ ПОЖАРНАТА БЕЗБЕДНОСТ НА ТРАДИЦИОНАЛНИТЕ ДРВЕНИ КУЌИ

РЕЗИМЕ

Според официјалните статистички податоци, пожарите предизвикани од пожар внатре во оцакот претставуваат речиси 20% од сите пожари што во балканскиот регион се случуваат во семејните традиционални дрвени куќи. Високата температура од оцаците може да има влијание врз појавата на пожар на дрвените носачи. За да се предвиди појавата на пожар во објектот поради пожар во оцакот, анализиран е склоп оцак-дрвена подна конструкција и дефиниран е преносот на топлина во склопот. Анализирани се неколку видови подни конструкции, со и без изолација, во контакт со сидан оцак и дефиниран е моментот на појава на пожар.

Клучни зборови: пожар во оцак, дрвена конструкција, пренос на топлина

Meri CVETKOVSKA¹, Mirjana LABAN², Ana TROMBEVA GAVRILOSKA³,
Marijana LAZAREVSKA⁴, Elena CVETKOVSKA⁵

INFLUENCE OF CHIMNEYS ON FIRE SAFETY OF TRADITIONAL WOODEN HOUSES

SUMMARY

According to official fire statistics, chimney fires account for almost 20% of all fires that occur in family residential buildings every year in the Balkan region. The high temperature from the chimneys may have an influence on fire spreading to the wooden girders. To predict the possible appearance of fire, the chimney – timber floor heat transfer mechanism was investigated, namely, the time dependent temperature distribution in the cross section of few types of mostly used chimneys and floor structures were analyzed and the moment of ignition was defined.

Keywords: chimney fire, wooden structure, heat transfer, fire safety

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, mlaban@uns.ac.rs

³ Asoc.Prof. PhD, Faculty of Architecture, UKIM, Skopje, Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk

⁴ Assist.prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk

⁵ Bsc. civil engineer, Rubau, e.cvetkovskaa@hotmail.com

1. INTRODUCTION

Nowadays, the design of chimneys is based on the temperature indicated in the CE marking of fireplaces. The temperature indicated in the CE marking is the mean temperature of the nominal test and the value is up to 212°C, but in practice temperatures are much higher and may be in range 210°C - 540°C [1, 2].

When wood is exposed to constant heating over a period of time, may undergo chemical change resulting in a much lower ignition temperature and increased potential for self ignition. From that reason a very important factor in preventing fire in wooden houses is limiting the temperature rise in timber and other surrounding flammable elements.

When wood burns slowly and makes a smoky fire, the smoke can condense on the cool inner surface of the chimney producing creosote deposits. Creosote is a highly-flammable material. If it ignites at the base of the chimney, it can produce a raging fire that travels up the chimney causing extremely high temperatures as it spreads. In case when coal is used as a fuel, the chimney fire may reach 1000°C, while in case of a wooden fuel, it may reach 1200°C [3]. In such a case the chimney may become hot enough to ignite nearby building materials and start a house fire.

2. CHIMNEY FIRE INFLUENCE ON STRUCTURAL TIMBER FRAME ELEMENTS

The objective of this study was to show that the materials used for the chimney and the construction details are important factors for preventing fires in traditional wooden houses. In the Balkan countries the characteristic detailing is a common heritage originating from the folk architecture. Chimneys are made of brick work, with or without rendering from outside, wooden girders in floor and roof structures are traditionally made of oak and pine and often placed close to the chimney.

Three cases of floor structure in contact with a chimney (with and without a protective layer) are presented in Fig.1. In many cases, especially when the chimney is built of decorative bricks, the chimney shaft is not rendered from the outside (Fig.1a). In other case a mortar or gypsum plaster board is placed over the chimney shaft (Fig.1b), but very often this layer is missing at the contact between the chimney and the wooden elements. Often, because of the heating effects, there is no insulating protective layer along the shaft, or insulation is used only at the contact between the chimney and the wooden elements (Fig.1c). The fire risk for these three cases is different and is analysed in this study.

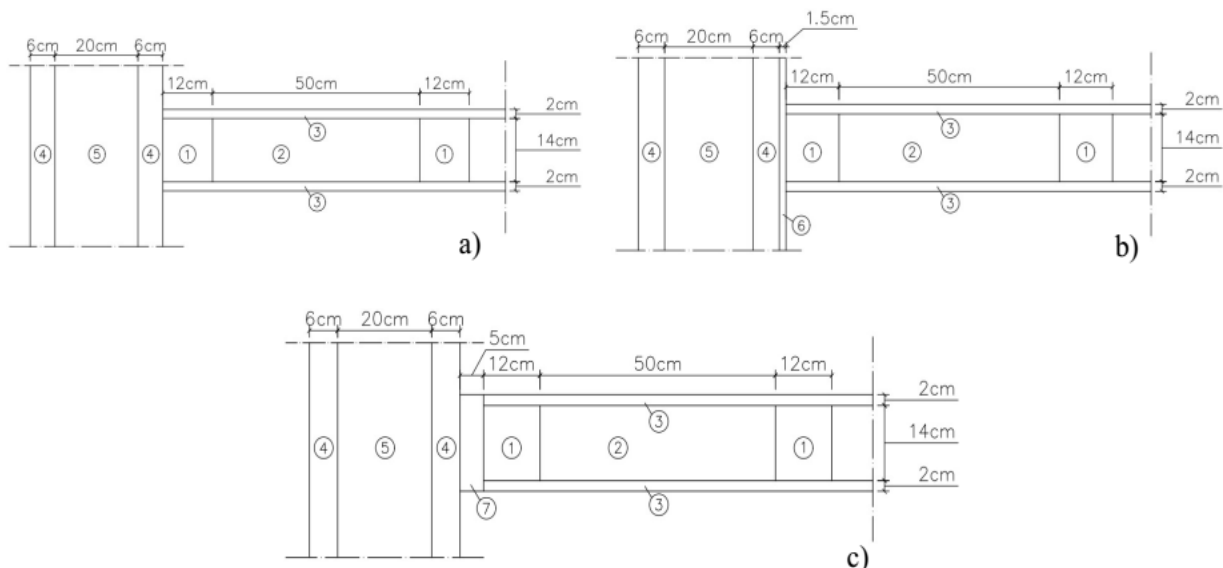


Fig. 1. Characteristic detailing of a timber floor structure in rural houses: a) without thermal insulation, b) with insulation of mortar or gypsum board, c) with stone wool insulation at the contact with the chimney. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panels as floor covering or ceiling, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-mortar or gypsum plasterboard, 7-stone wool.

2.1 Nonlinear and transit thermal analysis

The temperature distribution in the cross section of the timber floor structure which is in contact with the chimney depends on: the position and distance of the timber elements from the chimney, the geometry and thermal properties of the chimney elements and timber, the thermal properties of eventual protective layers and the temperature inside the chimney. The nonlinear and transient temperature distribution can be calculated by use of the Theory of Heat Transfer [4, 5].

The governing differential equation for conductive heat transfer is:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z}) = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

where:

- $\lambda_{x,y,z}$ is the thermal conductivity in all three directions (temperature dependent);
- ρ is the density of the material (temperature dependent);
- c is the specific heat (temperature dependent) and
- t is the time parameter.

The boundary conditions can be modeled in terms of both heat transfer mechanisms: convection and radiation.

The heat flux caused by convection is:

$$q_c = h_c (T_z - T_f) \quad (2)$$

where: h_c is the coefficient of convection (for wall in room at ambient temperature the recommended value is $h_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$, while in case of room fire, or in case of airflow through the chimney (chimney fire) its recommended value is $h_c \geq 25 \text{ W/m}^2\text{K}$) [17, 18, 19]; T_z is the temperature at the boundary of the element; T_f is the temperature of the fluid around the element.

The heat flux caused by radiation is:

$$q_r = V \varepsilon \sigma_c (T_{z,a}^4 - T_{f,a}^4) = h_r (T_z - T_f) \quad (3)$$

$$h_r = V \varepsilon \sigma_c (T_{z,a}^2 + T_{f,a}^2) (T_{z,a} + T_{f,a}) \quad (4)$$

where:

- h_r is the coefficient of radiation (temperature dependent);
- V is the radiation view factor (usually, $V=1.0$);
- ε is the resultant coefficient of emission $\varepsilon = \varepsilon_f \varepsilon_z$; $\varepsilon_f = 1.0$ is the coefficient of emission for the surrounding fluid; ε_z is the coefficient of emission for the surface of the element,
for brick elements $\varepsilon_z = 0.9$;
- $\sigma_c = 5.67 \cdot 10^{-8}$ is Stefan-Boltzmann constant;
- $T_{z,a}$ is the absolute temperature of the surface;
- $T_{f,a}$ is the absolute temperature of the fluid.

In case of chimney fire analysis $T_{f,a}$ is the room air temperature or the flue gas temperature.

Using the typical Galerkin finite element approach, Equation (1) assumes the following form:

$$\int_V N^T \left[\lambda_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \lambda_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \lambda_z \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} - \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \right] dV = 0 \quad (5)$$

where the approximation field function is expressed in terms of the interpolation function as:

$$T = N \times T_e \quad (6)$$

Integration of Equation (5) by parts yields:

$$\begin{aligned} & \int_V \left(\left[\frac{\partial N}{\partial x} \right]^T \lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} + \left[\frac{\partial N}{\partial y} \right]^T \lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} + \left[\frac{\partial N}{\partial z} \right]^T \lambda_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) dV - \int_S N^T \left(\lambda_x l_x \frac{\partial T}{\partial x} + \lambda_y l_y \frac{\partial T}{\partial y} + \lambda_z l_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) ds \\ & + \int_V \rho c N^T T dV = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

where:

$$q = q_c + q_r = (h_c + h_r) (T_z - T_f) \quad (8)$$

Finally, the governing equation takes the form:

$$C \dot{T} + (K_1 + K_2)T + RT = P \quad (9)$$

where:

$$C \text{ - heat capacity matrix (temperature dependent): } C = \int_V \rho c N^T N dV \quad (10)$$

$$K_1 \text{ -conductivity matrix (temperature dependent): } K_1 = \int_V B^T D B dV \quad (11)$$

$$K_2 \text{ -convective matrix: } K_2 = \int_S h_c N^T N dS \quad (12)$$

$$R \text{ -radiative matrix (temperature dependent): } R = \int_S h_r N^T N dS \quad (13)$$

P - external heat flux vector (that is caused by convection and radiation on the surface of the element and is temperature dependent):

$$P = \int_S h_c T_f N^T dS + \int_S h_r T_f N^T dS \quad (14)$$

\dot{T} is the vector of temperature derivatives,

T is the vector of unknown temperatures at the nodal points of the element.

If the heat capacity of the material is taken into consideration and if the thermal load is time dependent, the problem becomes transient, in which case, an iterative procedure has to be used for solving Equation (9). In a small time interval, we assumed that the time derivative of the temperature was constant:

$$\dot{T}_t = \dot{T}_{t+\Delta t} = \frac{T_{t+\Delta t} - T_t}{\Delta t} \quad (15)$$

Summarizing Equation (9) for time t and $t + \Delta t$ and assuming that the capacity matrix in the small time interval is constant: $C_t = C_{t+\Delta t}$, the heat flow equation for a small time step becomes:

$$\left[K_{t+\Delta t} + \frac{2}{\Delta t} C_t \right] T_{t+\Delta t} = \left[-K_t + \frac{2}{\Delta t} C_t \right] T_t + P_{t+\Delta t} + P_t \quad (16)$$

Equation (16) together with the initial and boundary conditions completely solves the problem. Taking the radiation into account makes the problem nonlinear. This problem is solved by involving a new iterative procedure at every time step. The problem also becomes nonlinear when temperature dependent physical properties of the materials are assumed. In that case, the conductivity and capacity matrix are defined at the beginning of each time step based on the temperature from the previous time step.

This procedure is implemented in the computer program FIRE [4] originally developed at the Faculty of Civil Engineering in Skopje, Macedonia. The program FIRE was verified through a few case studies [4] by comparing the numerically achieved results with the experimental ones and with the results obtained by use of the SAFIR program [9].

2.2 Case study-timber frame member in contact with chimney

This case study demonstrates the risk of spontaneous ignition of structural timber elements in contact with a chimney (Fig.1) in which, in normal regime, the flue gas temperature is assumed to be 250°C, while in case of a chimney fire, it is assumed to rise up to 1000°C [3].

The geometry of the analyzed floor assemblies is presented in Fig. 1. Three different case studies were analyzed:

- Case I - the timber frame member (beam element) is in direct contact with the chimney (Fig.1a);
- Case II – an insulation of 1.5 cm gypsum plasterboard is placed between the timber frame member (beam element) and the chimney (Fig.1b);
- Case III – an insulation of 5 cm stone wool is placed between the timber frame member (beam element) and the chimney (Fig.1c).

The chimney is built of bricks $d = 6\text{cm}$. The coefficient of thermal conductivity for the brick is assumed to be constant. The thermal properties of all other constitutive materials (timber, stone wool and gypsum) are temperature dependent, as it is recommended in [8, 10], and the recommended relationships are incorporated in the computer program FIRE [4] which is used for the numerical analysis. The material properties at room temperature (20°C) are given in Table 2.

Material	Thermal conductivity “ λ ” [W/mK]	Specific heat “ c ” [J/kgK]	Density “ ρ ” [kg/m ³]
Brick	0.760	920	1800
Wood (pine)* 12% moisture	0.120	1530	580
Gypsum plasterboard	0.400	960	950
Stone wool	0.036	880	50
Air cavity	0.026	1005	1.205

*The values are recommended in EN 1995-1-2 [8]

Table 2. Thermal properties of materials at room temperature (20oC)

While defining the non-linear and transient temperature field in the cross section of the timber floor structure, which is close to the chimney, the problem is treated as two-dimensional and the flue gas temperature in the chimney appears to be a unique thermal load. It is assumed that the flue gas temperature increases according to the standard fire curve ISO 834, starting from 250°C, up to 1000°C, as it is recommended in literature [3]. The temperature in the room is a boundary condition that has to be prescribed, too. Usually, in winter, the air temperature is 20°C. The convection coefficient for the outer surface of the chimney shaft (on the side of the room) is assumed to be 4 W/m²K, while for the inner surface of the shaft the lowest recommended value is assumed ($h_c = 25\text{W/m}^2\text{K}$) [6,7,8].

A 2D heat transfer analysis is conducted by using the program FIRE [4]. Because of the horizontal axis symmetry, only upper half parts of the assemblies are analyzed. The cross sections of the floor assembly

and the brick wall chimney shaft are discretized by 1056 four node isoparametric finite elements (5x5 mm). The time stem is 0.01 hours = 3.6 seconds.

The time dependent temperature field in the cross section of the timber floor assembly for the three analyzed cases (with and without thermal insulation at the contact with the chimney) is presented in figures 2 - 8.

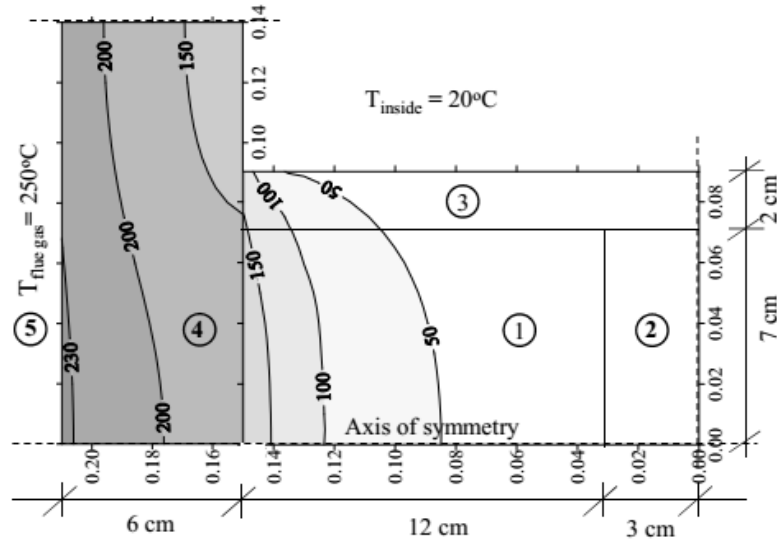


Fig. 2. Isotherms in the timber floor cross section after 5 hours normal regime of the chimney (the gas temperature inside the chimney is 250 oC). Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue.

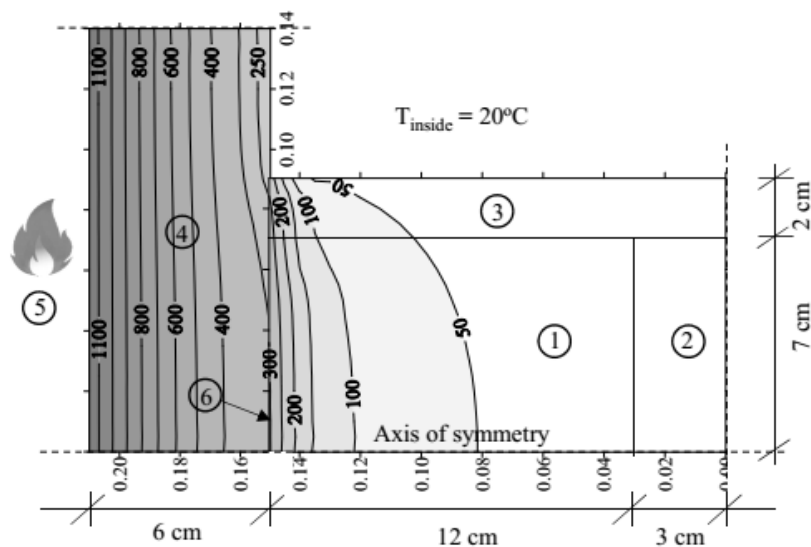


Fig. 3. Isotherms in the timber floor cross section after 5 hours of normal regime of the chimney (the gas temperature is 250 oC), followed by 24 minutes fire action (ISO 834), when the formation of a contact char layer starts. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-char layer.

In case I, the timber frame member (beam element) is in direct contact with the chimney. The isotherms in the timber floor cross section after 5 hours of normal regime are presented in Fig. 2. Within a short time after the start of the chimney fire ($t=24$ minutes), the temperature in the inner part of the beam cross section reaches 300oC (Fig. 3). At that moment, the charring process starts and after 6 minutes ($t=36$ minutes), the whole contact surface reaches 300oC (Fig. 4). This moment may be assumed as the moment when spontaneous ignition of the wooden elements starts. The charring rate in this case is 0.83 mm/min (after 6 minutes, the char layer is 5 mm).

In case II, an insulation of 1.5 cm gypsum plasterboard is placed between the timber frame member (beam element) and the chimney (Fig.1b). In this case, the moment of spontaneous ignition is postponed. The isotherms in the timber floor cross section after 5 hours of normal regime are presented in Fig. 5. After one hour of fire action, the temperature at the timber beam surface reaches 300°C (Fig. 6). After two hours (Fig. 7), as a result of the insulating layer, the char layer thickness is only 25 mm, which means that the charring rate is 0.416 mm/min.

In case III, an insulation of 5 cm stone wool is placed between the timber frame member (beam element) and the chimney (Fig.1c). In this case, the moment of spontaneous ignition is much more postponed. After 2.3 hours of fire action, the temperature reaches 300°C (Fig. 8) at some points of the cross section. Normally, chimney fires do not last so long.

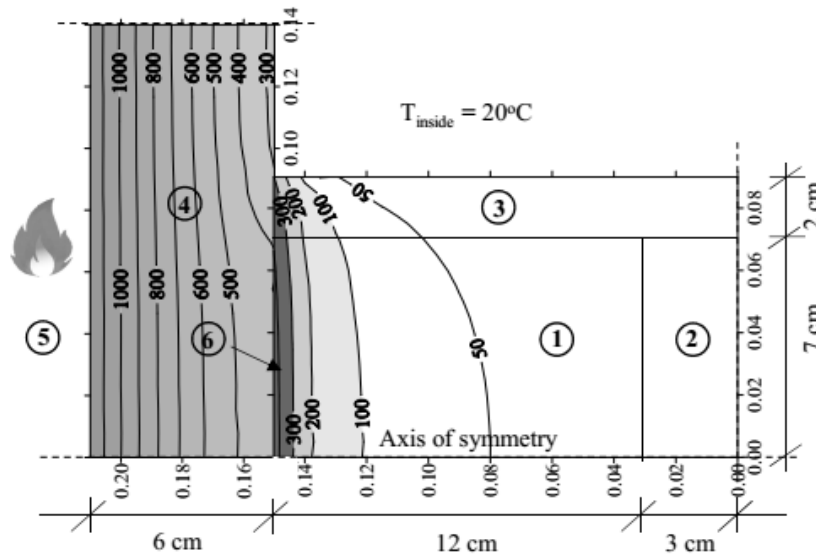


Fig. 4. Isotherms in the timber floor cross section after 5 hours of normal regime of the chimney (the gas temperature is 250 oC) followed by 36 minutes fire action (ISO 834), when the char layer is in contact with air. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-char layer.

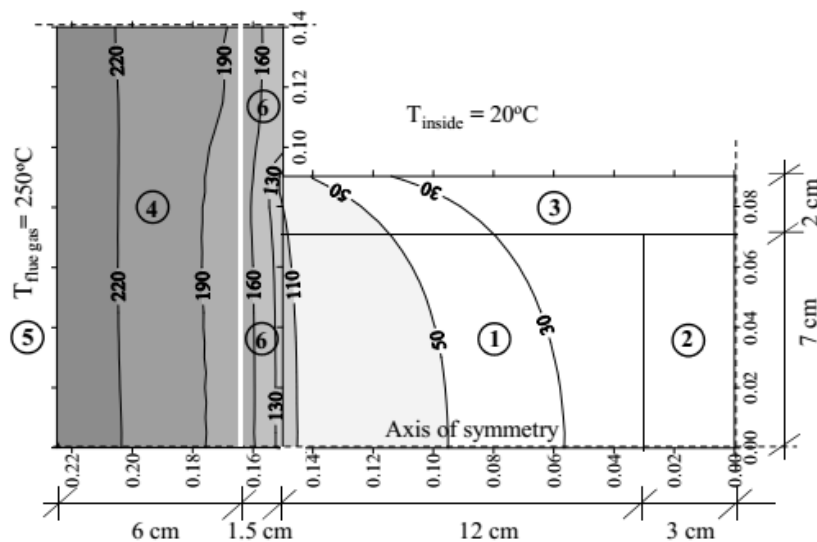


Fig. 5. Isotherms in the timber floor cross section in case of gypsum plasterboard insulation, after 5 hours of normal regime of the chimney (the gas temperature inside the chimney is 250 oC). Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-gypsum plasterboard.

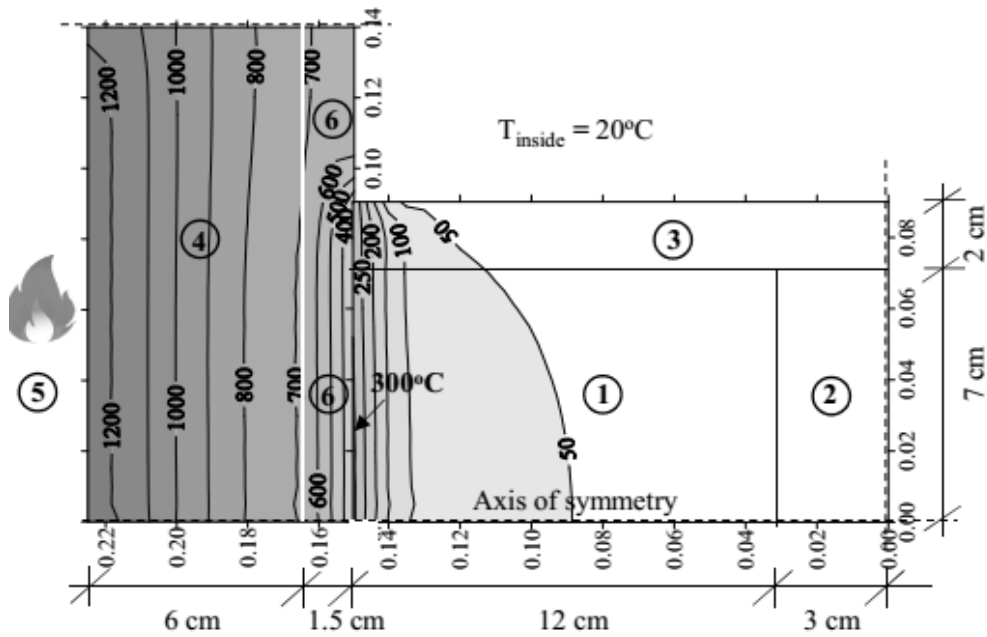


Fig. 6. Isotherms in the timber floor cross section in case of gypsum plasterboard insulation, after 5 hours of normal regime of the chimney followed by 1 hour fire action (ISO 834), when the formation of a contact char layer starts. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-gypsum plasterboard.

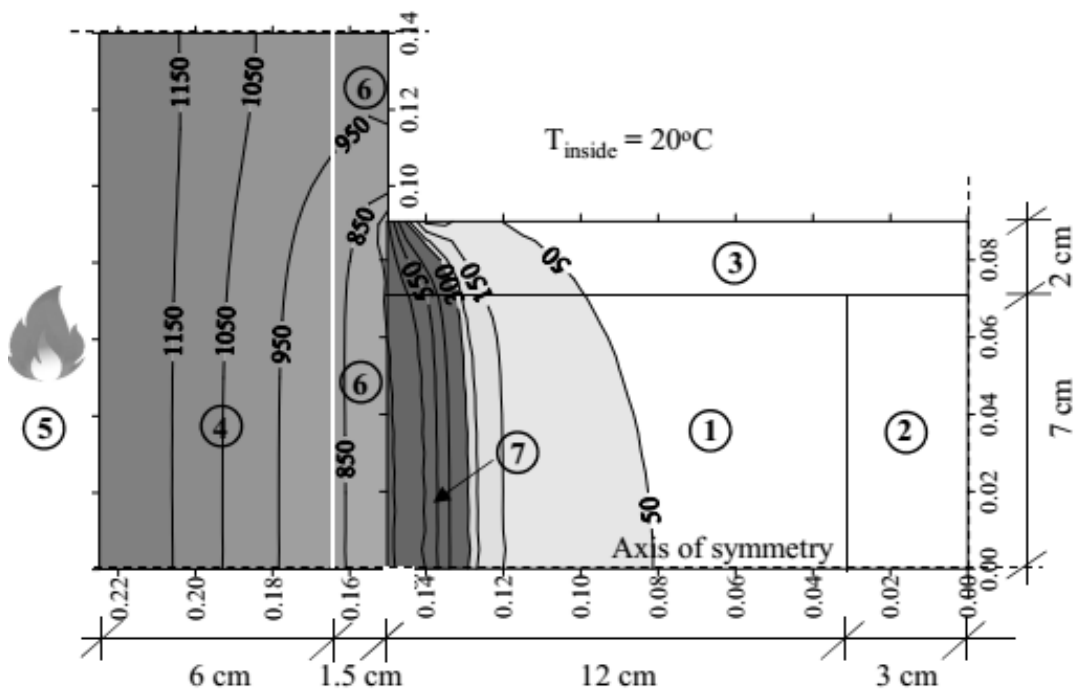


Fig. 7. Isotherms in the timber floor cross section in case of gypsum plasterboard insulation, after 5 hours of normal regime of the chimney followed by 2 hours fire action (ISO 834), when the formation of a contact char layer starts. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-gypsum plasterboard, 7-char layer.

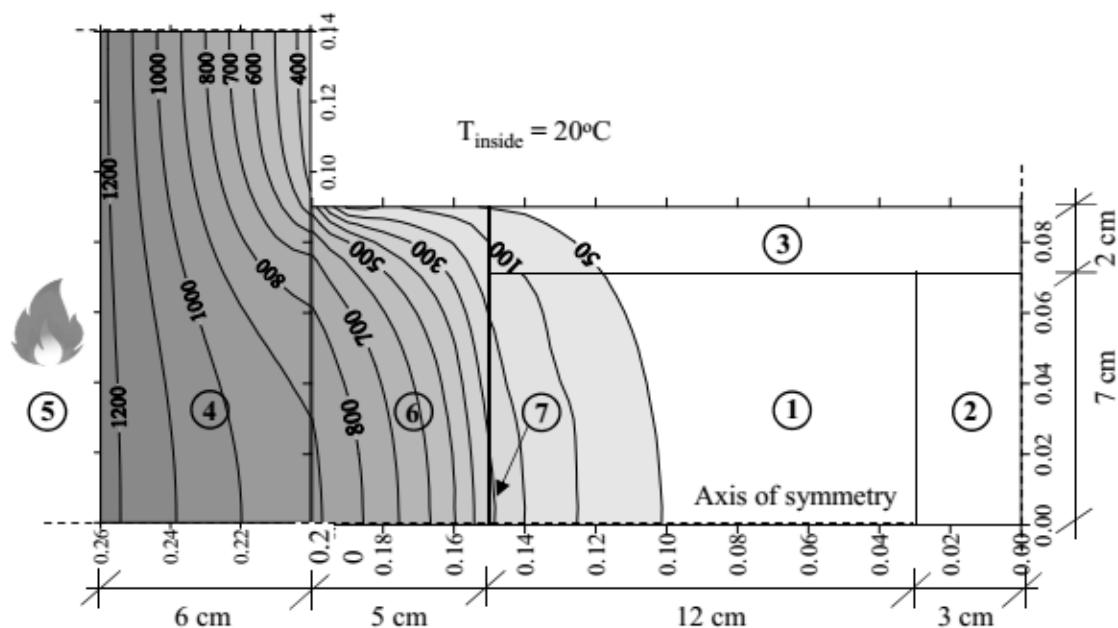


Fig. 8. Isotherms in the timber floor cross section in case of a 5 cm stone wool insulation between the chimney and the wooden beam element, after 5 hours of normal regime of the chimney followed by 2.3 hours fire action (ISO 834), when the formation of a contact char layer starts. Legend: 1-timber frame element, 2-void cavity, 3-timber solid panel, 4-chimney shaft, 5-chimney flue, 6-stone wool, 7-char layer.

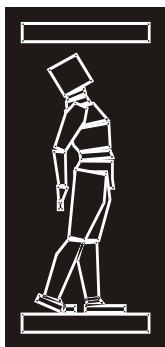
3. CONCLUSION

In case of chimney fires, the flue gas temperatures are very high (around 1100°C) and may cause damage to the chimney structure and the nearby combustible parts of the house. When a chimney fire occurs in a masonry chimney, high temperatures can melt the mortar and crack the tiles. These effects provide a pathway for the flames to reach the combustible timber frame elements of the house, but adequate measures may prevent these negative effects and stop the spread of fire to the entire building. Often, because of the heating effects, there is no insulating protective layer along the chimney shaft, or insulation is used only at the contact between the chimney and the wooden elements. The results from the analyses of the three different case studies show that the moment of spontaneous ignition of the wooden elements can be significantly postponed by using insulating layers of gypsum plasterboard or stone wool between the chimney wall and the timber elements. A thin layer of 1.5 cm gypsum plasterboard delays the ignition for 2.5 times and decreases the charring rate for 50%.

REFERENCES

- [1] R.D.Peacock, Wood Heating Safety Research: An Update, Center for Fire Research, National Bureau of Standards, Gaithersburg, Maryland 20899, 1987
- [2] P.Leppänen, T.Inha, M. Pentti, An Experimental Study on the Effect of Design Flue Gas Temperature on the Fire Safety of Chimneys, Fire technology, July 2015, Volume 51, Issue 4, pp 847–866
- [3] L. Walker, Proper installation, operation and maintenance of a wood stove, http://nasdonline.org/static_content/documents/335/d000132.pdf
- [4] CICIND, Manual for Thermofluidynamic Design of Chimneys and Chimney Liners, August 2001
- [5] M. Cvetkovska, Nonlinear Stress Strain Behaviour of RC Elements and Plane Frame Structures Exposed to Fire, PhD Thesis, Ss Cyril and Methodius University in Skopje, Macedonia, 2002, 284p

- [6] D. R. Pitts, L. E. Sissom, Theory and Problems of Heat Transfer, McGraw-Hill book company, 1977
- [7] EN 1991-1-2: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules. Structural Fire Design, 2004
- [8] EN 1995-1-2: Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1-1: General Rules. Structural Fire Design, 2004
- [9] SAFIR-Computer Program, University of Liege, Belgium, 2014.
- [10] JRC and CEN TC 250/SC5: *Fire safety in timber buildings*, Technical guideline for Europe, SP Report 2010:19, SP Technical Research Institute of Sweden (available at the website www.jrc.ec.europa.eu), 2010



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Горан ГОШЕВСКИ¹, Гоце ПРАНГОВСКИ², Ѓорѓи ГОШЕВ³

ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА И АНАЛИЗИ НА А.Б. КОНСТРУКЦИИ ПРИ ДЕЈСТВО НА ПОЖАР

РЕЗИМЕ

Во изминатиот период Градежниот Институт Македонија А.Д. Скопје беше ангажиран со цел утврдување на состојбата на а.б. конструкции кои претходни биле зафатени од дејство на пожар. Односно станува збор за една спортска сала и еден индустриски објект кај кои се забележливи видливи оштетувања од дејството на пожар, и потребни се соодветни испитувања на а.б. конструкции со цел анализа на нивната моментална состојба. Подготвените програми за работа предвидуваа лабораториски испитувања со цел утврдување на квалитетот на оцврнат бетон, состојба на вградена арматура и дефинирање на општата состојба во која објектот се наоѓа.

Клучни зборови: лабораториски испитувања, пожар, бетон, конструкции

Goran GJOSHEVSKI¹, Goce PRANGOVSKI², Gjorgji GOSHEV³

LABORATORY TESTS AND ANALYSIS OF R.C. CONSTRUCTIONS AFTER THE ACTIVITY OF FIRE

SUMMARY

In the past period the Civil Engineering Institute Makedonija was engaged in order to determine the condition of r.c. constructions previously affected by the activity of fire. The analyzed objects are sports hall and industrial facility with visible damages by the activity of fire, and their current state was analyzed according to appropriate tests. The previously prepared programs were consisted of laboratory tests in order to determine the quality of hardened concrete, the condition of reinforcement and the general condition of the objects.

Keywords: laboratory tests, fire, concrete, constructions

¹ Магистер од областа на градежништвото, Одговорен инженер, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, goran.gjosevski@gim.com.mk

² Магистер од областа на градежништвото, Раководител на сектор, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, goce.prangovski@gim.mk

³ Магистер од областа на градежништвото, Директор на завод, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, gorgi.gosev@gim.mk

1. ВОВЕД

Во изминатиот период Градежниот Институт Македонија А.Д. Скопје беше ангажиран со цел утврдување на состојбата на а.б. конструкции кои претходни биле зафатени од дејство на пожар. Во анализите опфатени се два објекти со различна примена и тоа: спортска сала и индустриски објект. На барање на инвеститорите кај истите објекти се извршени лабораториски испитувања и анализи со цел утврдување на квалитетот на оцврснат бетон, состојбата на вградена арматура и дефинирање на општата состојба на објектите по дејството на пожар со цел подготовка на проекти за нивна санација и повторно враќање во употреба.

Анализата на објектите се извршени по претходно извршен увид на лице место и соодветно подготвени програми за работа, и тоа:

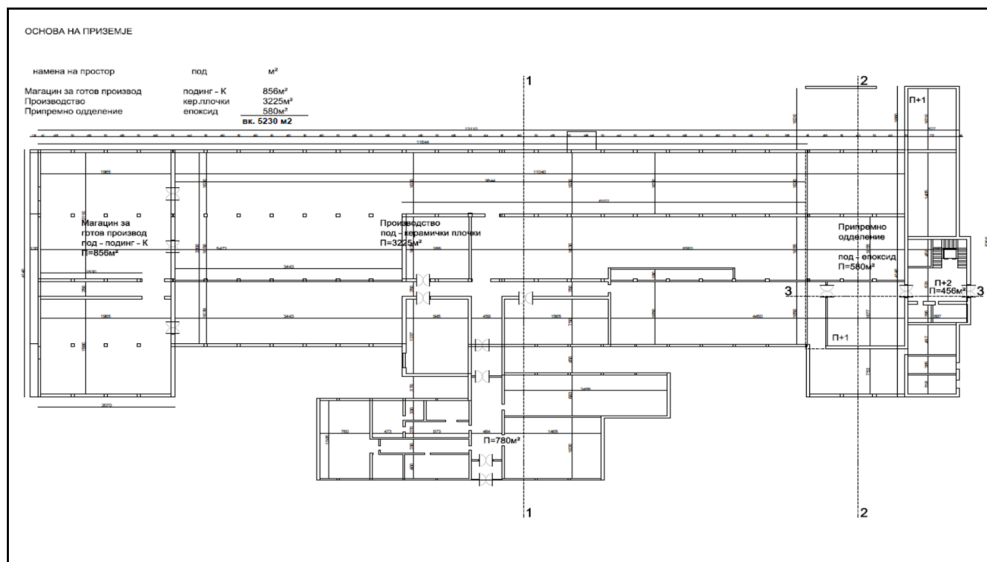
- Деструктивна метода: обележување, вадење, обработка и испитување на бетонските јадра на дигитална преса Матест, согласно стандардот МКС У.М1.048.
- Деструктивна метода – штемање, вадење и испитување на арматура со цел одредување на механички карактеристики, согласно стандардот МКС Ц.А4.002.
- Деструктивна метода: обележување и испитување на атхезиона врска помеѓу бетон и арматура со Pull off тестер, согласно стандардот МКС EN 1542.

Лабораториските испитувања се извршени во согласност со препораките во стандардите и со соодветна лабораториска опрема.

2. ОПОЖАРЕН ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ

2.1. Опис на објектот и програма за работа

Индустриски објект опфатен во анализите претставува а.б. скелетна конструкција со катност П+1 и зафаќа површина од околу 5.000,00 m².



Сл. 1. Основа на приземје на индустриски објект

За утврдување на квалитетот на вградениот бетон во конструктивниот систем и состојбата на вградена арматура која го вршеше специјализирана стручна екипа од Градежниот институт “Македонија” А.Д. Скопје, подготвена е следната програма:

- Деструктивна метода: обележување, вадење, обработка и испитување на бетонските јадра на дигитална преса Матест согласно стандардот МКС У.М1.048.
- Деструктивна метода – штемање, вадење и испитување на арматура со цел одредување на механички карактеристики, согласно стандардот МКС Ц.А4.002.



Сл. 2. Изглед на опожарен индустриски објект

2.2. Лабораториски испитувања на оцврснат бетон

За утврдување на квалитетот на оцврснат бетон предвидени се 14 контролни места од а.б. плочи, греди и столбови. Јадрата беа обележани, евидентирани и пренесени со цел подготовка за контролно испитување на јакост на притисок.



Сл. 3. Изглед на а.б. греда

Р. број	Обележување	Конструктивен елемент	Јакост на притисок [Мпа]
/	/	/	[Мпа]
1	J1	А.Б. Греда	15,6
2	J2	А.Б. Столб	32,0
3	J3	А.Б. Греда	31,6
4	J4	А.Б. Столб	17,9
5	J5	А.Б. Греда	30,2
6	J6	А.Б. Столб	10,8
7	J7	А.Б. Греда	20,8
8	J8	А.Б. Столб	14,0
9	J9	А.Б. Греда	28,6
10	J10	А.Б. Столб	24,9
11	J11	А.Б. Столб	18,5
12	J12	А.Б. Столб	22,7
13	J13	А.Б. Столб	21,1
14	J14	А.Б. Столб	24,2

Табела 1. Табеларен приказ на испитани бетонски јадра

2.3. Лабораториски испитувања на вградена арматура

За утврдување на квалитетот на вградена арматура предвидени се контролни испитувања на вградената глатка арматура со димензии: Φ 18, Φ 22 и Φ 25. Арматурните прачки беа исечени, обележани, евидентирани и пренесени со цел подготовка за контролно испитување на механичко-деформациони карактеристики.



Сл. 4. Изглед на арматурни прачки во а.б. греда

Р. број	Дијаметар Φ	Граница на развлекување	Цврстина при затегнување	Издолжување δ 10	Контракција ψ
		σ_{yk}	F_{ak}		
/	[mm]	[Мпа]	[Мпа]	%	%
1	22	276,4	397,4	28,1	64,0
2	22	261,9	389,9	30,8	63,5
3	22	284,3	397,4	31,7	62,9
4	22	298,7	447,4	26,7	58,3
5	22	276,4	398,7	28,5	64,0
6	18	283,1	440,4	26,7	57,0
7	18	287,0	397,1	30,7	61,3
8	25	253,8	372,0	19,0	65,4
9	25	265,0	418,9	21,3	58,0
10	25	259,9	378,1	28,7	61,1

Табела 2. Табеларен приказ на физичко-механички карактеристики на глатка арматура

2.4. Анализа на лабораториските резултатите

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со деструктивна метода на бетонот во конструкција може да се констатира следното:

- Од извршените испитувања на бетонот со деструктивна метода во конструкција со вадење на бетонски јадра согласно стандардот МКС У.М1.048 се констатирани јакосни карактеристики на бетонските јадра кои се движат во границите 10,8-32,0 Мпа.
- Кај бетонските јадра кои се карактеризираат со јакосни карактеристики над 25 Мпа е забележана рамномерна распределеност на крупните зрна како и добра прионливост на цементната паста околу зрната од агрегат.
- Кај бетонските јадра кои се карактеризираат со јакосни карактеристики под 25 Мпа е забележано присуство на прашина како и макро пори во пробите.

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со деструктивна метода на арматурни шипки Φ 18, 22 и 25 може да се констатира следното:

- Арматурните прачки со дијаметар Φ 18, 22 и 25 извадени од а.б. конструкции кај кои е евидентно мало оштетување (во форма на извиткување) се испитани и добиените физичко-механички карактеристики укажуваат дека истите согласно ПБАБ 87, член 72 и табела 14 одговараат на челик со ознака Ч0300, односно арматура со ознака ГА 240/360.

3. ОПОЖАРЕНА СПОРТСКА САЛА

3.1. Опис на објектот и програма за работа

Спортската сала опфатена во анализите претставува а.б. скелетна конструкција со еден кат и зафаќа површина од 900 m². Истата се состои од 33 полиња со распони од 4m во попречен и 6m во подолжен правец.



Сл. 5. Опожарена спортска сала

За утврдување на квалитетот на вградениот бетон во конструктивниот систем и состојбата на вградена арматура која го вршеше специјализирана стручна екипа од Градежниот институт “Македонија” А.Д. Скопје, подготвена е следната програма:

- Деструктивна метода: обележување, вадење, обработка и испитување на бетонските јадра на дигитална преса Матест согласно стандардот МКС У.М1.048.
- Деструктивна метода – штемање, вадење и испитување на арматура со цел одредување на механички карактеристики, согласно стандардот МКС Ц.А4.002.
- Деструктивна метода: обележување и испитување на атхезиона врска помеѓу бетон и арматура со Pull off тестер, согласно стандардот МКС EN 1542.

3.2. Лабораториски испитувања на оцврснат бетон

За утврдување на квалитетот на оцврснат бетон предвидени се 15 контролни места од а.б. плочи, греди и столбови. Јадрата беа обележани, евидентирани и пренесени со цел подготовка за контролно испитување на јакост на притисок.

Р. број	Обележување	Конструктивен елемент	Јакост на притисок
/	/	/	[Мра]
1	J1	А.Б. Столб	31,6
2	J2	А.Б. Столб	35,3
3	J3	А.Б. Столб	29,4
4	J4	А.Б. Столб	26,3
5	J5	А.Б. Столб	24,3
6	J6	А.Б. Греда	33,9
7	J7	А.Б. Греда	22,6
8	J8	А.Б. Греда	17,6
9	J9	А.Б. Греда	26,9
10	J10	А.Б. Греда	27,6
11	J11	А.Б. Плоча	21,3
12	J12	А.Б. Плоча	25,3
13	J13	А.Б. Плоча	26,3
14	J14	А.Б. Плоча	29,3
15	J15	А.Б. Плоча	37,7

Табела 3. Табеларен приказ на испитани бетонски јадра

3.3. Лабораториски испитувања на вградена арматура

За утврдување на квалитетот на вградена арматура предвидени се контролни испитувања на вградената глатка арматура со димензии: $\Phi 8$, $\Phi 12$, $\Phi 14$, $\Phi 16$ и $\Phi 22$. Арматурните прачки беа исечени, обележани, евидентирани и пренесени со цел подготовка за контролно испитување на механичко-деформациони карактеристики.



Сл. 6. Изглед на арматура во а.б. греда

Р. број	Дијаметар Ф	Граница на развлекување	Цврстина при затегнување	Издолжување	Контракција
		Бvk	Fak	δ 10	ψ
/	[mm]	[Мпа]	[Мпа]	%	%
1	6	300,8	403,4	24,2	51,0
2	6	279,5	396,3	28,7	55,6
3	6	300,8	421,1	29,7	59,9
4	8	302,5	380,2	29,3	59,4
5	8	314,5	418,0	26,5	57,8
6	8	306,5	416,0	25,1	57,8
7	8	280,7	364,3	24,8	59,4
8	12	378,6	419,3	22,1	37,3
9	14	291,2	367,2	13,1	68,2
10	16	380,7	460,3	14,6	31,9
11	22	254,0	377,7	27,2	64,0

Табела 4. Табеларен приказ на физичко-механички карактеристики на глатка арматура

3.4. Лабораториски испитувања на врска бетон-арматура

За утврдување на атхезионата врска помеѓу бетонот и арматурата беа извршени контролни испитувања на 15 мерни места. Местата беа соодветно обележани и испитувањата беа извршени со соодветен Pull Off тестер.



Сл. 7. Испитување на атхезиона врска помеѓу бетон и арматура

3.5. Анализа на лабораториските резултатите

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со деструктивна метода на бетонот во конструкција може да се констатира следното:

- Од извршените испитувања на бетонот со деструктивна метода во конструкција со вадење на бетонски јадра согласно стандардот МКС У.М1.048 се констатирани јакосни карактеристики на бетонските јадра кои се движат во границите 17,6-37,7 Мпа.
- Кај бетонските јадра е забележана рамномерна распределеност на крупните зрна како и добра прионливост на цементната паста околу зрната од агрегат.

- Кај бетонските јадра кои се карактеризираат со ниски јакосни карактеристики е забележано присуство на прашина како и макро пори во пробите.

Согласно добиените резултати од извршените лабораториски испитувања со деструктивна метода на арматурни шипки Ф 8, Ф 12, Ф 14, Ф 16 и Ф 22, може да се констатира следното:

- Арматурните прачки со дијаметар Ф 8, 12, 14, 16 и 22 извадени од а.б. конструкции кај кои е евидентно мало оштетување (во форма на извиткување) се испитани и добиените физичко-механички карактеристики укажуваат дека истите согласно ПБАБ 87, член 72 и табела 14 одговараат на челик со ознака Ч0300, односно арматура со ознака ГА 240/360.

Од извршените Pull Off тестови на различни места може да се констатира следното:

- Атхезионата врска помеѓу бетонот и арматурата е нарушена, а истото е потврдено со места каде што вредноста е многу ниска, како и места каде што имаме појава на директно одлепување на заштитниот слој на арматура без претходно отчитување на резултат од страна на Pull Off тестерот. Односно слабата атхезиона врска помеѓу бетонот и арматурата е евидентирана на сите 15 мерни места.



Сл. 8. Изглед на извадена арматурна прачка



Сл. 9. Изглед на бетонско јадро од опожарен објект

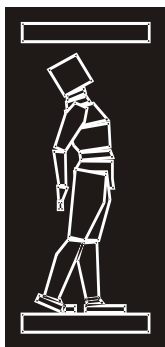
4. КОМЕНТАР

Пожарот како неконтролирано дејство на согорување на материите во голема мера ја оштетува постоечката армирано бетонска конструкција. Од добиените резултати од извршените лабораториски испитувања може да се донесат следните заклучоци:

- Високите температури при дејство на пожарот ја нарушуваат компактоста на бетонот. Дејството пред се се однесува на хемиски и микроструктурни промени во структурата на бетонот кои пак во конкретните случаи влијаат на намалување на неговите јакосните карактеристики. Овие промени особени делуваат на цементниот камен, агрегатот и во голема мера ја намалуваат прионливоста на цементната паста. Вакви карактеристични случаи се евидентирани и кај индустрискиот објект и кај спортската сала.
- Под дејство на пожар и високите температури, атхезионата врска помеѓу бетонот и арматурата е во голема мера ослабната. Ваквиот случај е карактеристичен кај спортската сала каде на одредени места имаме многу слаба атхезија проследена со директно одлепување без претходно отчитување на резултат од Pull Off тестерот.
- Арматурните прачки кои биле под дејство на високи температури претрпуваат одредени деформации кои се пластични. Контролните испитувања на арматурните прачки од топовлечен челик (глатка арматура), укажуваат дека истите согласно ПБАБ 87, член 72 и табела 14 одговараат на челик со ознака Ч0300, односно арматура со ознака ГА 240/360. Односно по процесот на ладење арматурните прачки ги повраќаат своите јакосни и крутосни карактеристики.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Правилник за бетон и армиран бетон, 1987.
- [2] М. Мурављов, Основи на теорија и технологија на бетон, Белград, 1991.
- [3] Б. Фуранџич, Основа на технологија на бетон.
- [4] Е. к. Стандардизација, "МКС EN 1542," Брисел, 2009.
- [5] Г. Ф. Скопје, "Механички и термички својства на бетонот и челикот во услови на пожар," Скопје.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ruediger HOFFER¹, Svein M. FIKKE², Jana MARKOVA³, Bodo WICHURA⁴

WEATHER EXTREMES AND PARTICULAR RISKS FOR STRUCTURES

SYMMARY

Climate changes may have considerable influence on the frequency and intensity of certain extreme weather events. Existing and future building structures can be influenced by its effects, especially structures with a longer design working life, e.g. bridges, hospitals or significant monumental structures. The main objective of the contribution is to illustrate recent observations of extreme atmospheric weather effects, such as winds, precipitations and temperatures including atmospheric icing. A second objective is to provide a certain overview about how certain anticipated changes in European climate affect structural response. Examples of effects of weather extremes to structures covered by Eurocodes are shown. Design relevant weather parameters are discussed and related to common types of structures which are particularly sensitive to variations in those parameters, as much as the scientific knowledge allows for at this stage.

Keywords: weather induced damages to buildings and structures, climate change, codification

Рудигер ХОЕФЕР¹, Свеин М. ФИКЕ², Јана МАРКОВА³, Бодо ВИЧУРА⁴

ЕКСТРЕМНИ КЛИМАТСКИ ВЛИЈАНИЈА И РИЗИЦИ ЗА КОНСТРУКЦИИТЕ

РЕЗИМЕ

Климатските промени може да имаат значително влијание врз честотата и интензитетот на одредени екстремни временски настани. Истите може да влијаат на постојните, но и на идните објекти, особено на конструкциите со проектиран подолг животен век, на пр. мостови, болници или значајни монументални конструкции. Главната цел на трудот е да се илустрираат неодамнешните набљудувања на екстремните атмосферски временски влијанија, како ветерот, врнежите, температурата, вклучувајќи го и градот. Втората цел е да се обезбеди одреден преглед на тоа како одредени очекувани промени во европската клима влијаат врз одговорот на конструкциите. Прикажани се примери на ефекти од екстремни временски услови на конструкции опфатени во Еврокодските. Дискутирани се и поврзани одредени проектни релевантни временски параметри чувствителни на нивните варијации, онолку колку што научните сознанија дозволуваат во оваа фаза.

Клучни зборови: оштетувања на конструкции од климатски влијанија, климатски промени,

¹ Ruhr-Universitaet Bochum, Faculty of Civil and Environmental Engineering Sciences, D-44798 Bochum, Germany, ruediger.hoeffler@rub.de

² Meteorological Consultant, Norway

³ Czech Technical University, Klokner Institute, Czech Republic

⁴ German Meteorological Service, Germany

1. INTRODUCTION

This contribution is based on the final draft of the Technical Report from the European Project Team SC1.T5 (PT5) as required by CEN under its Mandate M/515 Phase 1 for the development of the 2nd generation of EN Eurocodes ([5], same authors as for this paper). The main objective is to illustrate recent observations of atmospheric weather effects at structures. A second objective is to provide a certain overview concerning how anticipated changes in European climate could affect the assessments of extreme and further weather parameters which are relevant for structural design, as far as they may be scientifically justified for the reliability based design, including the partial factor approach. Examples of visible effects to susceptible structures covered by Eurocodes are shown. This means that design relevant weather parameters are discussed, relating to common types of structures which are particularly sensible to variations in those parameters, as much as the scientific knowledge allows for at this stage.

2. RECENT OBSERVATIONS AND METEOROLOGICAL INTERPRETATIONS

2.1 Extratropical cyclone with extreme gusts and a related building damage at Denmark, 2013

The extratropical cyclone „Christian“ during October 2013 caused considerable damages in the north of Europe. The Danish Meteorological Institute measured local wind velocity peaks of up to 53,5 m/s. This are the highest wind peaks which have ever been measured in Denmark (Haeseler and Lefebvre [9]). The figures below Fig.1 show the distribution of the measured maximum mean wind velocity and the maximum measured gust wind speeds over Denmark during the storm event on the 28th of October 2013.

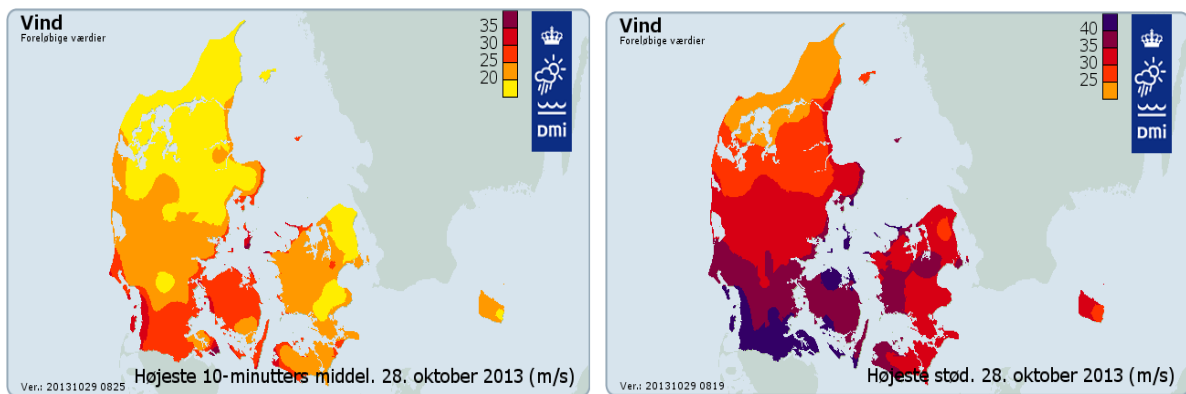


Fig. 1. Distribution of the measured maximum mean wind velocity (left) and the maximum measured gust (right) wind speeds during the storm on October, 28th, 2013 (Danish Meteorological Institute [3])

The measured mean wind velocities and the measured peak wind velocities at the considered meteorological stations Askov and Billund show, that two peaks of higher wind velocities were recorded at 13 UTC and 15 UTC with a time shift of approximately 10 minutes between the meteorological stations.

For both meteorological stations, the measured wind velocities were higher during the second peak at about 15 UTC and were characterized by a clear maximum. The duration of the peaks with a significant increase of the mean and peak wind velocities was in a range of 30 to 40 min. The figures below Fig. 2 show the time history of the measured mean and peak wind velocity at the meteorological stations Askov and Billund.

An especially heavy damage developed at 15:14h at the roof of a large warehouse. The roof of the high bay structure collapsed during the second peak at about 15:14 UTC, s. Fig. 3. The construction consists of a steel substructure covered by light weight metal façade elements. The building has a height of 38,5 m, a width of 54,7 m and a length of 132,5 m. During the above mentioned storm roof elements were torn off leaving a uncovered hole of 1000 m². Respective consequential damages made the event especially severe.

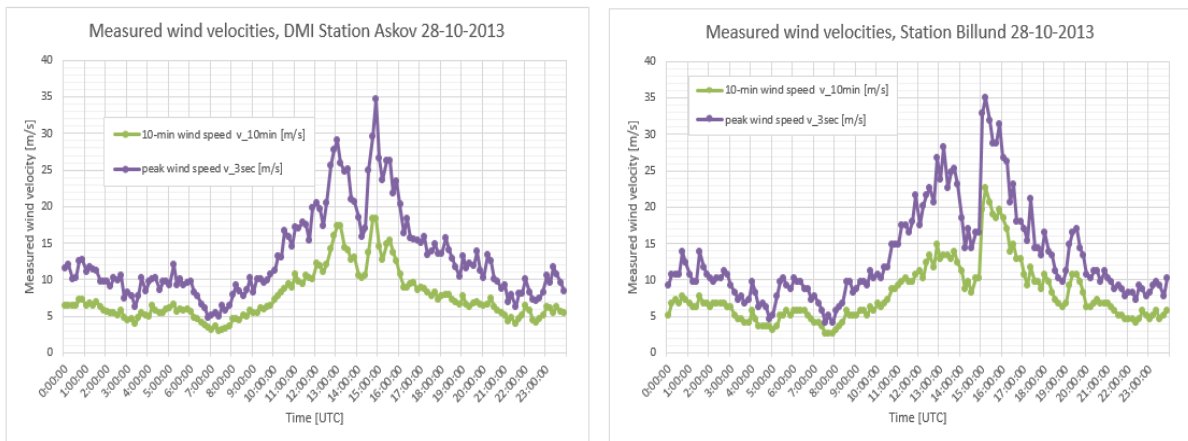


Fig. 2. Time history of the measured mean and peak wind velocity at the meteorological stations Askov and Billund (data evaluated by S. Zimmermann in Gath and Höffer [7])



Fig. 3. Screenshots from the recording of a surveillance camera, taken from Saubke and Höffer, [12]

The damage analysis made clear that two effects can be identified as most probable causes. The extreme suction forces at the roof edges were higher than the characteristic 50-years values which could indicate climate change effects, but in addition a few design and relevant execution errors were identified. A clear indication of totally unexpected wind loading is not detected from this event or others.

However, in general, long-term wind data shows that

- there is some evidence that winter wind storms over North-western Europe have increased over the past 60 years, with a maximum of activity in the 1990s;
- controversy remains, however, regarding longer-term changes since the middle of the 19th century, as results seem to depend on the data set used;
- under the assumption that there is no adaptation to climate change, scenario simulations for a future climate suggest an increase of wind extremes in Northern and Central Europe, with an increase in damage probability of between 30 % and 100 % in Central Europe. (It is to be noted here that an increase in damage may be due to other effects as well, such as increased urbanisation.)
- In Southern Europe, it is expected that there will be fewer extreme wind storms.

Trends in maximum wind speeds are not clear. As Fig. 4 indicates, there may be a slight increase in wind speeds over Northern Europe from the British Isles and eastwards, and a parallel decrease in a belt on the northern side of the Mediterranean.

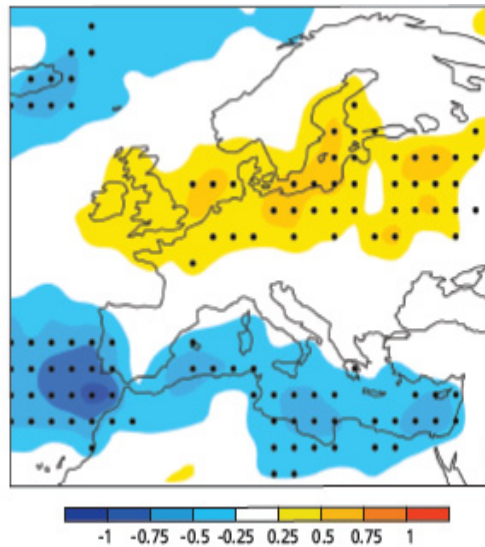


Fig. 4. Ensemble mean of the 98th percentile of the maximum wind speed for IPCC-SRES-scenario A1B 2071-2100 relative to 1961-2000. Colours show change in m/s. Statistical significance above 0.95 shown by black dots (Student's t-test).

2.2 Consideration of tornado effects on structures

Tornado effects on structures need to be considered in some cases, in addition to gust wind effects. Tornadoes are convective phenomena where tube-like vortices with vertical axes are formed which have diameters between several meters up to a few kilometers which implies a direct connection between a convection cloud zone at a certain height in the atmosphere and the terrain's surface. They can appear at respective climatological conditions, also during the formation of isolated convective storms or within mesoscale convective systems. Tornadoes generate enormous wind speeds from its rotational and translational components and develop destructive forces which can easily lead to heavy structural damages and collapses.

A mean number of 1170 tornadoes per year are detected. Table 1 presents the frequency of occurrence of tornadoes in relation to their classification after Fujita's scale for Germany as a comparative example. The occurrence of tornadoes of class F3 and higher is relatively rare in Europe (Hov et al. [8]) compared to rates at special spots e.g. in the USA. However, the spatial distribution of the probability of occurrence of tornado events especially in central Europe is not characterized by clear local concentrations.

class after Fujita's scale	total no. of verified observations	Observations, not directly verifiable
F0	139	
F1	289	
F2	176	
F3	56	
F4	9	
F5	-	29.06.1764 23.04.1800
	669	2

Table 1. Total number of verified and not directly verifiable observations of tornadoes in Germany after Fujita's scale (data taken from <http://www.eswd.eu/>)

Instead, tornadoes occur with a relatively homogenous frequency distribution over wide areas of Europe Fig. 4. This justifies the question if the occurrence of tornadoes over Europe can change due to climate change with respect to occurrence rate, spatial distribution or intensity. Presently provisions dealing with effects of tornado are included in some special standards, e.g. for nuclear power plants. Eurocode EN 1991-1-4 ([1]) could also make a reference to such standards in case that some construction work need also to be verified for effects of tornado.

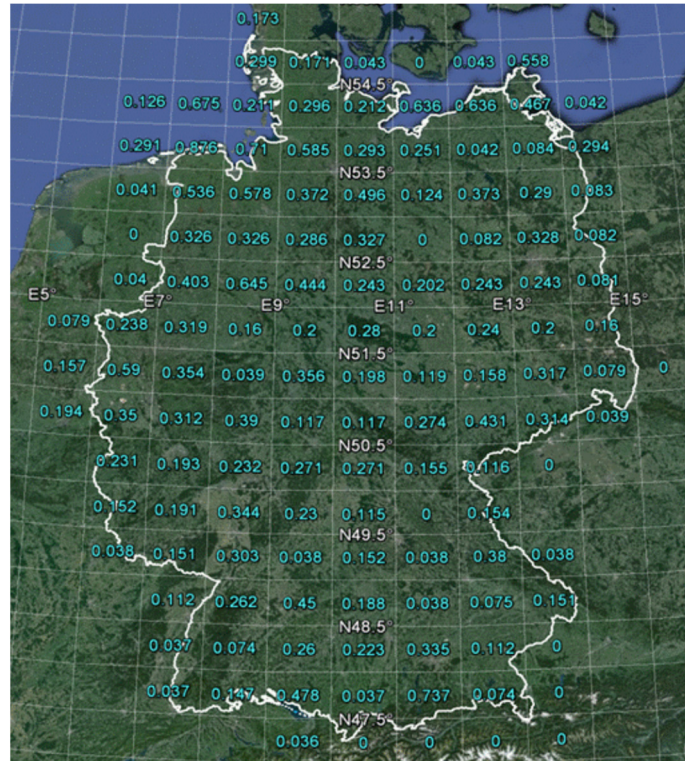


Fig. 4. Spatial distribution of the absolute frequency of tornado events per year and per 10,000 km² (evaluated and sketched by Niemann & Hölischer, 2016, based on <http://www.eswd.eu/>)

(i) Amongst other institutions, the German Federal Ministry of Education and Research supports research projects on the occurrence and intensity of tornadoes in Germany. First project outcomes allow to formulate general perspectives due to climate change as a trend. Due to that it can be expected that the intensity of tornadoes will grow in future, starting with 2030 at the latest, while changes in the occurrence frequency cannot be predicted yet.

(ii) At least three loading mechanisms become active, namely: (a) increased aerodynamic forces, (b) a characteristic, short term and local drop of the barometric pressure, and (c) the impact of flying debris. Fig. 5. quantifies the gust wind speeds for an averaging period of 3 seconds and decomposes the effective quantities into translational and rotational components. A typical wind climate at locations in central and northern Europe can be characterized by gust wind speeds of 35 m/s to 50 m/s. It can be concluded that Eurocode 1991-1-4 in combination with the national annexes could cover the effects to building structures to a very limited extent, namely only for tornadoes of class 0 and – not completely - class 1 after Fujita’s scale.

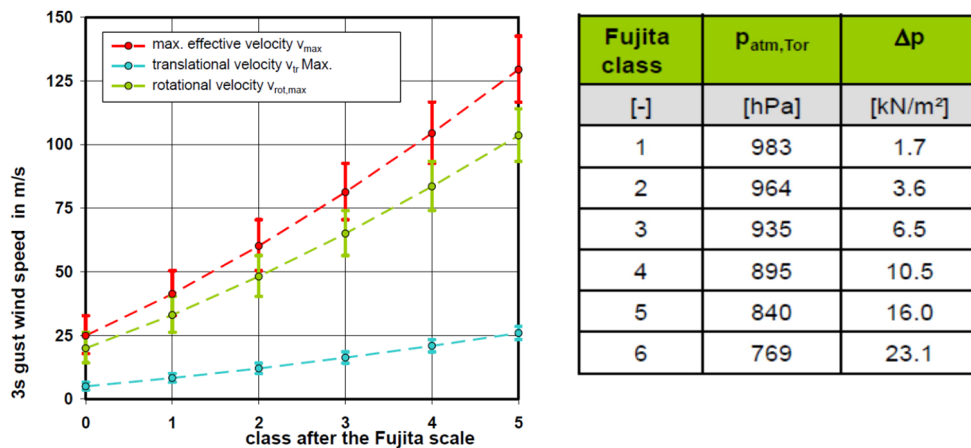


Fig. 5. Gust velocities of tornadoes (left) and internal pressures drop Δp (right) during the transition of tornadoes for the general classes of Fujita’s scale after Niemann & Hölischer (s. Krätzig et al. [10])

Examples for structures and building components which are vulnerable with respect to the effect of higher gust speeds such as those induced by tornadoes of classes up to F2 (Fig. 6. left) are:

- building envelopes,
- long-span transmission lines including transmission line towers,
- the structure of high-rise buildings and towers, and others.

The short term internal overpressure during a possible passage of the tornado's center will arise especially if the exposed building structures have tight envelopes. In contrast to this EN 1991-1-4 regulates internal pressure effects exclusively in case of the presence of building envelopes with porosities or dominant openings. Insofar, code procedures after the present state of the art do not cover directly the specific load scenario in connection to tornado passages. Fig. 6 shows the measured barometric pressure drop due to the passage of the F4 tornado of June 24th, 2003, at Manchester/GB, ca. 100 hPa, together with an analytical Rankine model of it, and the respective internal loading on a virtual structure with a tight building envelope.

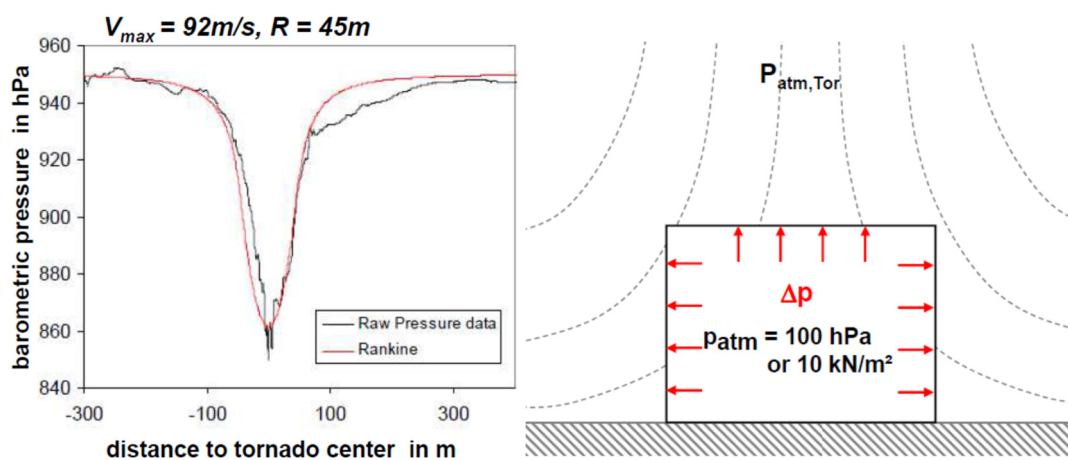


Fig. 6. Internal pressures Δp due to the transits of tornadoes after Fujita's scale, after Niemann & Hölscher in Krätzig et al. [10]) using measurement data (Lee & Samaras [11])

Examples for structures and building components which are vulnerable with respect to the effect of higher internal pressures are:

- light-weight, long-span roofs of closed buildings including the cladding,
- walls and facades structures including the cladding.

Potential demands for code adaptations may be considered and analysed for

EN 1990: consideration of an exceptional load case for structures based on extreme wind pressures or forces including a respective internal overpressure due to tornado impact including the impact on structural reliability and robustness:

- potential provision for a model for exceptional aerodynamic impact due to tornado
- potential provision for a model for exceptional internal pressure including the consideration of pressure release openings.

2.3 Observed and predicted trends in shade air temperatures

Development of average temperatures based on measurements of the oldest Czech Meteorological station in Klementinum in Prague in the past three 50 year periods is illustrated in Fig. 7.

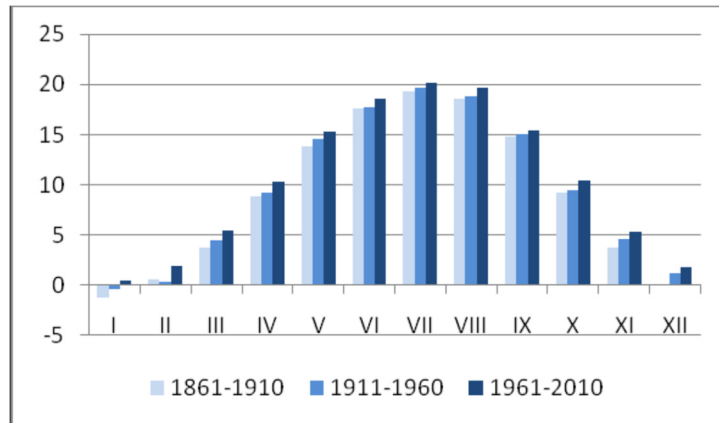


Fig. 7. Development of average temperatures based on measurements since 1861 year in the Meteorological station in Klementinum in Prague (taken from [5]).

Fig. 8 illustrates predicted increase of the mean shade air temperature in various regions in the Czech Republic in year 2030 based on information of the Czech Hydrometeorological Institute (CMHI).

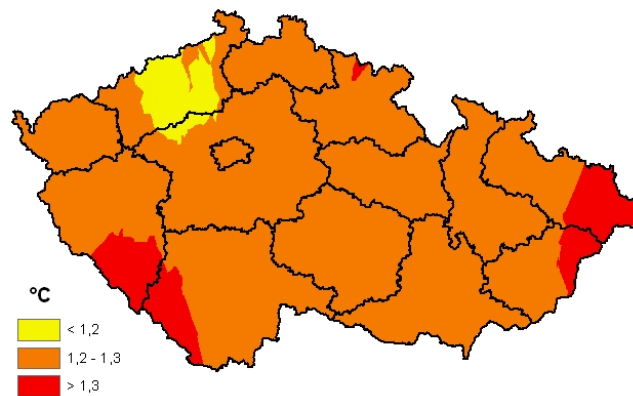


Fig. 8. Predicted increase of the mean shade air temperature in the Czech Republic in year 2030 (taken from [5]).

(Hov et al. [8]) derives from meteorological observations that the trends in temperature can be described as follows for Europe.

- Observations show a trend to less cold days over most parts of Europe since the mid-20th century
- More hot days and heatwaves
- Most places in Europe will very likely experience more hot and fewer cold extremes as global temperature increases
- The magnitude of hot extremes is expected to increase faster than mean temperatures over large parts of Europe

The probability of occurrence of heatwaves such as in 2003 in Europe or in 2010 in Russia are expected to increase substantially, the extent depends on the emission scenario (a 1 in 50 year event may occur every 5 years around 2100).

2.4 Observed and predicted precipitation trends in Europe

In summary (Hov et al. [8]) states that:

- in general, across Europe there will more frequent events of high precipitation and fewer events of moderate or low precipitation in future;
- winters will, in general, be wetter and summers drier;
- there will be differences in change across Europe, with drier conditions in Southern Europe and wetter conditions in Northern Europe.

And:

- Intense precipitation in Europe exhibits complex variability and a lack of a robust spatial pattern.
- In general, studies point to a trend over recent decades towards more heavy precipitation.
- Seasonal changes have also been noted with an increase in the frequency and intensity of winter precipitation in Central and Eastern Europe.

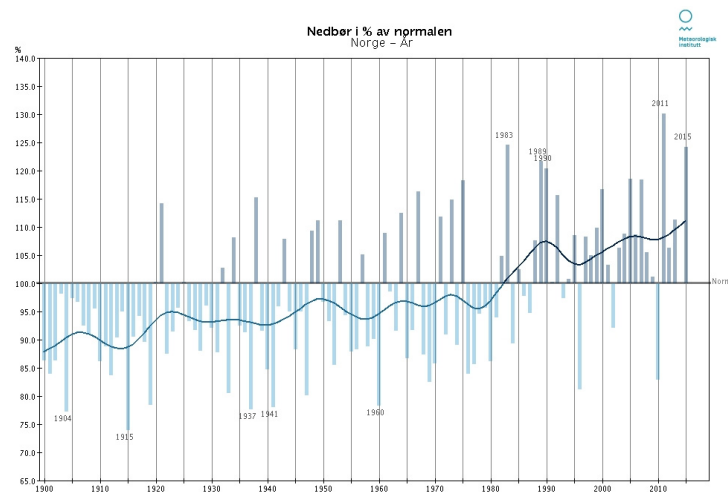


Fig. 9. Annual mean precipitation in Norway 1900-2015 in percentage of the standard normal period 1961 – 1990 (100%).

The development annual precipitation over the last century is illustrated with the graph in Fig. 9 showing the annual mean precipitation in Norway 1900-2015. As Norway is a country with a complex topography there are large variations from the coastal west over the mountain ranges to the more sheltered region in the SE region of the country. This is anyhow a topographical situation common for many countries in Europe. In addition, there will be significant variations both with latitude from the Mediterranean to the Arctic, and from the Atlantic coast of continental Europe to the large plains in Eastern Europe.

Global trends in annual precipitation from very wet days are shown in Fig. 10. The findings so far are that this will affect flooding and land use on a large scale. Little information is found on extremes for snow loads on buildings. There may be other information in other studies and reports, e.g. in the national Technical Report prepared by the Klokner Institute of the Czech Technical University (Analyses of roof failures in winter 2005/2006).

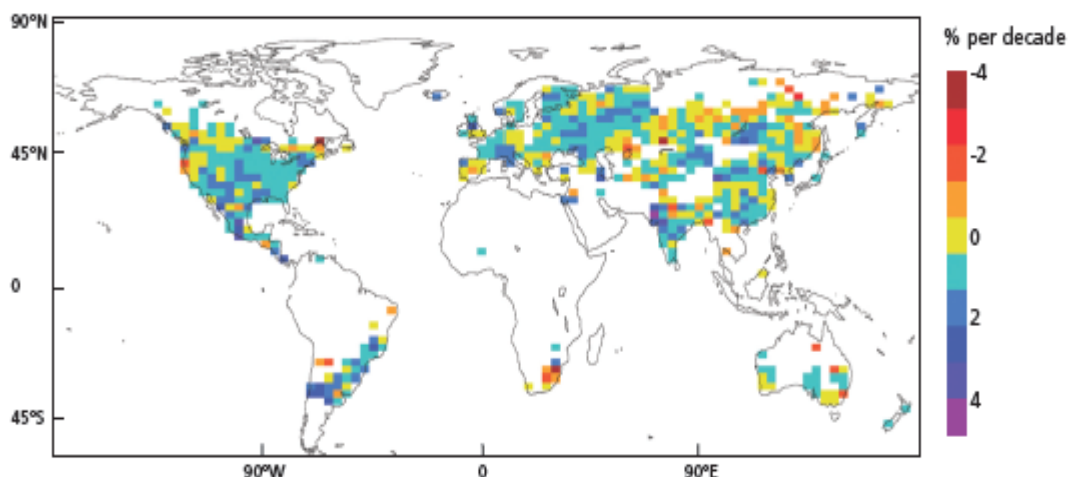


Fig. 10. Observed trends (%/decade 1951-2003) in annual precipitation from very wet days (95th percentile) (taken from [5])

Literature is not specific on precipitation as snow load. One study argues that reduced sea-ice in the Arctic has resulted in increased high-latitude moisture and more extensive snow cover in Eurasia (Cohen et al. [2]). High precipitation amounts in winter often occur when relatively cold Arctic air passes over open lakes or sea-areas causing vigorous convective snow or rain storms in the advancing cold air, often further enhanced by orographic lifting.

Another related issue is that there are considerable problems concerning observations of snowfall, since the collection efficiency of snow in rain gauges is considered to be systematically underestimated during windy conditions. False positive trends may occur in a warming climate if precipitation systematically shifts from snowfall to rain, since the collection efficiency of rain generally is higher (Førland and Hanssen-Bauer [6]).

2.5 Atmospheric icing and example of heavy structural damages due to in Germany, 2005

An event near Münster in the northwest of North Rhine-Westphalia, Germany, illustrates clearly the lack and the need of local information on parameters relevant atmospheric icing, both for the past and for the future as well. Intense snowfall occurred in connection with high wind speeds in large areas in the northwest of North Rhine-Westphalia, Germany from November 24th until November 27th, 2005. In consequence of the weather conditions more than 80 power line towers were damaged as a result of wet snow accretion on the cables. Due to the enormous economic impact of such damage the question arises as to how frequently similar climatic conditions may occur. Such information forms the basis of structural design of power lines in areas prone to wet snow events. Statistics of snow loads on cables are scarce since they are not measured routinely. It is descriptive of this situation that even during this event in Münsterland no direct measurements of the snow loads on the cables were made. This was partly due to the lack of systematic instructions and measurement methods for these rare cases. Up to now, there are no relevant parameters for those local wet snow events available from climate change studies.)

A weather event of heavy snowfalls together with strong wind of up to Beaufort 8 occurred at the end of November 2005. Especially Friday, 25.11.2005, considerable precipitation rates were measured around the city of Münster/North Rhine-Westphalia which were assessed to be equivalent to 15 cm snow height within 12 hours. A rarely observable growth of icing at transmission lines developed during the snowfall. Approximately fifty transmission line towers collapsed in the rural area of the administration districts of Steinfurt and Borken due to the high loading at the cables induced by the combination of wind and ice. This damage gave rise to extremely serious consequences regarding the power supply of the region.

Recalculations of the cables and the steel towers of the transmissionline have been performed in order to analyse the reasons and consequences of the event in more detail. State-of-the-art rules are to be applied as the Eurocode does not yet provide regulations on icing loads. Clear, solid ice of a specific weight of 9 kN/m³ and rough ice of a specific weight of 5 kN/m³ are considered after the German DIN 1055-5 from July 2005 on snow and ice loads. Clear ice often grows more or less symmetrically on surfaces of building components whereas rough ice is wind driven and forms unsymmetric agglomerations on surfaces. The ice loading in the region around the city of Münster is derived from a clear ice layer on surfaces of a nominal thickness of 2 cm. The diameter of typical cross-sections of transmission lines is 20 mm as well. In consequence, the mentioned normative predicts a self-weight of the ice of approx. 23 N/m. The loading from rough ice is with 5 N/m smaller. The value of the equivalent widths of the unsymmetric cladding due to rough ice can be calculated to be around 3,5 cm. However, layer widths from rough ice have been observed to be often 14 cm and larger (see Fig. 11) during the event at Münster which yields an additional gravitational ice loading of ca. 20 N/m. As a direct effect the overall wind force acting at the enlarged cross-sectional width at Beaufort 8 grows by factor two compared to the characteristic wind loading without ice cladding. Obviously, the load specifications are by far not sufficient after the current normatives which fail to reflect the state-of-the-art.



Fig. 11. Collapsed mast of transmission line (left) and rough ice agglomeration at transmission cable (center and right) after the atmospheric icing event at November, 25th, 2005

Deuschländer and Wichura, [4], arrive at 50 N/m after their own analyses. A reason for such enormous values is an expected, higher specific weight of the rough ice as a consequence of slightly increase temperatures during the snow storm and respectively compressed layers of rough ice. Respective conditions and circumstances are classified as exceptional load cases. Experts believe that such exceptional load cases can develop under climate change conditions. Therefore, a new sub-group on atmospheric icing will become active soon to react on the observations and to improve the code stipulations.

3. RECOMMENDATIONS FOR THE CURRENT DEVELOPMENT OF EUROCODES

3.1. General

To proceed with adaptation of structural design to climate change, there is need to have estimate of expected changes, made in terms of the Eurocodes concept for the characteristic values of the variable climatic actions as the upper value of a random variable with annual probability of exceedance of 2% (i.e. a “reference period” of 50 years) for future time windows (typically of 30-40 years) up to the end of the available modelled data time period. Such estimates are still not available in the results of the existing European research projects on impact of extreme weather on the critical infrastructure. These projects are producing valuable estimates which can be used for ranking the priorities in consideration of the climatic actions and extreme events in structural design, for evaluation of further needs for refining the design concepts of most exposed critical infrastructure, and can form basis for future projects on estimation of the characteristic values of the climatic actions for structural design.

3.2. Supplementary guidance on climate changes for structures

Climate changes may have considerable influence on the frequency and intensity of some extreme events. Climate changes should be considered for design of structures which could be influenced by their effects as structures with a longer design working life, e.g. mainly bridges, hospitals or significant monumental structures. Uncertainties of climate changes should be considered.

- Probabilistic distributions and their parameters (mainly the mean and standard deviation) of basic time-dependent variables of climate actions and environmental effects should be regularly updated on the basis of newly available data.
- Characteristic values of climate actions should be regularly updated on the basis of evaluated climatic data. Recommended time period is 10 years.
- Sensitivity studies should be performed in order to properly assess the effects of changes in the design values for climate actions with respect to the target structural reliability.
- The main tool for providing insight into possible climate futures is consistent statistical analysis of climate data, observationa of structures, and computer modelling. Whereas the first is well established, the latter requires a very complex set of input parameters, related to both the actual state of the whole atmosphere, a deep and detailed understanding of the very wide set of physical processes ruling the global climate, and last, but indeed not at all least, a knowledge on how the

big variety of parameters ruling the climate will develop throughout the coming century. These are all very difficult issues to handle, but the last one is probably insurmountable. Nevertheless, a consensus is emerging about the likely future pattern of extreme events in Europe. Although the uncertainties with these patterns are huge and therefore absolute quantification is impossible, they indicate the state-of-the-art concerning these developments in European climates. To some extent the trends may be added to today's climate, and some future quantifications may be indicated, although more or less in relative numbers.

- Structural health monitoring systems are more and more used to continuously logging mechanical responses of important building structures. The provided data forms the basis of several urgent technical applications, e.g. for the steering of vibration dampers to control response amplitudes. Obligatory, remote sensing is applied for the structural fatigue supervision of offshore wind turbines as one objective is to enable the implementation of risk-based maintenance strategies. A wide range of sensors is adopted in order to separate structural deteriorations from loading trends. Therefore, wind anemometers and temperature sensors are regularly part of the system. Recommendations should be formulated after which especially exposed buildings and structures in public ownership might be equipped with remote sensing systems, or already logged sensor data from sensor groups at such structures might be made accessible to suitable European institutions in order to allow for the identification of evidences of trends in climatic loads. Large line-like structures such as very high towers or long-span bridges are best suited for this purpose. The decisive advantage of such investigations compared to the continuous direct monitoring of climatic events at meteorological observations stations is the size of line-like buildings due to which spatial loading correlations can be made visible. Also, real effects on structural reliability can be studied.
- The values of partial factors for climate actions should take into account assumed climate changes, the suitable probabilistic distributions and their parameters based on new evaluated data. Model uncertainties for the variation of climate actions due to climate changes should be analysed and determined for individual climate actions. Probabilistic models of climate actions should be regularly updated. The probabilistic distributions and their parameters should be assessed.

3.3. EN 1991-1-1 Self-weight, permanent actions and imposed loads

Rain

Water actions due to rain should be taken into account for some structures as e.g. building roofs or platforms in bus or railway stations. The intensity and load duration of rain and properties of surface should be considered for design of drainage systems. Attention should be given for the serviceability limit state due to ponding effects caused by deformation of the roof structure.

Water actions

Structures should be designed for hydrostatic and hydrodynamic pressures for specified water levels taking into account the influence of climate changes (see e.g. CSN 73 6503 Basis of design and actions on hydrotechnical construction works)

It should be noted that the drafting of a new Eurocode part (EN 1991-1-8) on currents and waves on coastal structures, based on the existing ISO 21650, is foreseen for the coming years.

3.4. EN 1991-1-3 Snow Actions

New map with snow on the ground should be regularly developed (at least every 10-15 years). Expected trends of time-dependent parameters should be given.

3.5. EN 1991-1-4 Wind Actions

Expected trends of the basic wind velocity and of the peak gust factors as well as the number of gust loads should be given. The map of basic wind velocities shall be regularly reviewed (at least each 10 years) based on observations.

Basic guidance on accidental wind actions should be given including tornado.

3.6. EN 1991-1-5 Thermal Actions

New maps of maximum and minimum isotherms should be regularly developed. The characteristic values recommended in EN 1991-1-5 for the uniform temperature component and difference temperatures components should be hopefully based on actual maps of isotherms, rather than tabled values

Uncertainties of climate changes should be considered. Expected trends of time-dependent parameters should be given.

Anticipated increase of shade air temperature due to climate changes will lead to the enhancement of the uniform temperature component in structures. The increase of the uniform component will result in an unrestrained structure to volume changes including elongation of the structure (e.g. bridge). Additional effects due to increase of temperature should be considered having impact on

- the ranges of structural movements (bearings, expansion joints)
- the effects of structural restraint leading to additional stresses
- non-linear effects
- Interaction between track and the bridge (for railway bridges).

Expected increase of solar radiation will lead mainly to the enhancement of the temperature difference component, which influence temperature profiles in construction works, leading to additional stresses in structures and interaction of structures made of different materials in their joints.

The relationship between the shade air temperature and uniform temperature component given in EN 1991-1-5 might need to be updated.

3.7. EN 1991-1-7 Accidental Actions

Flooding

Accidental action – expected maximum water level and velocity of currents or waves should be estimated based on the character of source, e.g. flooded river. Pressure caused by debris and icing shall be taken into account.

Wildfires

Climate changes lead to increase the number of wildfires which could seriously endanger or destroy nearby construction works.

The frequency of intensive rains increases. Basic guidance for verification of structures for flooding should be given.

Presently no guidance is given in EN 1991-1-7 on extreme climatic events.

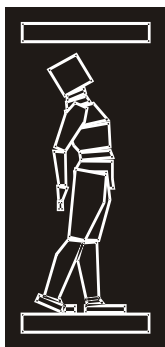
3.8. Atmospheric Icing

Map with icing classes should be regularly developed (at least each 10 - 15 years). Expected trends of time-dependent parameters should be given.

REFERENCES

- [1] CEN TC 250 (2005) "Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-4: General actions - Wind actions", Brussels.
- [2] Cohen, J.L., Furtado, J.C., Barlow, M.A., Alexeev, V.A., Cherry, J.E., 2012. Arctic warming, increasing snow cover and widespread boreal winter cooling. *Environmental Research Letters* 7, 014007, DOI: 10.1088/1748-9326/7/1/014007.
- [3] Danish Meteorological Institute (2013) "Orkan satte Danmarksrekord I vind – se kortene" Available from: <http://www.dmi.dk/nyheder/arkiv/nyheder-2013/10/her-slog-stormen-til-se-kortene/>. Cited 17.07.2015.

- [4] Deutschländer, T., Wichura, B. (2006) "Das Münsterländer Schneechaos am 1. Adventswochenende 2005" Klimastatusbericht 2005, S. 163, DWD, Potsdam.
- [5] Fikke, Svein O., Höffer, R., Markova, J., Wichura, B. (2017) "Detailed Progress Report for PT SC1.T5 April 2017" CEN Project Team on SC1.T5 "Climate Change" under mandate M515, Brussels.
- [6] Førland, E.J., Hanssen-Bauer, I. (2000) «Increased precipitation in the Norwegian Arctic: True or false?» Climatic Change 46, 485–509.
- [7] Gath, J., Höffer, R. (2015) "Expert Appraisal - High bay warehouses in Uldum" Voldgiftsnævnets A-8640, Copenhagen. [5] Deutschländer, T., Wichura, B. (2006) "Das Münsterländer Schneechaos am 1. Adventswochenende 2005" Klimastatusbericht 2005, S. 163, DWD, Potsdam.
- [8] Hov, et al. (2013) "Extreme Events in Europe: preparing for climate change adaptation" ISBN 978-82-7144-100-5. (Report can be downloaded from www.dnva.no).
- [9] Haeseler, S., Lefebvre, C. (2013) „Orkantief CHRISTIAN am 28. Oktober 2013“. In: Deutscher Wetterdienst.
- [10] Krätzig, W. B. et al. (2016) Vorkehrungen und Maßnahmen wegen der Gefahrenquellen Wind, Schnee- und Eislasten, Technische Regel für Anlagensicherheit 320 (TRAS 320). Forschungsbericht des Umweltbundesamtes, www.umweltbundesamt.de/publikationen, 2016.
- [11] Lee, J.J., Samaras, T.M. (2004) "Pressure measurements at the ground in an F4 tornado" The 22nd Conference on Severe Local Storms.
- [12] Saubke, V., Höffer, R. (2016) "Experimental, numerical and analytical investigations of wind-induced net pressures at an industrial building with envelope porosities" in: Acta Polytechnica, Czech Technical University, Prague.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Горан ЈЕФТЕНИЌ¹, Срѓан КОЛАКОВИЌ², Андрија РАШЕТА³, Слободан
КОЛАКОВИЌ⁴, Милош ШЕШЛИЈА⁵, Ивана КРАЈАНОВИЌ⁶

МОДЕЛИРАЊЕ НА ВЛИЈАНИЕТО НА МРАЗОТ ВРЗ КОНСТРУКЦИЈАТА НА ВЕТЕРНА ТУРБИНА

РЕЗИМЕ

Инсталациите за обновливи извори на енергија опфаќаат околу 70 % од вкупните нови инсталации за генерирање на електрична енергија. 30 % од овие инсталации се за производство на електрична енергија од енергијата на ветерот, која е специјална форма на обновлива енергија. Веретрните турбини се најчеста форма на извори на обновлива енергија, а енергијата произведена од ветерните турбини вградени во море опфаќа околу 10 % од вкупната годишна енергетска побарувачка во ЕУ. Приближно 66 % од вкупниот број на ветерни турбини се поставени во Северното Море. Имајќи во предвид дека ледената покривка во овие области се очекува да се прошири во иднина, особено внимание треба да се обрне на ефектите на мразот при проектирањето на ветерните турбини. Во овој труд, во детали е опишан еден можен модел за анализа на ефектот на мразот врз конструкцијата.

Клучни зборови: ветерна турбина, влијание на мразот, интеракција мраз-конструкција

Goran JEFTENIĆ¹, Srđan KOLAKOVIĆ², Andrija RAŠETA³, Slobodan KOLAKOVIĆ⁴,
Miloš ŠEŠLIJA⁵, Ivana KRAJANOVIĆ⁶

MODELING INFLUENCE OF ICE ON WIND TURBINE STRUCTURE

SUMMARY

Installations of renewable energy sources account for about 70 % of the total new electricity generation installations. 30 % of these installations are for electricity produced by wind power, which is a special form of renewable energy. The most common form of renewable energy sources are wind turbines, and the energy produced by wind turbines built in the sea accounts for about 10% of the total annual energy demand in the EU. Approximately 66 % of the total number of wind turbines are placed in the northern seas. Given the fact that in these areas ice cover is expected to expand in the future, special attention should be paid to the effects of ice on the design of wind turbines. In this paper, a possible model for analyzing the effect of ice on the structure will be described in detail.

Keywords: wind turbine, ice influence, ice-structure interaction

¹ Teaching Assist. MSc, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Republic of Serbia, goran.jeftenic@yahoo.com

² Full Professor PhD, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Republic of Serbia, kolak@uns.ac.rs

³ Assist. Professor PhD, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Republic of Serbia, araset@uns.ac.rs

⁴ Teaching Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, Novi Sad, Republic of Serbia, cole86grb@gmail.com

⁵ Teaching Assist. MSc, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Republic of Serbia, sele@uns.ac.rs

⁶ MSc, Novi Sad, Republic of Serbia

1. INTRODUCTION

Sea ice is a material with a crystal structure that floats at the surface of sea water and, in the event of contact with marine structures, interactions between ice and structure occur. In general, ice behavior has characteristics of solid bodies with heterogeneous structure and fluids. In the analysis of ice behavior, linear and nonlinear theory of elasticity, high elasticity, high-plasticity and fracture mechanics are used. In the case of rapid load application ice has the characteristics of a solid material whose behavior can be approximately described by an elasto-plastic model. Figure 1 [1] shows the characteristic shape between the stress and strain correlation for the linear elasto-plastic ice model.

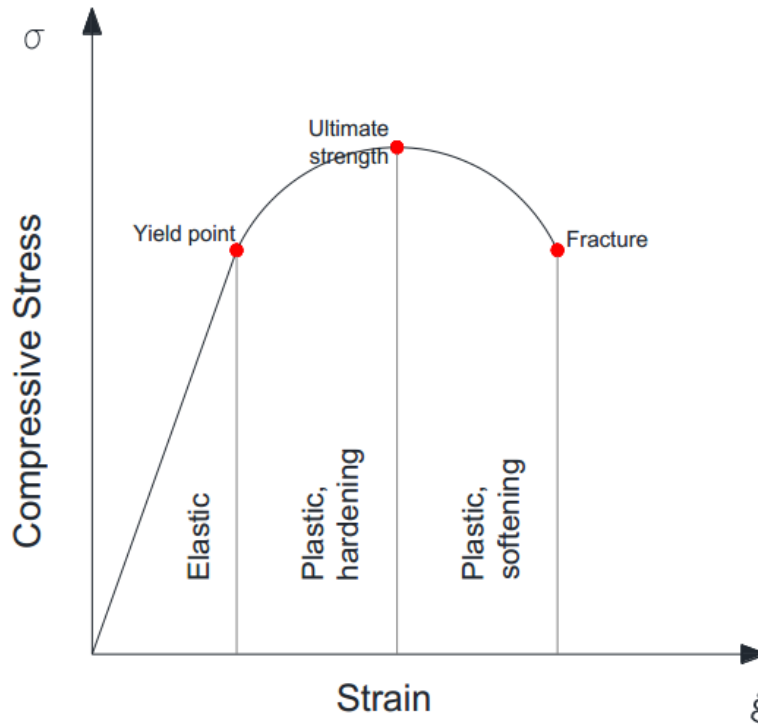


Fig. 1. Stress – strain correlation for ice [1]

The most important characteristics of ice are: compressive strength, bending strength, deformation speed or load application speed, all of which depend on the quality of the ice, i.e. its porosity, external temperature and velocity of the movement.

The most common types of ice failure when interacting with the vertical structures (wind turbine, lighthouse, etc.) are failure: by splitting ice, bending ice (Figure 2-left [2]), screwing (Figure 2-middle [2]) and crushing ice 2-right [2]). According to studies mentioned in [2], smaller ice plates are usually broken by separation, while larger plates break due to bending, crushing, or a combination of these two fracture regimes, and after long periods of crushing ice there is a possibility of ice failure by screwing.

A fracture of ice can occur when the ice plate approaches structure through crushed ice, which can occur after a long period of crushing and accumulation of ice around the structure. Since ice failure occurs at a significant distance from the structure, this behavior of ice does not cause significant dynamic effects on the structure.

When the ice plate approaches the construction above the crushed ice, bending ice failure may occur. In studies [3] it was shown that ice failure caused by bending of ice does not produce significant dynamic effects on the construction.

If the edge of the ice hits the construction, it can lead to crushing of ice. The failure of ice by crushing occur at the moment of reaching its compressive strength and is followed by the appearance of horizontal cracks. This failure may result in significant dynamic effects on the construction.



Bending ice failure

Screwing ice failure

Crush ice failure

Fig. 2. Types of ice failure [2]

In the studies given in [4], [5], [6], [7] and [8], it has been shown that the behavior of ice depends essentially on the loading rate. In the case of a gradual application of the load, a somewhat ductile response occurs, and when the loading rate is increased, the behavior of the ice becomes a brittle (Figure 3 [9]).

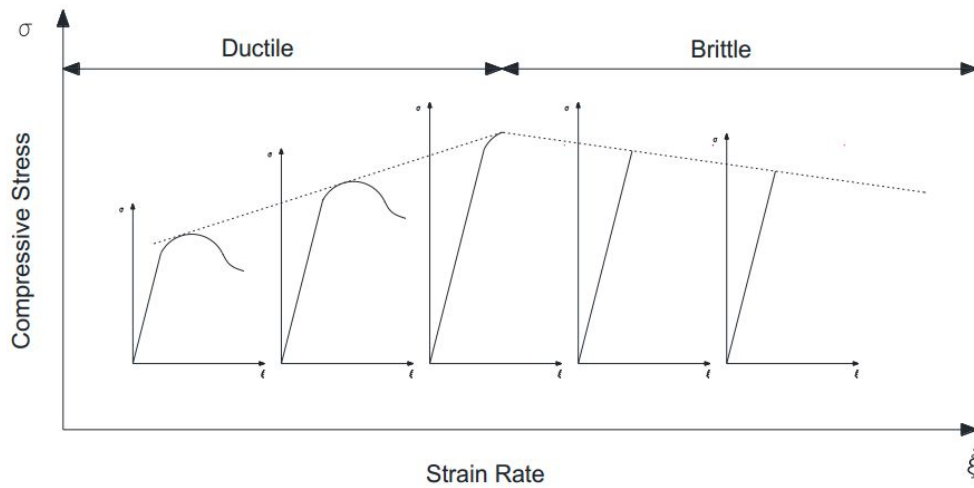


Fig. 3. Stress – strain rate correlation of ice [9]

In general, the behavior of ice depending on the loading rate may be ductile or brittle, with the existence of a transitional zone between these two types of behavior (Figure 4 [10]), [4], [10], [9], [6] and [8].

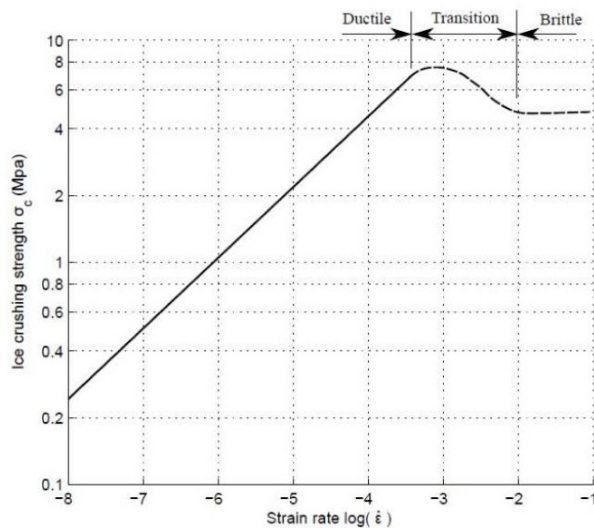


Fig. 4. Ice crushing strength and strain rate correlation [10]

The characteristic types of responses of slender vertical structures due to influence of ice and its failure are shown in Figure 5 [11]. The "saw-tooth" shaped response of structures occurs in case of ice failure in ductile behavior. In the case of brittle ice failure, there is a stationary structure response with minor changes in displacement. In the event of an ice failure in the transient mode, there is a possibility of so-called Frequency Lock-In effect, i.e. the frequency of the structure oscillation and ice crushing oscillation coincide. In this regime, the structural response is stable and the dynamic effects on the construction are more significant than in case of the previous two regimes.

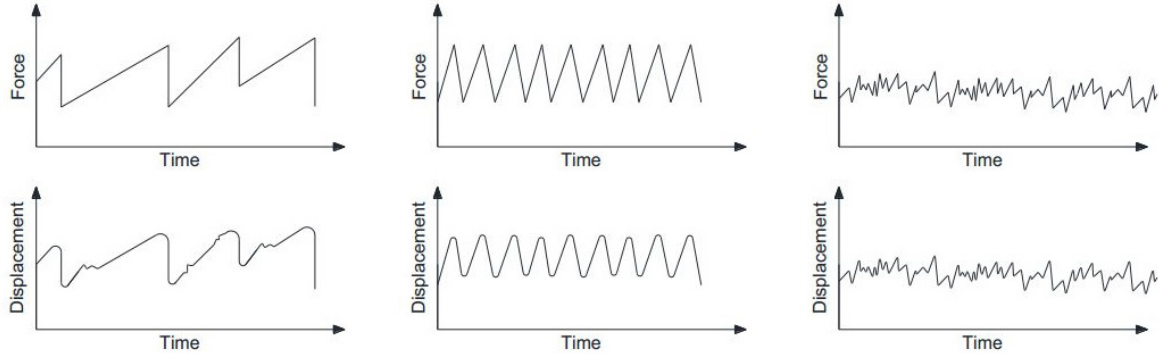


Fig. 5. Types of structure response in case of ice crushing [11]

2. MODEL FOR ICE-STRUCTURE INTERACTION

In this paper the Maattanen-Blenkka's model for incorporating of ice-constructing interactions developed in 1978. and improved in 1999. is shown [5] [12]. Figure 6 [12] shows the dependence between stress and the strain rate for this model, that is, the correlation between the strength of the ice and the strain rate.

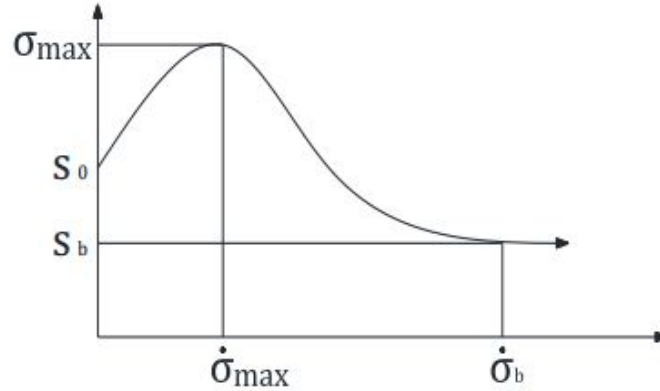


Fig. 6. Correlation between stress and strain rate of ice [12]

The numerical model for stress calculation of ice and its impact on structure is defined by the fourth degree polynomial [12] (Fig. 6 [12]).

$$\sigma_c = \begin{cases} 0 & \text{for } \dot{\sigma} \leq 0 \\ \sum_{i=0}^4 M_i \dot{\sigma}_i \sqrt{\frac{A_0}{A}} & \text{for } 0 < \dot{\sigma} < \dot{\sigma}_b \\ \sigma_b \sqrt{\frac{A_0}{A}} & \text{for } \dot{\sigma} \geq \dot{\sigma}_b \end{cases} \quad (1)$$

Where σ_c is the ice crushing stress, σ_b i $\dot{\sigma}_b$ are the ice strength and the strain rate at the beginning of the brittle fracture zone, the A_0 is reference surface and the A is contact surface between the structure and the ice. Size $\sqrt{A_0/A}$ represents the reduction coefficient defined in [13]. For "narrow structures" it can

be assumed to be equal to 1, and for "wide structures" the value $A_0 = 1\text{m}^2$ can be adopted, according to [12]. Table 1 [12] gives values of the coefficients for the equation (1).

Coefficient	Value	Unit
M_0	2	MPa
M_1	7.8	s
M_2	-18.57	$\text{MPa}^{-1}\text{s}^2$
M_3	13	$\text{MPa}^{-2}\text{s}^3$
M_4	-2.91	$\text{MPa}^{-3}\text{s}^4$

Table 1. Values of coefficient for equation (1) [12]

The radial stress in the half-space in the direction perpendicular to contact surface is defined in [14] with the equation (2) and is shown in Figure 7.

$$\sigma_r = \frac{2P\cos\theta}{\pi r^2} \quad (2)$$

Where P is linear load, σ_r is stress and r is the distance from place of load application to the line to which the stress is supplied.

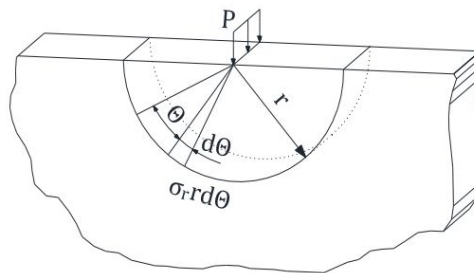


Fig. 7. Stress distribution in half-space [14]

In [15], the stress rate is defined as the derivation of radial ice stress with respect to time, where radial stress is defined by the equation (3) and shown in Figure 8 [15].

$$\sigma_r = \frac{4pacos\theta}{\pi r^2} \quad (3)$$

Where p is the pressure, and the other variables have the same meaning as in equation (2).

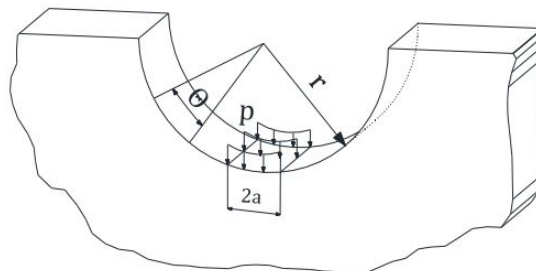


Fig. 8. Stress distribution in half-space [15]

For constant pressure p along the central line $\theta=0$ and ice velocity $v_{ice} = dr/dt$, the maximum value of the stress is given by the equation (3), and the stress rate is given by the equation (4) [15].

$$\dot{\sigma}_r = \frac{4pv_{ice}}{\pi r} \quad (4)$$

In case of ice strike against vertical structure, the stress level depends on the relative speed between ice and structure. Given the fact that the ice plates are mostly "large", their velocity can be considered constant, meaning that the relative velocity is primarily dependent on the speed of the structure. If the structure moves towards ice, the relative velocity increases, while the relative speed decreases in case of ice plate and structure moving to the same direction. If the direction of movement of the structure and the ice is the same, but the velocity of the structure is greater than that of ice, the contact is lost and the ice pressure on the structure has a value of zero. Above mentioned ice strikes against the vertical structures are shown in Figure 9 [16].

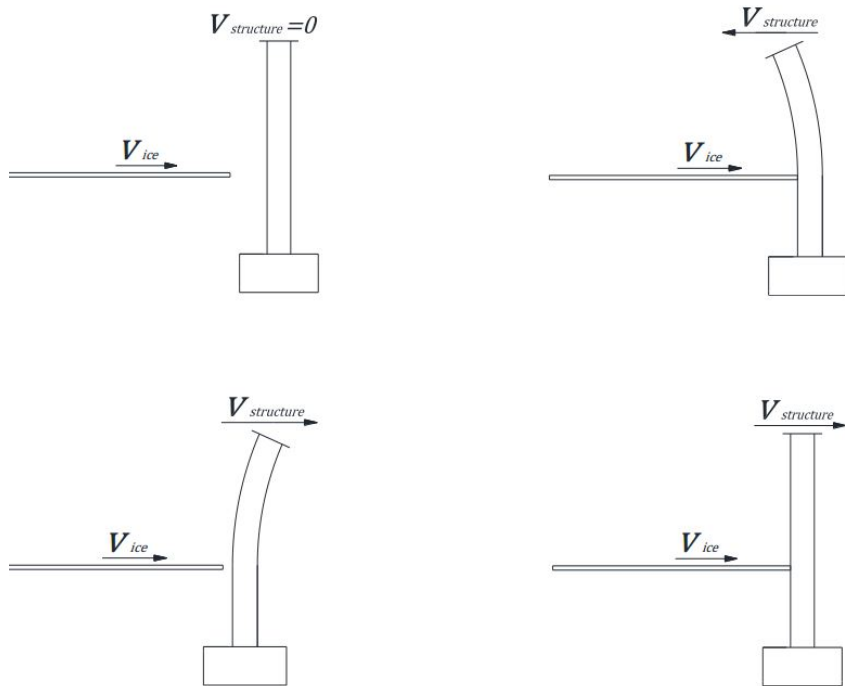


Fig. 9. Interaction between ice and structures [16]

Määttänen [12] introduces the influence of relative velocity between ice and construction on the stress rate, equation (5).

$$\dot{\sigma} = (v_{ice} - \dot{u}) \frac{8\sigma_c}{\pi D} \quad (5)$$

Where σ_c is maximum pressure strength of the ice, \dot{u} is structure velocity and D is structure diameter.

The equation of system motion taking into account the relative velocities between ice and construction is:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(v_{ice} - \dot{u}) \quad (6)$$

Where M is the mass matrix, C is the damping matrix, K is the stiffness matrix, and $f(v_{ice}-u)$ is the effect of ice.

According to [15] in the case of minor deformations, it is valid:

$$f(v_{ice} - \dot{u}) = fv_{ice} + f'(-\dot{u}) \quad (7)$$

Given the fact that the speed of ice is considered to be constant, component of the ice force $f v_{ice}$ has a static characteristic, and $f'(-\dot{u})$ is the first derivative of the force which depends on the speed of the structure.

An example of the application of the previously described model for incorporation of ice – structure interaction is given in [16].

3. CONCLUSION

The described model for incorporation of ice – structure interaction using the equation (5) introduces structure speed at contact point with ice and determines the rate of stress that is further used to determine the ice strain using the equation (1). This ice stress represents the effect of ice on the structure and depends on the characteristics of ice and speed of ice and structure at certain times. According to the researches given in [12], this model should be able to adequately incorporate interaction between ice and structure.

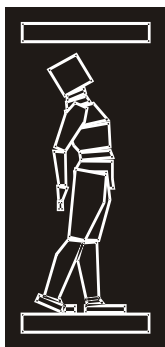
ACKNOWLEDGEMENTS

This work is supported by Ministry of Education and Science, Republic of Serbia (Grant No. TR 37003).

REFERENCES

- [1] Kunt V. Høyland. Ice mechanics, a brief introduction. Technical report, Norwegian University of Science and Technology NTNU, Trondheim, Norway, October 2014.
- [2] T. Kärnä and P. Jochmann. Field observations on ice failure modes. In Proceedings of the 17th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Trondheim, Norway, June 2003.
- [3] Max van het Hooft. Experiments on dynamic ice-structure interaction. Master of science thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, September 2014.
- [4] Harold R. Peyton. Sea ice forces. In Conference on Ice Pressure Against Structures, pages 117–123, Quebec, Canada, November 1968. National Research Council of Canada.
- [5] M. P. Määttänen. On conditions for the rise of self-excited ice-induced autonomous oscillations in slender marine pile structures. Research Report 25, Finish Board of Navigation and Swedish Administration of Shipping and Navigation, April 1978.
- [6] Qianjin Yue, Xingjun Bi, Xi Zhang, and Tuomo Kärnä. Dynamic ice forces caused by crushing failure. In Ice in the Environment: Proceedings of the 16th IAHR International Symposium on Ice, pages 134–141, Dunedin, New Zealand, December 2002.
- [7] E. M. Schulson and O. Y. Nickolayev. Failure of columnar saline ice under biaxial compression: Failure envelopes and the brittle-to-ductile transition. Journal of Geophysical Research, 100(B11):22383–22400, November 1995.
- [8] Devinder S. Sodhi and Robert B. Haenhel. Crushing Ice Forces on Structures. Cold Regions Engineering, 17(4):153–170, 2003.
- [9] E. M. Schulson. The brittle failure of ice under compression. Journal of Geophysical Research, 101(32):6254–6258, August 1997.
- [10] B. Michel and N. Toussaint. Mechanisms and theory of indentation of ice plates. Journal of Glaciology, Vol. 19(No. 8t):285–300, 1977.
- [11] ISO (2010). ISO19906: Petroleum and natural gas industries – Arctic Offshore Structures, International Organization of Standardization, 2010.
- [12] M. P. Määttänen. Numerical model for ice-induced vibration load lock-in and synchronization. In Ice in Surface Waters, pages 923–930, Rotterdam, The Netherlands, 1999.
- [13] T. J. O. Sanderson. Ice Mechanics: Risks to Offshore Structures. Graham and Trotman Ltd, London, 1988.

- [14] Timoshenko, S., and J. Goodier. Theory of Elasticity. McGRAW-HILL BOOK COMPANY, Inc., 2 edition, February 1951.
- [15] K. A. Blenkarn. Measurement and analysis of ice forces on Cook Inlet structures. In Proceedings of the 2nd Offshore Technology Conference, pages 365–378, Huston, Texas, USA, 1970.
- [16] Krajnović I.: Uticaj strukturnog spajanja na dinamiku nosača, Master rad, FTN Novi Sad, 2015.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Марија ЈЕЛЧИЌ РУКАВИНА¹, Милан ЦАРЕВИЌ², Бојан МИЛОВАНОВИЌ³, Марина АЛАГУШИЌ⁴, Ивана БАНЈАД ПЕЧУР⁵, Дубравка БЈЕГОВИЌ⁶

ПРИДОНЕС НА ПОЖАРНИТЕ БАРИЕРИ ВО ПОЖАРНОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА КСИНТИ ФАСАДИТЕ СО ЗАПАЛЛИВИ МАТЕРИЈАЛИ

РЕЗИМЕ

Во случај на пожар, запалливите изолациони материјали во склоп на фасадните системи ја зголемуваат опасноста од ширење на пожарот, вертикално по фасадата како и на соседните објекти. Овој труд дава преглед на проблемот со ширење на пожарот низ фасадите, но и начини за заштита со апликација на пожарни бариери за згради со висина до 22 m, во согласност со барањата на регулативата во Р. Хрватска. За да се докаже ефикасноста на пожарните бариери за временско одложување на ширењето на пожарот, прикажани се резултатите од пожарни тестирања спроведени на реални модели на КСИНТИ примероци на база на EPS со и без пожарни бариери.

Клучни зборови: пожарна безбедност, фасади, пожарни бариери, КСИНТИ системи

Marija JELČIĆ RUKAVINA¹, Milan CAREVIĆ², Bojan MILOVANOVIĆ³, Marina ALAGUŠIĆ⁴, Ivana BANJAD PEČUR⁵, Dubravka BJEGOVIĆ⁶

CONTRIBUTION OF FIRE BARRIERS IN FIRE PERFORMANCE OF ETICS FAÇADES WITH COMBUSTIBLE MATERIALS

SUMMARY

In case of fire, application of combustible insulation materials in façade systems increases the risk of fire spread vertically across façade and to adjacent buildings. This paper gives an overview of a problem related to fire spread across façades and modes of its protection, which are, in accordance to regulatory requirements set in the Republic of Croatia, based on the application of fire barriers for buildings with height up to 22 m. Further on, to demonstrate effectiveness of fire barriers to delay the spread of fire, results of large scale fire testing performed on EPS based ETICS specimens with and without fire barriers are shown.

Keywords: fire safety, facades, fire barriers, large-scale testing, ETICS systems

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia, jmarija@grad.hr

² Senior Lecturer MSc.Arch., College of Occupational Safety and Health, Croatia, inspeking@zg.t-com.hr

³ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia, bmilovanovic@grad.hr

⁴ PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia, mbagaric@grad.hr

⁵ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia, banjadi@grad.hr

⁶ Professor Emerita, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia, dubravka@grad.hr

1. INTRODUCTION

Having joined EU, Croatia has accepted the entire *acquis*, including all the obligations and regulations on energy efficiency in building construction. Current plans on energy renovation of buildings in the Republic of Croatia are aimed at gradual and systematic energy renovation of the existing buildings. The main assessment criteria are the reduced CO₂ emission and the reduced consumption of energy used for heating, cooling, air-conditioning, ventilation and water heating in buildings.

Among several possible technologies to thermally enhance building envelopes, *External Thermal Insulation Composite Systems* (ETICS) are the most commonly used façade systems in Croatia, as in entire Europe [1]. Thermal insulation materials used in ETICS systems can be either non-combustible or combustible.

With the goal of reducing energy consumption, the regulations are constantly getting stricter on thermal properties of construction elements in façades. Since the thickness of the insulation layer has been at least doubled, compared to former requirements, with a tendency of further increase (with the aim to reach the goals in 2020), total fire loads have been increased, especially if combustible thermal insulation materials are installed on a façade. Thus, the duration of fire and its extinguishing is extended, which ultimately increases the risk of fire spread on façades, and its transfer into the interior of buildings, respectively, onto surrounding buildings.

The objective of fire protection measures regarding façades is the prevention of fire spread to more than two floors above the floor where the fire started before the firefighters' intervention. The firefighters' intervention should prevent falling of the combustible parts of a façade or larger parts of an external wall [2].

Lately, there are a lot examples of fire spread across façades, where the worse one was fire occurred in west London tower block. In Croatia, fire incident that caused a lot of debate about proper use of combustible insulation materials in façades is fire occurred at Cvjetno Naselje student dormitory in February 2017 (Figs. 1a and 1b). The exact cause of this fire is not yet known. However, per the photographs of the fire, it can be claimed that the fire started on the roof of the lower building and vertically spread along the façade of the adjacent building towards upper three floors. Combustible thermal insulation material installed in the ETICS façade system and a strong wind promoted the spread of flame and smoke across the façade. Luckily, fire occurred during the day, when most of the students were outside the building and because of fast firefighters intervention, it was extinguished without any human victims.



Fig. 1. a) student dormitory during fire b) the façade after the fire was extinguished [3,4]

2. MECHANISMS OF FIRE SPREAD OVER FAÇADES

There are three typical scenarios of fire spread across façades [5]:

1. Spread of the external fire onto combustible façade by radiation from the neighboring, separate building,

2. Spread of the external fire onto combustible façade from the source of fire located next to the façade, with the consequence of radiation or direct exposure to fire (litter on the balcony, parked cars etc.),
3. An internal fire that has started in a space inside a building spreads through openings in the façade (windows, doors etc.) onto higher and lower stories.

The most often, fire initiates inside buildings and spreads through the openings across its façade. Namely, if there is a fast intervention (either by firefighters or by a sprinkler system) a fire in an indoor space can develop to flashover phase, when the flame is most likely to come out through the openings on the façade (windows or doors). By the time glass breaks and a fire breaks outside, flames can reach up to 5 m above the edge of the opening regardless of the façade system and the type of material used, which is very influenced by airflow speed in the vicinity of building.

The "weakest" part of façade presents the one located directly above the opening, lintel. Once the fire breaks outside through the window of the building with combustible insulation material built into the façade, it will cause the damage of the lintel and spread further across façade in accordance to mechanism presented in Fig. 2. That is why, one of the ways to slow down fire spread across façade till firefighter's intervention is to install fire barriers as it will be shown in the next section of this paper.

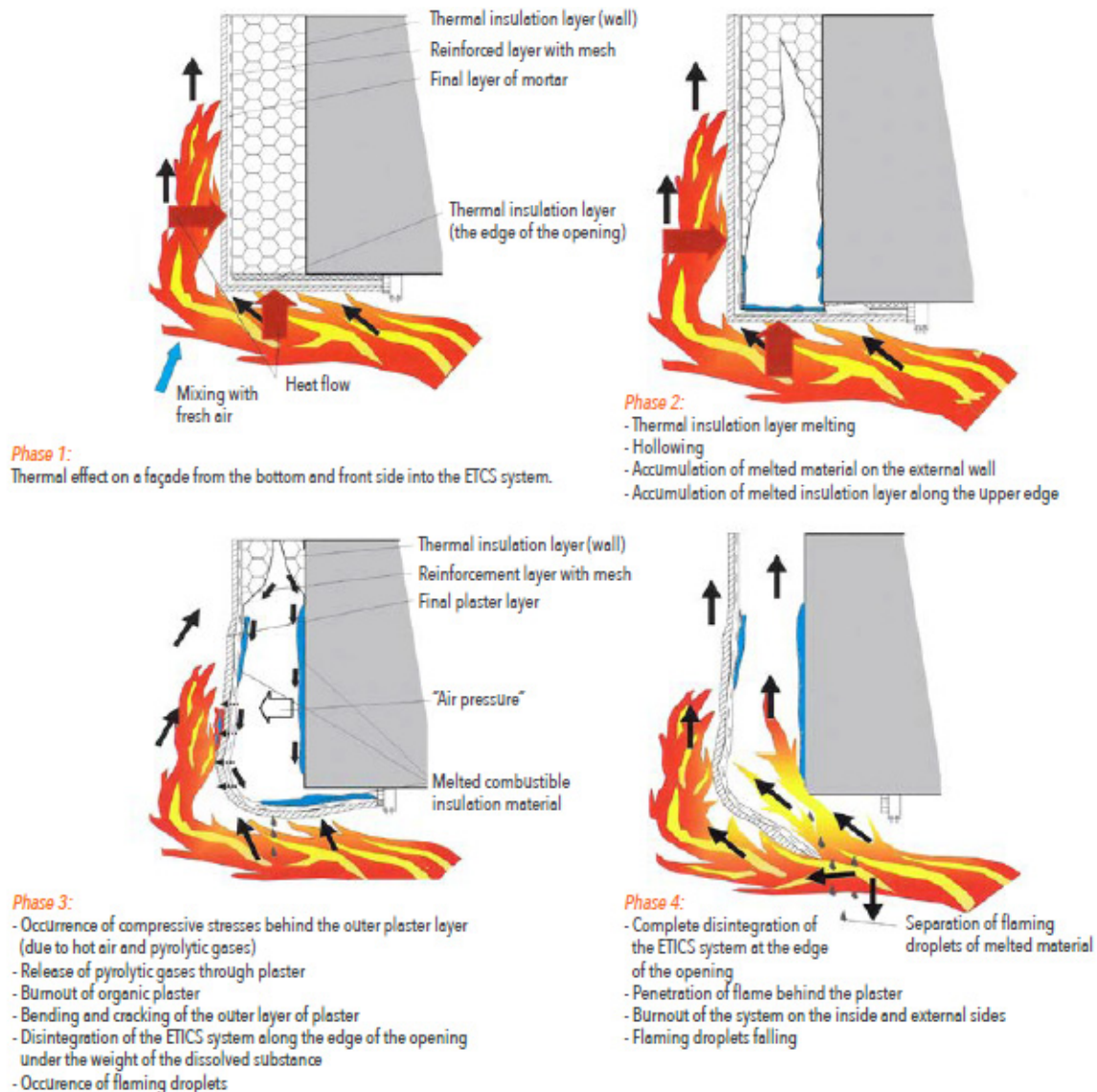


Fig. 2. Fire spread across façade above the opening [6]

3. CROATIAN REGULATIONS REGARDING FIRE PROTECTION OF FAÇADES

In the Republic of Croatia, the design of buildings in the area of fire protection in buildings is regulated by the Building Act (Official Gazette 153/13, 20/17), Fire Protection Act (Official Gazette 92/10) and a number of bylaws, the recognized rules in technical practice and standards (Fig 3.).

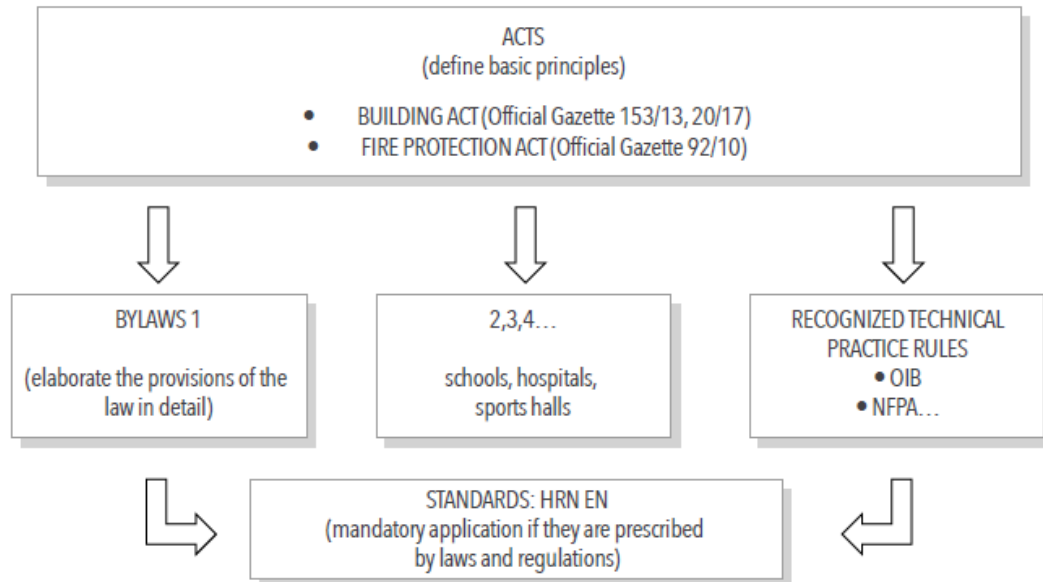


Fig. 3. Schematic representation of the Croatian regulations regarding fire protection of buildings

There are still some areas of fire protection, for instance, requirements for design of hospitals, schools, retirement homes etc. which have not yet been covered by Croatian legislation. *Ordinance on fire resistance and other requirements for buildings in case of fire* (Official Gazette 29/13 and 87/15, (hereinafter Ordinance), passed in 2013 and amended in 2015, is the basic bylaw for fire protection in buildings. It is harmonized with the European requirements. The Ordinance was defined as a basic module which has to be upgraded with the modules for the buildings of the above mentioned purposes (schools, hospitals, nursery homes, etc.). Recognized rules in technical practice will be applied for these purposes until relevant Croatian regulations are brought, of which most often NFPA 101, *Life safety code* (NFPA – National Fire Protection Association) [7] or Austrian guidelines OIB Richtlinie 2 (*OIB - Österreichisches Institut für Bautechnik*) [8]. These regulations define fire protection measures that have not been regulated by Croatian legislation, for instance, when determining the maximum allowed area of fire and smoke compartments or the need for systems of active protection (sprinklers, fire alarms etc.). However, if there exists Croatian legislation for fire protection, it is mandatory to apply thereof. Thus, the requirements from the above-mentioned Ordinance regarding reaction to fire of insulation materials for façades are applied.

In accordance to the Ordinance, all buildings are classified into subgroups according to the required level of fire protection, as presented in Table 1.

Buildings of special fire safety concern are those that belong to subgroup 5 and which include buildings which mostly consist of underground stories, buildings where immobile users or users with reduced mobility capabilities reside, users that cannot be independently evacuated (hospitals, retirement homes, psychiatric institutions and the like), and buildings with users with limited mobility for security reasons (prisons etc.), and/or single spaces where more than 300 users can gather.

Requirements /Subgroup	ZPS 1	ZPS 2	ZPS 3	ZPS 4	ZPS 5	High-rise buildings*
Height, h [m]	7	7	7	11	< 22	≥ 22
Total floor area, m ²	≤ 400	≤ 1200	No limit	No limit	No limit	No limit
Gross floor area of single business units/apartments	≤ 400	≤ 400	No limit	No limit if there is one residential or business unit ≤ 400 per residential/business unit	No limit	No limit
Maximum number of units	1	≤ 3	No limit	No limit	No limit	No limit
Number of users	≤ 50 total	≤ 100 total	≤ 300 total	≤ 300 total	≤ 300 total in single space	No limit

- special bylaw for high-rise building is under preparation

Table 1. Requirements for classification of buildings into relevant subgroups according to the required fire protection

Regarding to fire behavior of façades or façade elements, requirements are set upon reaction to fire properties as shown Table 2, where requirements for thermal contact systems of façades or ETICS system is shown.

Requirements /Subgroup	ZPS 1	ZPS 2	ZPS 3	ZPS 4	ZPS 5	High-rise buildings
Thermal contact systems of façades						
Classified system	E	D	D-d1	C-d1	B-d1	A2-d1
or						
Components of layers with the following classified element						
Finishing layer	E	D	D	C	B-d1	A2-d1
Insulation layer	E	D	C	B	A2	A2

Table 2. Required classes of reaction to fire in façades

As can be seen from the table, there is a difference depending whether the entire façade system has been tested and classified according to reaction to fire properties or whether the designer has planned the use of the individual tested and classified components of façade systems for which there are special requirements for the reaction to fire class.

Due to special fire safety problems related to high-rise buildings (i.e. prolonged evacuation, rescue is not possible from outside, risk associated with vertical spread across façades, firefighting difficult from inside of the building etc.), there is requirement for usage of only non-combustible materials for façade

application, while for the buildings belonging to other subgroups, the use of combustible materials in façade systems is allowed.

In addition to requirements based on reaction to fire classes presented by the table 2, in case of buildings that belongs to subgroup 4 and 5, when combustible materials in façades are used, it is further required to use fire barriers (materials of reaction to fire class A1 or A2-s1,d0). Dimensions and positions of fire barriers on the façades depends of many factors, but the most important is whether each floor of the building is considered as one fire compartment or the whole building is one fire compartment. In the latter case, fire barriers in the form of lintel protection above each opening (window, door etc.) or bands around building perimeter on each alternate floor are required. Positions and dimensions of mentioned fire barriers are presented in Figs. 4a and 4b [5].

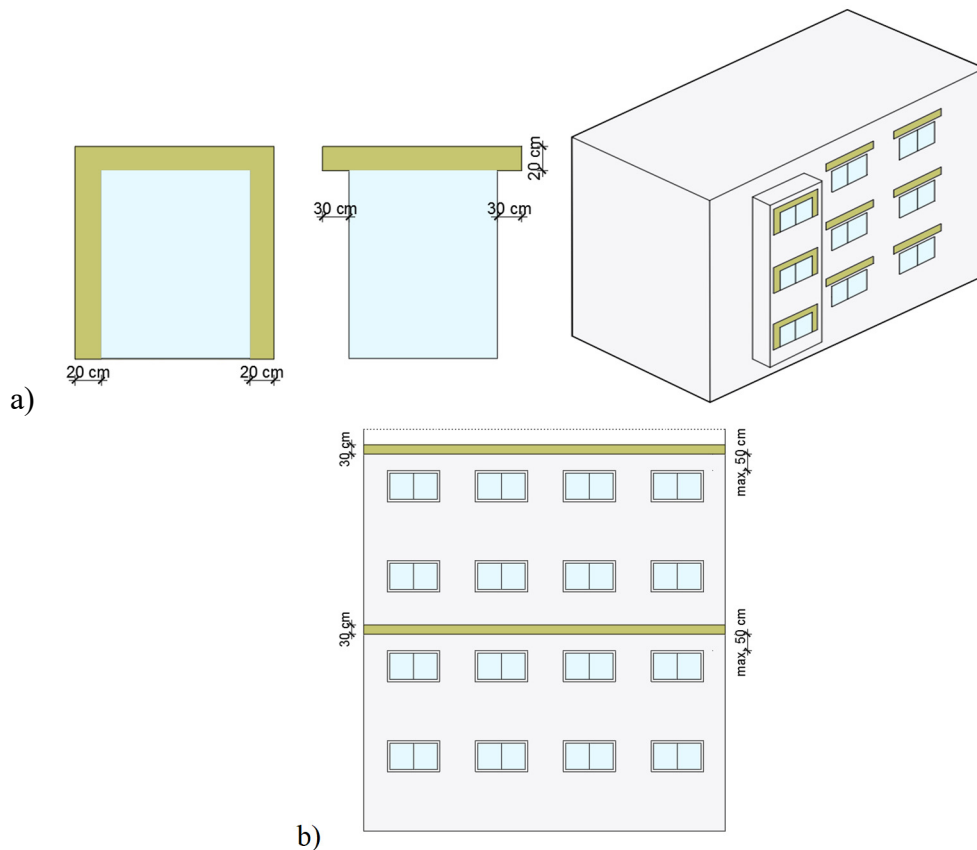


Fig. 4. Prevention of vertical fire spread by using fire barriers made of non-combustible insulation materials in the form of a) lintel protection b) continuous band around the building perimeter

4. EXPERIMENTAL TESTING

To confirm effectiveness of fire barriers made of non-combustible materials (reaction to fire classes A1 or A2-s1,d0) in delay of fire spread across ETICS façades with combustible insulation, fire behavior of two large-scale specimens were assessed. The only difference between test specimens was the fire barrier made of non-combustible material (stone wool in this case) that was installed as lintel protection above the opening of one test specimen (as presented in Fig. 4a).

4.1. Test set-up

Composition of test specimens and their classification according to the reaction to fire properties, as declared by the manufacturer, is shown in Table 3.

Test specimen	Thermal insulation material and thickness	Render	Fixing method	Reaction to fire classification
TS_1	Expanded polystyrene (EPS) – 150 mm	Basic render reinforced with glass fibre mesh and final organic (acrylic) render – 5 mm	Adhesive and mechanical fixing	B-s2,d0
TS_2	Expanded polystyrene (EPS) – 150 mm + fire barrier 200 mm high; directly above combustion chamber			B-s2,d0 (A2-s1,d0 barrier)

Table 3. Description of test specimens

In the absence of a harmonized EU standard for large scale façade fire testing, fire performance of ETICS system in these tests was performed according to standard BS 8414-1 [9]. This standard describes a method of assessing the behavior of façade systems applied to the face of a building with a masonry wall as substrate and exposed to external fire under controlled conditions.

Both test specimens were L-shaped, 8 m high, with one leg 2.6 m long forming the main test wall (main face) and the other leg 1.5 m long forming the return wall (wing) as shown in Fig. 5. The L-shape of the specimen represents an internal corner of a building.

External thermocouples were positioned on the main face of the façade and on the wing, both at Level 1 and Level 2 (Fig. 5b) in accordance with BS 8414-1. Internal thermocouples were positioned at Level 2, on the main face of the façade and on the wing. Internal thermocouples required by BS 8414-1 were positioned at Level 2, on the main face of the façade and on the wing [10].

Since the tests were performed outside, the weather conditions, i.e. wind speed, wind direction and air temperature, were monitored in order to be able to take into account their possible influence on testing and obtained results. Air temperature during the test was within the range of 20.5 – 22.2 °C and the air velocity was within the range of 2.2 – 4.5 m/s in N, N – W direction. Direction of north is shown in Fig. 5a.

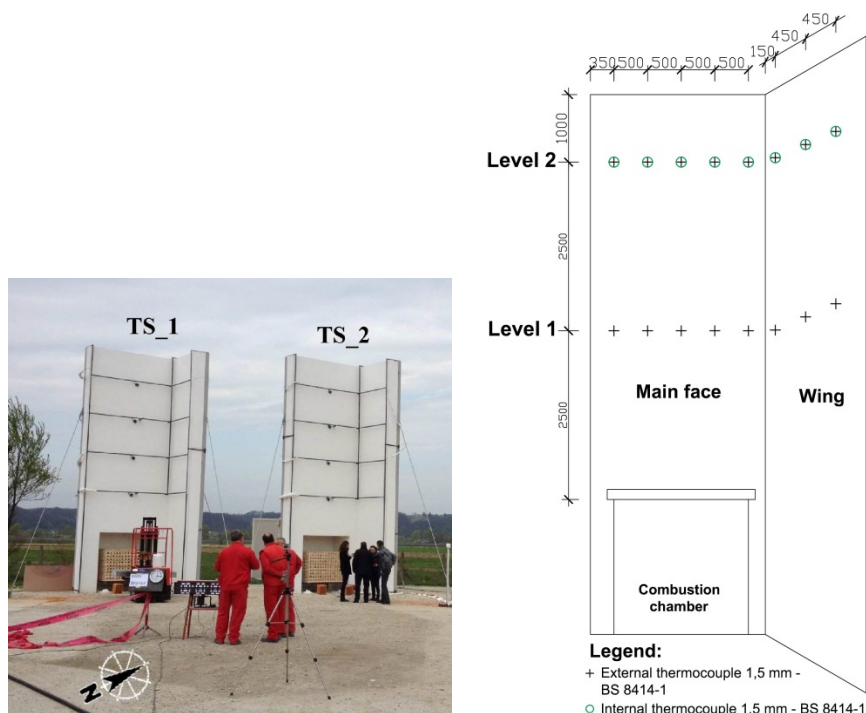


Fig. 5. a) Test specimens before the start of the testing and b) positioning scheme of thermocouples required by BS 8414-1

4.2. Test results

Test results will be presented in terms of developed temperature profiles and visual appearances of test specimens during and after the test. Figs. 6a and 6b present temperature profiles based on the average temperatures, measured according to the used standard with the external thermocouples embedded in test specimens at Level 1 and Level 2, respectively. Fig. 7 presents the average temperature measured within the thermal insulation layer at Level 2. Average temperatures in all figures imply an average of several thermocouples at the same level.

From Figs. 6 a and 6b, higher average surface temperatures can be observed on test specimens without fire barriers, TS_1 at both Level 1 and Level 2. As expected, obtained differences are higher at Level 1 (up to 300°C) compared to Level 2 (cca 150°C) because of the proximity of fire source, i.e. combustion chamber.

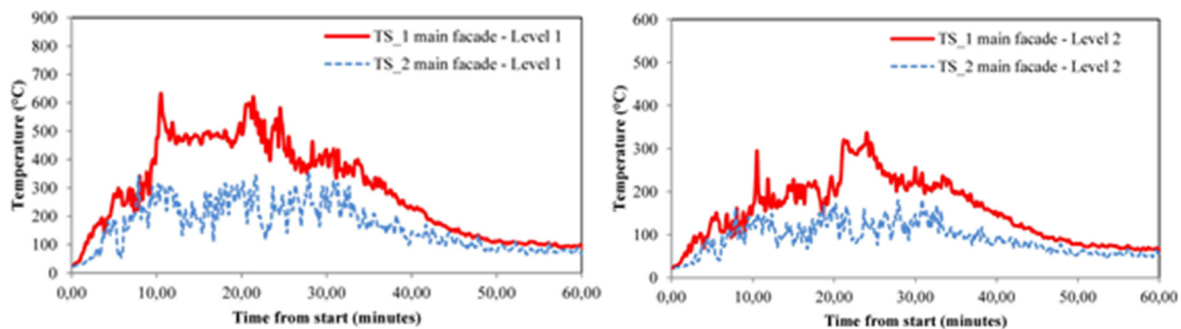


Fig. 6. Average surface temperatures on main façade at a) Level 1 and b) Level 2

Analysis of average temperatures within the thermal insulation layer shows that test specimen TS_2 has considerably lower temperatures compared to test specimen TS_1. Obviously, fire barrier has limited the fire development within the insulation material in test specimen TS_2 and temperatures remained below or around 100°C at Level 2. The adverse effect occurred on TS_1, i.e. the thermal insulation in this specimen was caught by fire where temperature peak rose up to 720°C (Fig. 7).

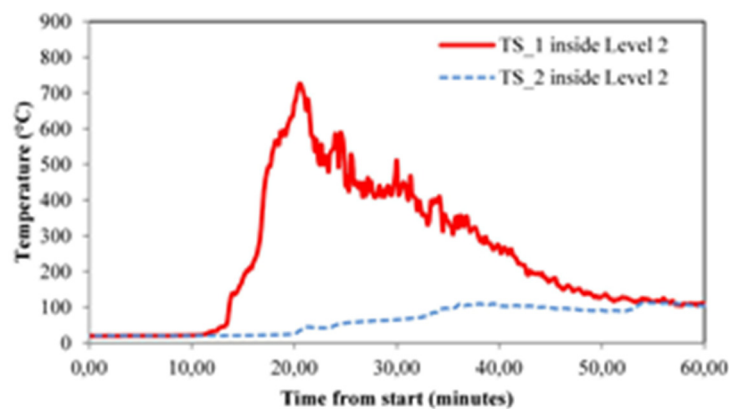


Fig. 7. Average temperature within thermal insulation layer at Level 2 on main façade

More than 60 minutes from the start, firefighters hosed down fire sources and all test specimens for safety reasons. Figs. 8-13 present the course of behavior of two façade systems during testing. From figures, it can be seen that only the glass fibre mesh and finishing render was left of test specimen TS_1, while the entire thermal insulation burned up in less than 40 min after the start of fire. At test specimen TS_2, once the fire propagated over the fire barrier above the combustion chamber, the thermal insulation started to melt and burning droplets fell down. The thermal insulation melted only partially at this test specimen.



Fig. 8. Start of the test

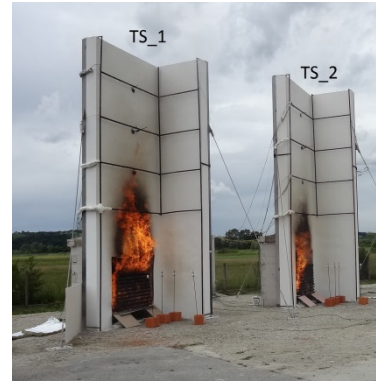


Fig. 9. 9 min from the start



Fig. 10. 19 min from the start

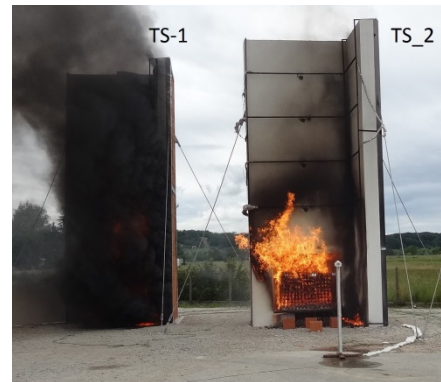


Fig. 11. 28 min from the start



Fig. 12. 37 min from the start



Fig. 13. 57 min from the start – wood crib has burned up

5. CONCLUSION

The first part of this paper present growing problem related to fire behaviour of combustible façade systems which satisfy the requirement for energy efficiency, but impose increased fire loads in buildings. Consequently, the duration of fire and its extinguishing is extended, which ultimately increases the risk of fire spread across façades, and its further spread into the interior of buildings, respectively, onto surrounding buildings. Apart from high-rise buildings for which use of non-combustible materials in façades is demanding, one of the possibilities to delay spread of fire across façades of buildings, in which combustible insulation materials is allowed, is to build in fire barriers at certain locations across façades.

In the second part of paper, the results of large scale testing in which the influence of fire barrier (made of non-combustible material with reaction to fire class A2-s1,d0) positioned above the window opening

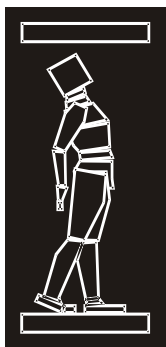
on the fire performance of an ETICS system with combustible insulation, (EPS), are presented. Results showed that the fire barrier has two major functions during the exposure to fire:

1. keeping the render and mesh in position longer delaying cracking of the render.
2. delaying the spread of fire and falling off the burning droplets.

However, the results also show as whereas a stone wool fire barrier can slow down and decrease the fire spread in EPS ETICS it cannot fully prevent the EPS from contributing in the fire development. Consequently EPS ETICS with fire barriers cannot be considered as fire safe as systems with non-combustible insulation and hence are not recommended for all building types, especially in buildings with users of reduced mobility capabilities as hospitals, retirement homes, kindergartens etc.

REFERENCES

- [1] Pasker, R., “WDVS in Europa, European Association for External Thermal Insulation Composite Systems EAE”, EUMEPS Master Class ETICS, Vienna, Austria, 2013.
- [2] I. Kotthoff, “Fire performance of external thermal insulation composite systems (ETICS) in buildings”, 4th Global insulation conference, 2. – 3. 11.2009. in Prague.
- [3] <http://www.telegram.hr/politika-kriminal/u-studentskom-domu-cvjetno-naselje-doslo-je-do-pozara-vatrogasci-trenutne-gase-vatru/> [web page accessed: 27.3.2017.]. (In student dormitory Cvjetno naselje fire broke out and firemen are extinguishing fire).
- [4] <http://www.sesvete-danas.hr/hrvatska-i-svijet/zagreb/pozar-u-studentskom-domu-cvjetno-naselje-1196> [web page accessed: 30.3.2017.]. (Fire in student dormitory)
- [5] Jelcic Rukavina, M., Carevic, M., Banjad Pecur, I., “Fire protection of façades - The Guidelines for Designers, Architects, Engineers and Fire Experts”, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineers, 2017.
- [6] Mayr, J., Battran, L., “Handbuch Brandschutzatlas Grundlagen – Planung – Ausführung. FeuerTrutz”, 2014.
- [7] National Fire Protection Association, 2015 NFPA 101: “Life Safety Code”.
- [8] Österreichisches Institut für Bautechnik, OIB-Richtlinie 2: Brandschutz.
- [9] BS 8414-1:2002 Fire performance of external cladding systems. Test methods for non-loadbearing external cladding systems applied to the face of building.
- [10] D. Bjegović, I. Banjad Pečur, B. Milovanović, M. Jelčić Rukavina, M. Alagušić, “Comparative full-scale fire performance testing of ETICS systems”, Građevinar, vol. 68, no. 5, pp. 357–369, 2016. doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.1347.2015>



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 7

mase@gf.ukim.edu.mk

Ивана МУЛОВСКА¹, Мери ЦВЕТКОВСКА², Ана ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА³

ВЛИЈАНИЕ НА ДИМЕНЗИИТЕ НА НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК И ТИПОТ НА ИЗОЛАЦИЈА ВРЗ ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ДРВЕНИ СТОЛБОВИ

РЕЗИМЕ

Предмет на истражувањето е да се увиди влијанието на димензиите на напречниот пресек и влијанието на различните видови изолација врз пожарната отпорност на дрвените столбови, односно да се дефинира разликата во однесувањето на незаштитени опожарени дрвени столбови и заштитени со примена на материјал за изолација. Анализирани се дрвени столбови од цврсто дрво тип С24, изложени на пожар од 4 страни, со класи на пожарна отпорност: R30, R45, R60 и R90. Анализата е спроведена со методи за пресметување според Еврокод 5, дел 1-2. Врз база на спроведените анализи добиени се криви кои ја дефинираат пожарната отпорност на разгледуваните типови на дрвени столбови.

Клучни зборови: Дрвени столбови, пожарна отпорност, димензии на пресек, типови изолација

Ivana MULOVSKA¹, Meri CVETKOVSKA¹, Ana TROMBEVA GAVRILOSKA³

INFLUENCE OF CROSS-SECTION DIMENSIONS AND TYPE OF ISOLATION ON FIRE RESISTANCE OF TIMBER COLUMNS

SUMMARY

The main topic of this research is to define the influence of cross-section dimensions and type of isolation on fire resistance of timber columns. In other words, to define the difference between protected and unprotected surfaces of timber columns in case of fire exposure. The timber columns are from firm timber type C 24, pinned on both ends and subjected to external axial loading. The timber columns are exposed to 30, 45, 60 and 90 minutes standard fire at the entire perimeter. The analysis is conducted with the calculation methods recommended in Eurocode 5, part 1-2. The final results from the analysis are the curves that define the fire resistance of the examined types of timber columns.

Key words: timber columns, fire resistance, cross-section dimensions, type of isolation

¹ Master of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, mulovska_ivana@outlook.com

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

³ Assoc. prof. PhD, Faculty of Architecture, UKIM, Skopje, Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Столбовите, како конструктивни елементи, имаат доминантна улога во обезбедувањето стабилност на конструкцијата во целост, па оттаму се јавува потребата истите да имаат задоволителна пожарна отпорност. Пожарната отпорност на дрвените столбови зависи од брзината на формирањето на јагленисаниот слој, од зафатнинската маса на дрвото, збиеноста на структурата, процентот на влага во дрвото, состојбата на напрегање, формата и димензиите на напречниот пресек, условите на потпирање, пожарното сценарио односно температурната распределба помеѓу конструктивните елементи од дрвената конструкција и сл.

Наједноставен начин за заштита на конструктивните елементи од дејство на пожар е правилното конципирање на конструктивниот систем и правилното димензионирање на попречните пресеци на носивата конструкција. Елементите со големи распони од статички причини имаат голема површина на попречниот пресек, а со тоа и висока противпожарна отпорност заради бавното согорување на површинските слоеви на дрвената маса. Со оглед дека сигурноста на објектот е директно зависен од сигурноста на најслабиот елемент во конструкцијата, од противпожарни причини се ограничуваат минималните димензии на попречниот пресек на дрвените елементи. Конструкциите со големи распони, со значителни димензии на поречните пресеци, се стабилни на дејство на пожар и не бараат посебна заштита од пожар дури и во најстроги услови на експлоатација.

Вообичаен начин на заштита од пожар освен конструктивните мерки е примената на хемиска заштита. При тоа се употребуваат средства кои го успоруваат палењето на дрвото и ширењето на пламенот, а количината на дим и токсичноста ја сведуваат на минимум. Овие средства се изработуваат од негориви материјали, кои се слаби проводници на топлина и успешно го штитат дрвото од пожар. Заштитното хемиско средство не треба да гори до температура од 800°C, да не го шири пламенот и да не развива отровни гасови. Средства за хемиска заштита на дрвата од пожар кои најчесто се применуваат се: боракс, борна киселина, диамониум фосфат, амониум сулфат, амониум хлорид, цинк хлорид и др.

Заштитата на дрвото од пожар може да се изврши и со премачкување со различни средства со четка или со прскање. Овие специјални премази, во количини од 300-500 g/m² под влијание на оган набубруваат и формираат густ микропорозен слој пена, односно пенаста смеса која е неколку стотини пати подебела од својата првобитна дебелина.

2. ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД EN 5-1-2

Еврокод 5, дел 1-2 (EN 1995-1-2:2004) опфаќа проектирање на дрвени конструкции за инцидентни случаи на изложеност на пожар. Овој дел се употребува заедно со EN 1995-1-1 и EN 1991-1-2:2002 и укажува на разликата од, или е додаток кон, проектирањето за нормални температури. Овој дел 1-2 од EN 1995 се применува кога од конструкцијата изложена на пожар се бара:

- да не доживее предвремен колапс (да задоволи функција на носивост);
- да ограничи ширење на пожар, односно пламен, вжештени гасови и прекумерна топлина надвор од назначените области (да задоволи функција на одделување).

Пожарната отпорност може да се пресметува за издвоен елемент, дел од конструкцијата или за цела конструкција, зависно од избраниот метод. Моделот на конструктивниот систем кој се усвојува за проектирање треба да го одразува очекуваното однесување на конструкцијата во пожарна состојба.

Од пожарните карактеристики на дрвото најзначаен параметар е дебелината на јагленисаниот слој кој зависи од брзината на согорувањето на дрвото. Овој слој се смета дека се појавува на температура блиска до пиролиза, што соодветствува на температура од околу 300°C. Јагленисаниот слој треба да се земе во предвид за сите дрвени површини и панели базирани на дрво кои се директно изложени на пожар.

Треба да се земе во предвид дека брзината на создавање на јагленисаниот слој е различна за:

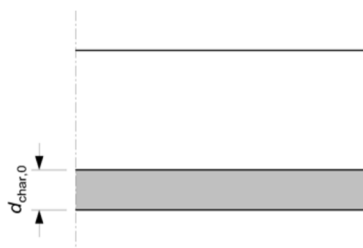
- незаштитени површини во текот на пожарната изложеност;
- почетно заштитени површини пред да започне опаѓањето на заштитата;
- заштитени површини откако ќе бидат изложени на пожар.

Брзината на создавање на јагленисан слој за еднодимензионален слој се зема како константна вредност која зависи од времето. Проектната вредност за длабочината на јагленисаниот слој се пресметува како:

$$d_{char,0} = \beta_0 t$$

каде:

- $d_{char,0}$ - проектна вредност за длабочината за еднодимензионален јагленисан слој;
- β_0 - проектна вредност за брзината на создавање на еднодимензионален јагленисан слој при стандардна пожарна изложеност;
- t - време на пожарна изложеност.



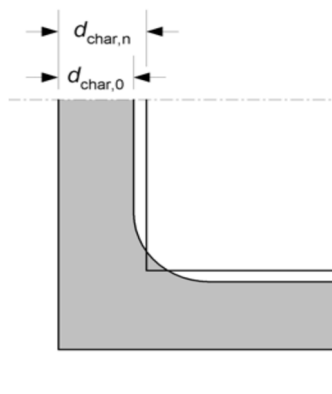
Слика 1. Дебелина на еднодимензионален јагленисан слој

Номиналната проектна брзина на создавање на јагленисан слој, која ги опфаќа ефектите од закривувањата на кошевите и пукнатините на елементите, се зема како константна вредност која зависи од времето. Номиналната проектна длабочина на јагленисаниот слој се пресметува како:

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

каде:

- $d_{char,n}$ - номинална проектна вредност за длабочината на јагленисаниот слој која ги опфаќа ефектите од закривувањата на кошевите и пукнатините;
- β_n - номинална проектна вредност за брзината на создавање на јагленисан слој која ги опфаќа ефектите од закривувањата на кошевите и пукнатините;
- t - време на пожарна изложеност.

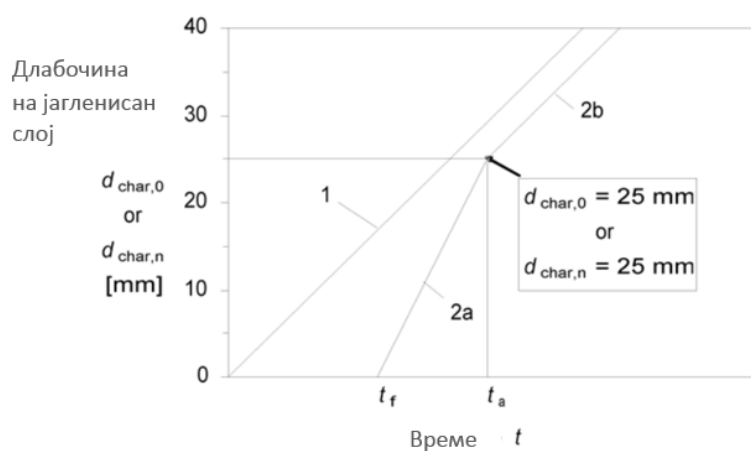


Слика 2. Дебелина на јагленисан слој кој ги опфаќа ефектите од закривувањата на кошевите и пукнатините на елементите

	β_0 mm/min	β_n mm/min
а) Меко дрво и бука		
Лепено ламелирано дрво со специфична тежина $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Цврсто дрво со специфична тежина $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
б) Цврсто дрво		
Цврсто или лепено ламелирано дрво со специфична тежина од 290 kg/m^3	0,65	0,7
Цврсто или лепено ламелирано дрво со специфична тежина $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
с) LVL / ламелиран фурнир		
со специфична тежина $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
д) Панели		
Дрвени панел плочи	0,9 ^a	-
Иверици	1,0 ^a	-
Други панел плочи базирани на дрво	0,9 ^a	-
^a Овие вредности се однесуваат за панели со специфична тежина од 450 kg/m^3 и дебелина од 20mm		

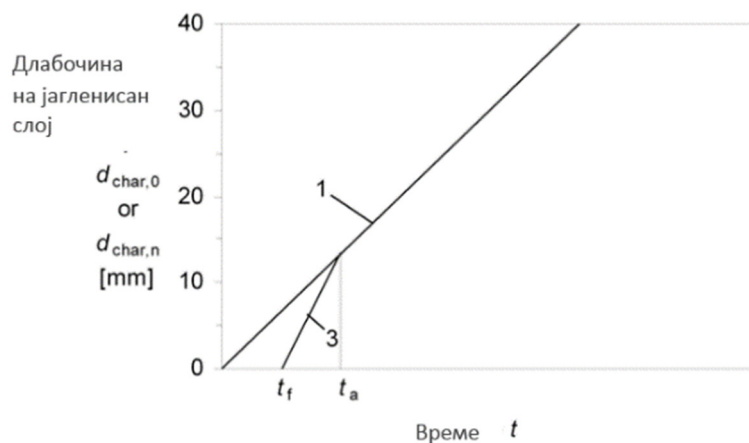
Табела 1. Проектни вредности за брзините на создавање на јагленисан слој β_0 и β_n за различни дрвени површини

2.1. Длабочина на јагленисан слој кај заштитени површини на опожарен пресек



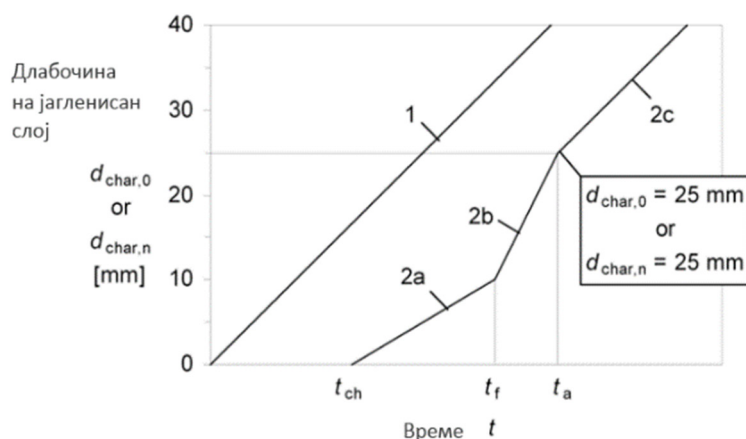
- 1 Зависност на брзина на јагленисување β_n (или β_0) од времето, за незаштитени елементи
- 2 Зависност на брзина на јагленисување од времето, веднаш по паѓањето на заштитниот слој
- 2а По паѓањето на заштитниот слој, брзината на јагленисување се зголемува
- 2б Откако длабочината на јагленисаниот слој ќе достигне 25mm, брзината на јагленисување се намалува до вредности кои одговараат на незаштитени елементи (прикажани во Табела 4.13).

Слика 4. Зависност на длабочината на јагленисаниот слој од времето, кога јагленисувањето започнува по паѓање на заштитниот слој ($t_{ch}=t_f$), а во време t_a слојот е најмалку 25mm



- 1 Зависност на брзината на јагленисување β_n (или β_o) од времето, за незаштитени елементи (вредности прикажани во Табела 4.13)
- 3 Зависност на брзината на јагленисување од времето за покретно заштитени елементи, со брзо отпаѓање на заштитниот слој – време t_f

Слика 5. Зависност на длабочината на јагленисување од времето за заштитени елементи, кога јагленисувањето започнува по паѓање на заштитниот слој ($t_{ch}=t_f$), а во време t_a слојот е помал од 25mm



- 1 Зависност на брзината на јагленисување β_n (или β_o) од времето, за незаштитени елементи (вредности прикажани во Табела 4.13).
- 2 Зависност на брзината на јагленисување од времето на заштитените елементи каде јагленисувањето започнува пред паѓањето на заштитниот слој
 - 2a Јагленисувањето започнува во време t_{ch} со намалена брзина кога заштитниот слој сеуште постои
 - 2b Откако заштитниот слој паднал, брзината на јагленисување се зголемува
 - 2c Откако длабочината на јагленисаниот слој ќе достигне 25mm, брзината на јагленисување се намалува до вредностите прикажани во Табела 4.13.

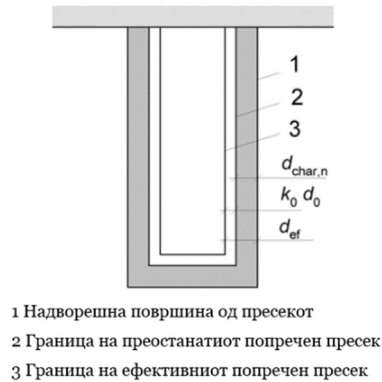
Слика 6. Зависност на длабочината на јагленисување од времето за заштитени елементи, кога $t_{ch} < t$

2.2. Метод на редуциран попречен пресек

Проектната постапка која е искористена во примерите за определување на пожарната отпорност на дрвени столбови е според “Метод на редуциран попречен пресек”, каде ефективниот попречен пресек треба да се земе со редуцирање на почетниот попречен пресек со ефективната дебелина на јагенисаниот слој, и тоа:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

($d_0=7 \text{ mm}$)



Слика 7. Дефинирање на ефективниот попречен пресек и преостанатиот дел од попречниот пресек

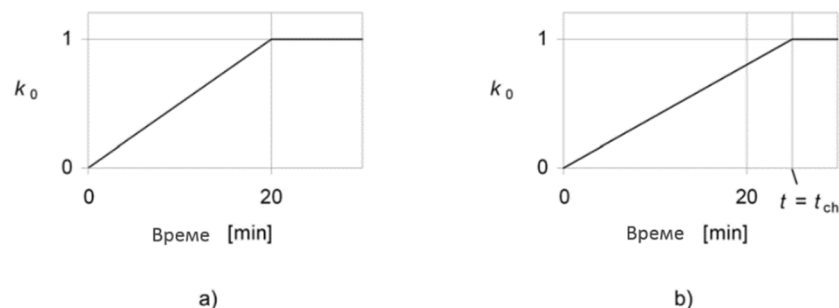
Се смета дека за слојот од пресекот кој се наоѓа блиску до јагенисаниот слој, со дебелина $k_0 d_0$, вредностите на јакоста и крутоста изнесуваат нула, додека вредностите на јакоста и крутоста на преостанатиот дел од пресекот кој се наоѓа под овој слој остануваат непроменети.

За незаштитени дрвени површини, вредноста за k_0 се зема од Табела 2:

	k_0
$t < 20 \text{ min}$	$t/20$
$t \geq 20 \text{ min}$	1,00

Табела 2. Дефинирање на вредноста на k_0 за незаштитени површини

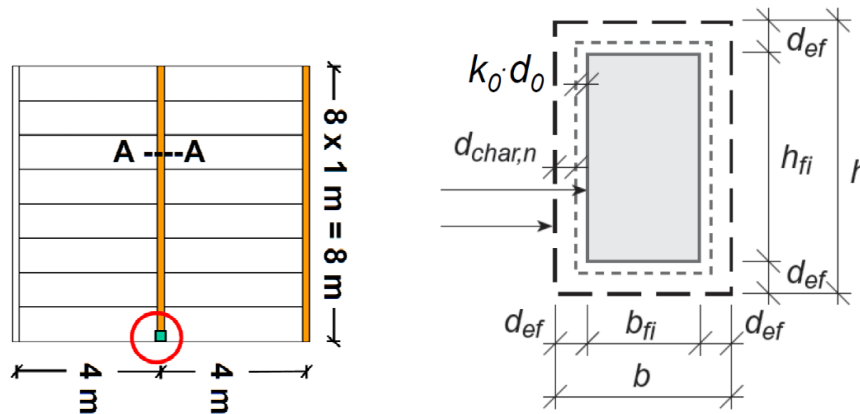
За заштитени дрвени површини со $t_{ch} < 20 \text{ min}$ се зема дека вредноста на k_0 варира линеарно од 0 до 1 во временскиот интервал од $t=0$ до $t=t_{ch}$, додека за заштитени дрвени површини со $t_{ch} \geq 20 \text{ min}$ за k_0 се зема вредност 1.



Слика 9. Варијација на вредноста за k_0 : а) за незаштитени елементи и заштитени елементи каде $t_{ch} \leq 20 \text{ min}$, б) за заштитени површини каде $t_{ch} > 20 \text{ min}$

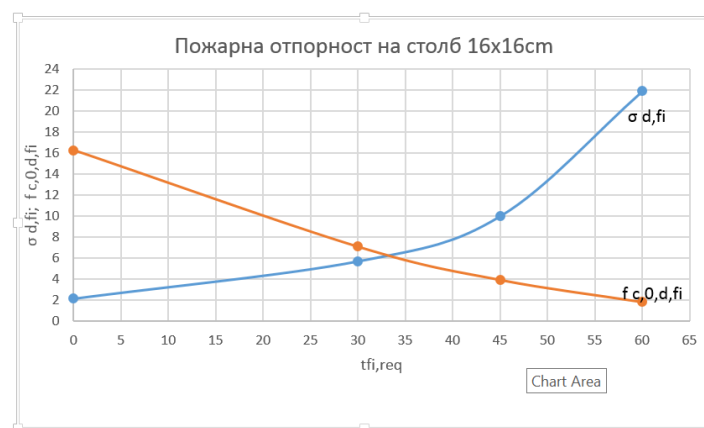
3. ВЛИЈАНИЕ НА ДИМЕНЗИИТЕ НА НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК ВРЗ ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ДРВЕНИ СТОЛБОВИ

Во трудот е анализиран одговорот на дрвените столбови изложени на дејство на пожар со промена на димензиите на напречниот пресек. За анализа земени се столбови со димензии: 16x16, 17x17, 18x18, 20x20, 22x22, 24x24 и 26x26cm. Анализирани се дрвени столбови од цврсто дрво тип C24 со специфична тежина на дрвото од $\gamma_d=600\text{kg/m}^3$, со висина $H=3\text{m}$ и растојание меѓу нив $a=4\text{m}$, слободно потпрени на двата краја (истите се дел од конструкција прикажана на сл.10). Анализирани се случај за пожарна изложеност од 4 страни со следните класи на времетраење на дејство на пожар: R30, R45, R60 и R90. Применети се методи на пресметување според EN 1995-1-2.



Слика 10. Геометрија на анализираниот конструкција и напречен пресек на столбот

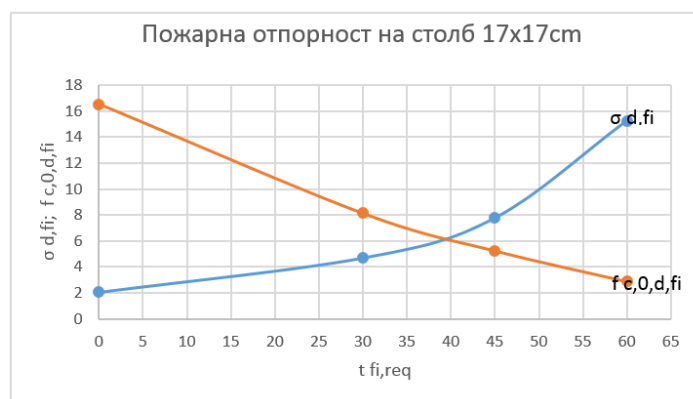
Како прв случај анализиран е столб со димензии 16x16cm. Столбот е анализиран за дејство на пожар во времетраење од 30, 45, 60 и 90 минути. Се добија следните резултати прикажани на следниот дијаграм:



Слика 11. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 16x16cm

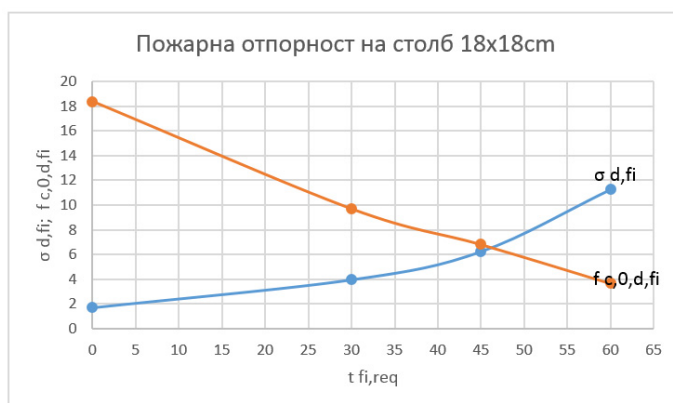
Од дијаграмот на Слика 11. се гледа дека незаштитениот дрвен столб од цврсто дрво тип C24 со димензии 16x16 cm опожарен од сите 4 страни и оптоварен со дадената сила може да го издржи пожарот во временски период од приближно 33 min, после кој ја губи својата носивост.

Преку истата постапка, со анализи на незаштитени дрвени столбови со димензии 17x17cm, 18x18cm, 20x20cm, 22x22cm, 24x24cm и 26x26cm добиени се резултати прикажани на следните дијаграми:



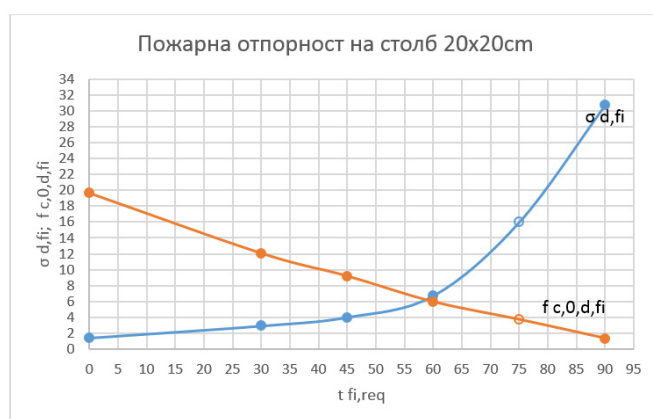
Слика 12. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 17x17cm

Од дијаграмот на Слика 12. се гледа дека незаштитениот дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 17x17cm опожарен од сите 4 страни и оптоварен со дадената сила може да го издржи пожарот во временски период од приближно 39 min, после кој ја губи својата носивост.



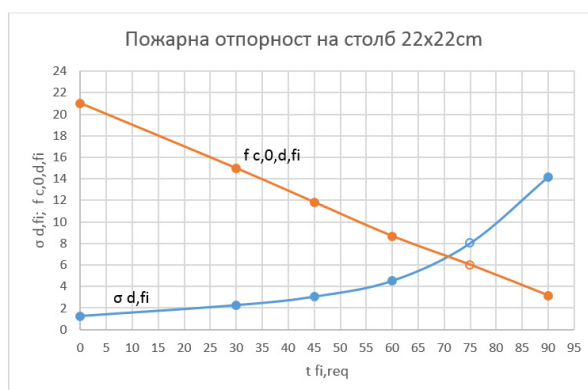
Слика 13. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 18x18cm

Од дијаграм на Слика 13. се гледа дека незаштитен дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 18x18cm опожарен од сите 4 страни и оптоварен со соодветната сила може да го издржи пожарот во временски период од приближно 46 min, после кој ја губи својата носивост.



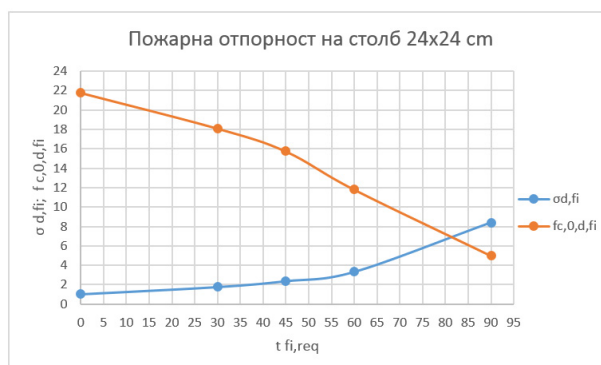
Слика 14. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 20x20cm

Од дијаграм на Слика 14. се гледа дека незаштитен дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 20x20cm опожарен од сите 4 страни може да го издржи пожарот во временски период од приближно 59 min, после кој ја губи својата носивост.



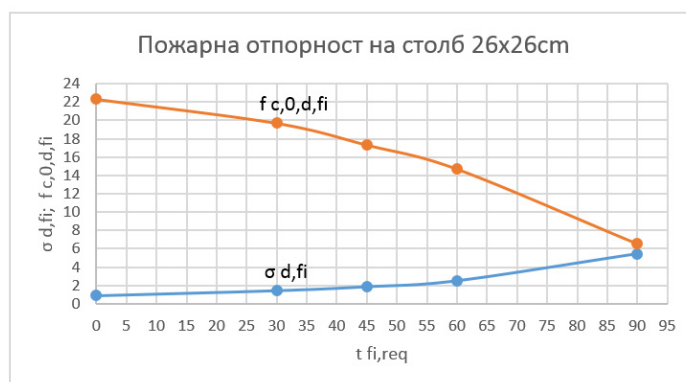
Слика 14. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 22x22cm

Од дијаграм на Слика 14. се гледа дека незаштитен дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 22x22cm опожарен од сите 4 страни може да го издржи пожарот во временски период од приближно 71 min, после кој ја губи својата носивост.



Слика 15. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 24x24cm

Од дијаграм на Слика 15. се гледа дека незаштитен дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 24x24cm опожарен од сите 4 страни може да го издржи пожарот во временски период од приближно 82 min, после кој ја губи својата носивост.



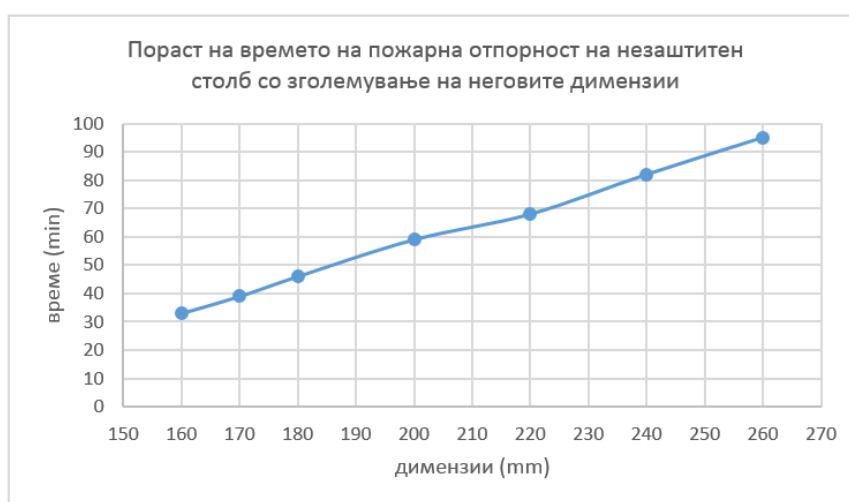
Слика 16. Дијаграм на пожарна отпорност на незаштитен дрвен столб со димензии 26x26cm

Од дијаграм на Слика 16. се гледа дека незаштитен дрвен столб од цврсто дрво тип С24 со димензии 26x26cm опожарен од сите 4 страни може да го издржи пожарот во временски период поголем од 90min, што значи не ја губи својата носивост до тој период.

Сумарните резултати се прикажани во Табела 3.

димензии на напречен пресек (mm)	време на пожарна отпорност (min)
160x160	33
170x170	39
180x180	46
200x200	59
220x220	68
240x240	82
260x260	95

Табела 3. Време на пожарна отпорност на незаштитени столбови за соодветен напречен пресек



Слика 17. Дијаграм на пораст на времето на пожарна отпорност на незаштитен столб со зголемување на неговите димензии

Од дијаграмот на Слика 17. може да се заклучи дека со зголемување на димензиите на попречниот пресек на дрвен столб се зголемува и неговата пожарна отпорност, односно при иста аксијална сила колку е поголем напречниот пресек на дрвениот столб, толку е подолг временски период во кој истиот може да го издржи пожарот без да ја изгуби својата носивост, при што зависноста е линеарна.

4. ВЛИЈАНИЕ НА ТИПОТ НА ИЗОЛАЦИЈА ВРЗ ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ДРВЕНИ СТОЛБОВИ

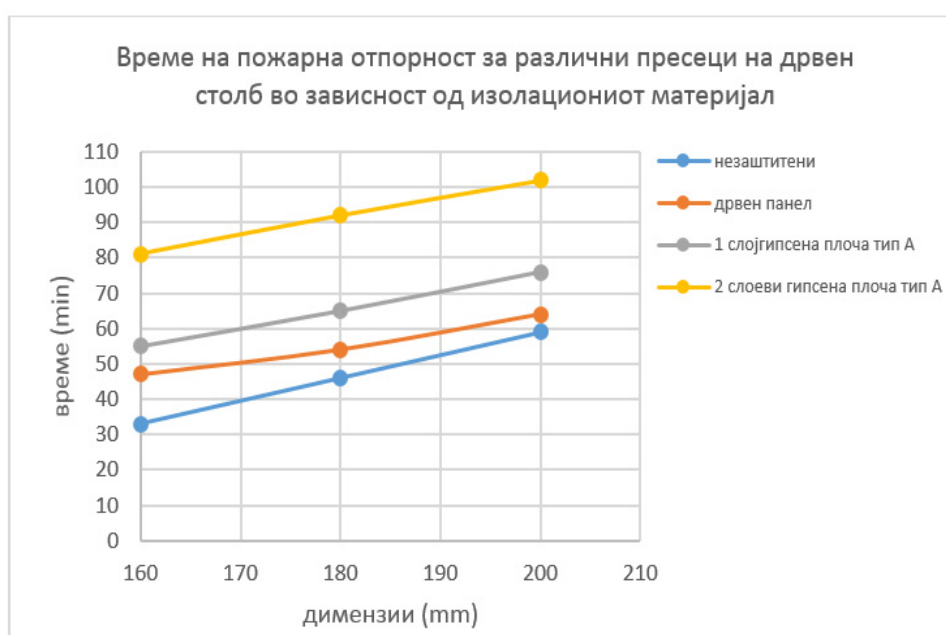
Анализирано е времето на пожарна отпорност на заштитени дрвени столбови при што заштитата е изведена со еден или два слоја гипскартонска плоча тип А или со дрвен панел. За анализа земени се столбови со димензии: 16x16, 18x18 и 20x20cm.

Анализирани се дрвени столбови од цврсто дрво тип С24 со специфична тежина на дрвото $\gamma_d=600\text{kg/m}^3$, со висина $H=3\text{ m}$ и растојание меѓу нив $a=4\text{ m}$, слободно потпрени на двата краја.

Анализиран е случај за пожарна изложеност од 4 страни со следните класи на времетраење на дејство на пожар: R30, R45, R60 и R90. Применети се методи на пресметување според EN 1995-1-2. Резултатите се прикажани во Табела 4, а графички се прикажани на Слика 18.

димензии (mm)	незаштитен (min)	дрвен панел (min)	1 слој гипсена плоча тип А (min)	2 слоеви гипсена плоча тип А (min)
160x160	33	48	55	81
180x180	36	53	65	92
200x200	59	64	76	102

Табела 4. Време на пожарна отпорност на дрвени столбови со различни пресеци во зависност од изолациониот материјал



Слика 18. Споредба на времето на пожарна отпорност за различни пресеци на дрвен столб во зависност од изолациониот материјал

Од Табела 48. и дијаграм на Слика 18. може да се заклучи дека времето на пожарна отпорност на дрвени столбови најмногу се зголемува со употреба на 2 слоеви гипсена плоча тип А, а најмалку со употреба на дрвен панел како изолационен материјал. Исто така може да се заклучи дека зголемувањето на времето на пожарна отпорност, за различните пресеци на дрвен столб заштитени со различни изолациони материјали, по отпаѓањето на заштитниот слој е скоро линеарно. Причина е линеарната зависност на брзината на горење на тврдото дрво од времето.

Дијаграмите за незаштитен пресек и пресек заштитен со дрвен панел не се паралелни од причина што дрвениот панел гори побрзо од тврдото дрво. Брзината на горење на дрвениот панел изнесува $\beta_0 = 0,9 \text{ mm/min}$, а за тврдо дрво таа е $\beta_0 = 0,8 \text{ mm/min}$.

5. ЗАКЛУЧОК

Од анализите спроведени во овој труд, и од добиените резултати може да се заклучи следното:

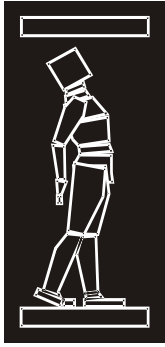
- Со зголемување на димензиите на попречниот пресек на дрвен столб се зголемува и неговата пожарна отпорност, односно колку е поголем напречниот пресек на дрвениот

столб, толку е подолг временскиот период за кој истиот може да го издржи пожарот без да ја изгуби својата носивост.

- Пожарната отпорност на дрвен столб се зголемува доколку истиот се заштити со некој изолационен материјал.
- Времето на пожарна отпорност на дрвени столбови најмногу се зголемува со употреба на 2 слоеви гипсена плоча тип А, а најмалку со употреба на дрвен панел како изолационен материјал.
- Зголемувањето на времето на пожарна отпорност со пораст на димензиите на столбот кој е заштитен со различни изолациони материјали е скоро линеарно.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] A. Purkiss and Long-yuan Li, (2014), *Fire Safety Engineering Design of Structures, Third Edition*, CRC Press Taylor & Francis Group,
- [2] Abdy Kermani, (1999) *STRUCTURAL TIMBER DESIGN*, Blackwell Science Ltd, a Blackwell Publishing company,
- [3] Andrew H. Buchanan & Anthony K. Aby (2017) *Structural design for fire safety*, Wiley,
- [4] *Guide to the advanced fire safety engineering of structures* (2007) ISBN 978-0-901297-46-4, Published by The Institution of Structural Engineers,
- [5] Hans Larsen and Vahik Enjily (2009) *Practical design of timber structures to Eurocode 5*, Thomas Telford ,
- [6] Jack Porteous Abdy Kermani, (2007) *STRUCTURAL TIMBER DESIGN to Eurocode 5* , Blackwell Science Ltd, a Blackwell Publishing company
- [7] Mario Fontana, Andrea Frangi, Markus Knobloch, (2012) *Structures in fire SIF'2012, 7th International Conference on Structures in Fire*, Zurich, Switzerland
- [8] Michael Klippel (2014) *Fire safety of bonded structural timber elements*, IBK Bericht Nr. 359,
- [9] Technical guideline for Europe (2010), *Fire safety in timber buildings*, SP Technical Research Institute of Sweden
- [10] The Institution of Structural Engineers TRADA (2007) *Manual for the design of timber building structures to Eurocode 5*, Published by The Institution of Structural Engineers,
- [11] EN 1991-1-2, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*, March 2009
- [12] EN 1995-1-1, *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules for buildings*, November 2004
- [13] EN 1995-1-2, *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-2: General – Structural fire design*, November 2004



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Тихомир НИКОЛОВСКИ¹

ОПТОВАРУВАЊЕТО СО СНЕГ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА И НАЦИОНАЛНИОТ АНЕКС MKS EN 1991-3:2012 NA:2014

РЕЗИМЕ

Институтот за стандардизација на Република Македонија (ИСПМ) го има донесено Националниот анекс MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014: Еврокод 1: Дејства на конструкции – Дел 1-3: Натоварување од снег, подготвен од Техничкиот комитет ТК40. Овој Национален анекс, со ваква форма и содржина е неупотреблив бидејќи му недостасува основниот податок: Карта за карактеристично натоварување со снег, каква што, фактички, бара CEN. За ова, во него (едноставно) пишува “се усвојува препорачаната вредност“, без да се наведе која е таа вредност или од каде да се превземе. Во трудот се препорачува целосно повлекување на овој Национален анекс и се сугерира изработка на нов во кој ќе биде вклучена Карта на карактеристично натоварување со снег базирана на верификувани метеоролошки податоци за повратен период од 50 години, за која како почетни информации може да се користат Картата за натоварување со снег [1], [2] од 1976 год и другите карактеристики определени за снегот.

Клучни зборови: Снег, Натоварување, Карта на снегови, Национален анекс, Македонија

Tihomir NIKOLOVSKI¹,

SNOW LOADING ON STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA AND NATIONAL ANNEX MKS EN 1991-3:2012 NA:2014

SUMMARY

Institute for standardization of the Republic of Macedonia (ISRM) has brought the National annex MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: Snow loading prepared by Technical Committee TK40. This National annex, in such a form and contents is useless since it is missing the basic information: the Map of characteristic snow loading, which is in fact required by CEN. Thus, it is simply written “recommended value is adopted”, without any statement what this value is or where is to be taken from. In this paper, a complete withdrawal of the actual National annex is recommended and it is suggested to prepare a new in which a Map of characteristic snow loading based on verified meteorological data for the period of 50 years should be included, where the 1976 proposal Map for snow loading and other snow characteristics obtained [1], [2], could be used as starting information.

Keywords: Snow, Loading, Snow map, National annex, Macedonia

¹ Prof. PhD, Development adviser, FAKOM AD Skopje, Macedonia, tihomir.nikolovski@fakom.com.mk; tifani@t.mk

1. ВОВЕД

Институтот за стандардизација на Република Македонија (ИСПМ) го има донесено Националниот анекс MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014: Еврокод 1: Дејства на конструкции – Дел 1-3: Натоварување од снег, подготвен од Техничкиот комитет ТК40: Еврокодovi и Национални анекси. Во Предговорот на анексот се наведува дека Македонскиот стандард MKS EN 1991-1-3:2012 е идентичен со EN 1991-1-3:2012 подготвен од CEN/TC 250: Еврокодovi за конструкции и дека Националниот анекс се користи заедно со MKS EN 1991-1-3:2012.

EN 1991-1-3:2012 е извонреден стандард. Покрај прецизните одредби за голем број ситуации (кои често ги доведувале во дилема и поискусните проектанти), тој (конечно) прави разлика меѓу натоварувањето со снег на тлото и врз конструкцијата, меѓу свежиот и влажниот снег, густината, натрупувањето, локацијата и изложеноста на објектите итн. итн. Вистинско богатство се картите на натоварување со снег, со зони на интензитет, на земјите членки на Европската Унија, дадени во Анексот С на стандардот, а подготвени во рамките на посебен проект DGIII / D3 финансиран од Европската комисија, за кој (Анекс) во Поглавието 1. Општо, точка 1.1 (5) се наведува дека има за цел “да им даде информации на националните компетентни власти (во нашиов случај ИСПМ) кои ќе им помогнат да ги преработат и ажурираат нивните национални карти“. Но, Македонскиот национален анекс е, всушност, неупотреблив бидејќи му недостасува основниот податок: картата за карактеристичното натоварување со снег. За ова, во него (едноставно) пишува “се усвојува препорачаната вредност“. Прашање: Која е таа вредност? Ако веќе немаме своја карта или барем некаков, било каков, податок за карактеристичното натоварување со снег, од која Европска држава или регион да се превземе? Постои ли, барем, некаква анализа за совпаѓање? Не е за верување дека ТК40 на ИСПМ на ваков најлесен, но неприменлив начин донела “coru – paste” решение.

Прашањето за натоварувањето со снег на конструкциите во Македонија има специфична и подлабока историја, на која, во оваа прилика, вреди да се потсетиме.

2. НАТОВАРУВАЊЕТО СО СНЕГ СПОРЕД ПТП-2 ОД 1948 ГОД

Близу 70 години за натоварувањето со снег во Македонија се применуваа(т) Привремените Технички Прописи за натоварување на згради (скратено ПТП-2). Според овие прописи, основното натоварување се зема во износ:

$$S = 0,75 \quad [\text{kN} / \text{m}^2] \quad (1)$$

а за надморска височина $H > 500\text{m}$ според изразот:

$$S = 0,75 + \frac{H - 500}{400} \quad [\text{kN} / \text{m}^2] \quad (2)$$

Парадоксално е, меѓутоа, дека донесувањето на ПТП-2 се поклопува со почетоците на воспоставувањето на организирана хидрометеоролошка служба во Македонија, што значи дека во тој момент не се располагало со практично никакви мерења на висината и густината на снегот (види Слика 1.). Имено, до Втората светска војна висината на снегот е мерена само на аеродромите во Скопје и Битола, инцидентно, за воени потреби. Тоа значи дека кога се донесени, ПТП-2 за подрачјето на Македонија базирале на проценети, а не на вистински натоварувања. Не треба да се истакнува дека во сите проекти во изминативе 70 години биле користени токму такви, неверифицирани податоци.

За ваквата состојба има рационално објаснување од тогашните творци на Прописите. Словенија, Хрватска, Војводина и Босна и Херцеговина биле дел на Австроунгарија која, се до распадот по Првата светска војна, била една од најорганизираните држави во Европа, со развиена хидрометеоролошка служба и повекедечениски мерења (и на снегот), чија организација (и традиција) ја наследила новата држава Југославија. За Македонија такви мерења не постоеле и морало да се изврши “избор“ по аналогија и сличности на рељефот и климатските услови со останатите региони од што, се разбира, имало и последици, особено кај лесните челични конструкции и конструкциите што во моментот не се користеле, од различни причини.

Во овој период, авторот има изработено или учествувано во изработката на триесетина Стручни мислења за причините за рушење на челични конструкции при натоварување со снег. Ако се исклучат грешките при проектирањето и изведбата, доминантна причина била претоварувањето со снег, поголемо од одредбите на ПТП-2.

Сознанието дека во повеќето случаи се работи за лесни челични конструкции за кои натоварувањето со снег дава преобладавајќо влијание, како и дека тие се рушеле, но не заради претоварување со снег како единствена причина, може да доведе до погрешни заклучоци. Напоредната анализа на слични објекти на исти локации како во наведените Стручни мислења покажа(ло) дека до оштетувања или рушења при претоварување со снег не дошло од повеќе причини:

- големи резерви во однос на дозволените напрегања. По мое мислење, не се работи за не-економично проектирање, туку повеќе за осет на проектантот и познавање на локацијата дека натоварувањето со снег, во конкретниот случај е поголемо од она според ПТП-2;
- вклучување на натоварувањето со ветер во основни натоварувања, само со смукане во внатрешноста, ама со истиот пристап како во претходниот случај;
- прераспределба на напрегањата поради промената на статичкиот систем, или поради претоварувањето, или поради (теоретската) несовершенство на изведените врски и потпори;
- учество на секундарните елементи на конструкцијата (кровен покривач, спрегови) во приемот на натоварувањата, и
- редовно чистење на свежиот снег од покривите.

Во секој случај, натоварувањето со снег според ПТП-2 не се покажа(ло) задоволително во практиката. Тоа подеднакво се однесува како на случаите на претоварување (предимно Северозападна Македонија), така и во случаите на помалите натоварувања со снег од дадените во ПТП-2. Очигледно, прашањето за определување на меродавното – карактеристично натоварување со снег довело до заклучок дека тоа мора да се решава само врз основа на повеќегодишни метеоролошки мерења.

3. СТУДИЈАТА ЗА СНЕГОТ ВО МАКЕДОНИЈА ОД 1976 ГОД⁽¹⁾

Поттикнати од рефератот “Analiza rezultata kontrole izgradnje čeličnih konstrukcija” на Turčić, Nemerich и Milčić, презентирани на Симпозиумот на СЈЛ, 1972 год во Халудово⁽²⁾, тројца млади соработници од УКИМ се зафатија да изработат карта за оптеретување со снег на градежните објекти во Македонија [1], [2]. За таа работа, неопходен предуслов беше пресретливоста и љубезноста на директорот на Републичкиот хидрометеоролошки завод од Скопје кој им ги стави на располагање апсолутно сите записи, десетина дебели книги со рачно внесувани податоци, со (негово) образложение дека изработката на таква карта е од интерес за македонското градежништво⁽³⁾.

Во Студијата се обработени податоците од мерењата во 31 метеоролошка станица, од кои (тогаш) 11 синоптички, правилно распоредени, така што ги покриваат сите поголеми населени места и карактеристични подрачја во Македонија (Табела 1.) Во Студијата се обработени податоците од почетокот на шестата деценија до 1975 год и за кои периодот на мерење е најмалку 20 години. За секоја метеоролошка станица, избирани се податоците за максималната висина на снежната покривка (на тлото) во текот на секоја година и нанесени на временскиот дијаграм (Слика 1.). Максималната висина на снежната покривка во целокупниот период од најмалку 20 години е земена како карактеристична и меродавна, без статистичка анализа, земајќи ги предвид одредбите на повеќе светски прописи (и денес Еврокод-от) кај кои повратниот период е 50 години.

⁽¹⁾ Не е вообичаено да се ре-презентираат постари трудови, за што авторот длабоко се извинува, со напомена дека овој труд е наменет на оние кои не се упатени во оваа материја.

⁽²⁾ Извадок од Резимето на рефератот: “Изборот на натоварувањето со снег не е секогаш адекватно на локалните и специфичните услови на локацијата иако често одговараат на барањата на прописите, што доведува до изградба на челични конструкции со смалена носивост и степен на сигурност. Тоа би требало да се има во вид при донесување на новата и дополна на постоечката техничка регулатива“.

⁽³⁾ Да нема дилеми. Не се работи за југо-носталгија. Кога по осамостојувањето на Македонија, се обидовме да ја ажурираме картата на снегови, одговорот беше дека податоците се комерцијални.

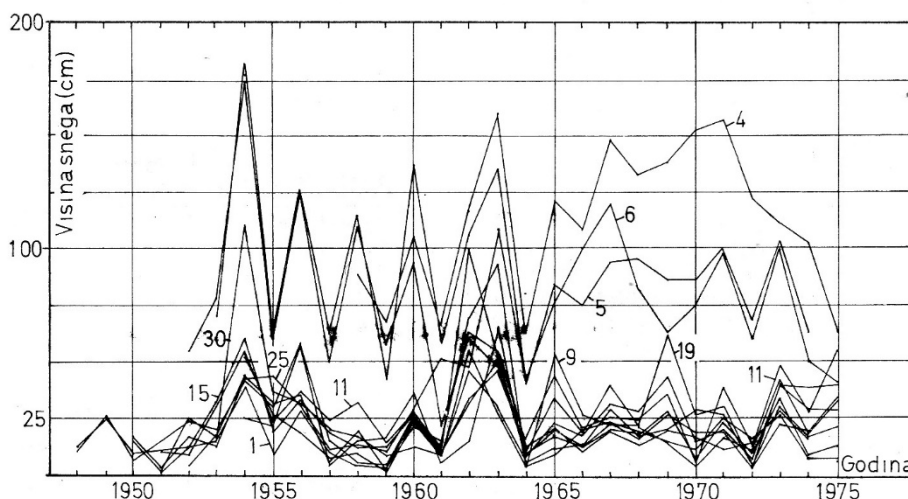
Добиени се неколку многу корисни сознанија:

- Без оглед на надморската висина, снегот во определени подрачја се јавува многу ретко во текот на годината и, без оглед на висината на снежната покривка, скоро секојпат се топи пред новите снежни врнежи;

Станица	Надморска висина	Станица	Надморска висина
1 Скопје	240	17 Кавадарци	265
2 Тетово	462	18 Валандово	100
3 Гостивар	525	19 Демир Капија	125
4 Попова Шапка	1750	20 Гевгелија	59
5 Маврови Анови	1240	21 Нов Дојран	180
6 Лазарополе	1332	22 Струмица	224
7 Дебар	675	23 Радовиш	380
8 Струга	695	24 Делчево	630
9 Охрид	695	25 Берово	824
10 Ресен	881	26 Кочани	345
11 Битола	586	27 Штип	326
12 Кичево	620	28 Кичево	253
13 Македонски Брод	545	29 Ерцелија	640
14 Крушево	1230	30 Крива Паланка	691
15 Прилеп	673	31 Куманово	338
16 Велес	175		

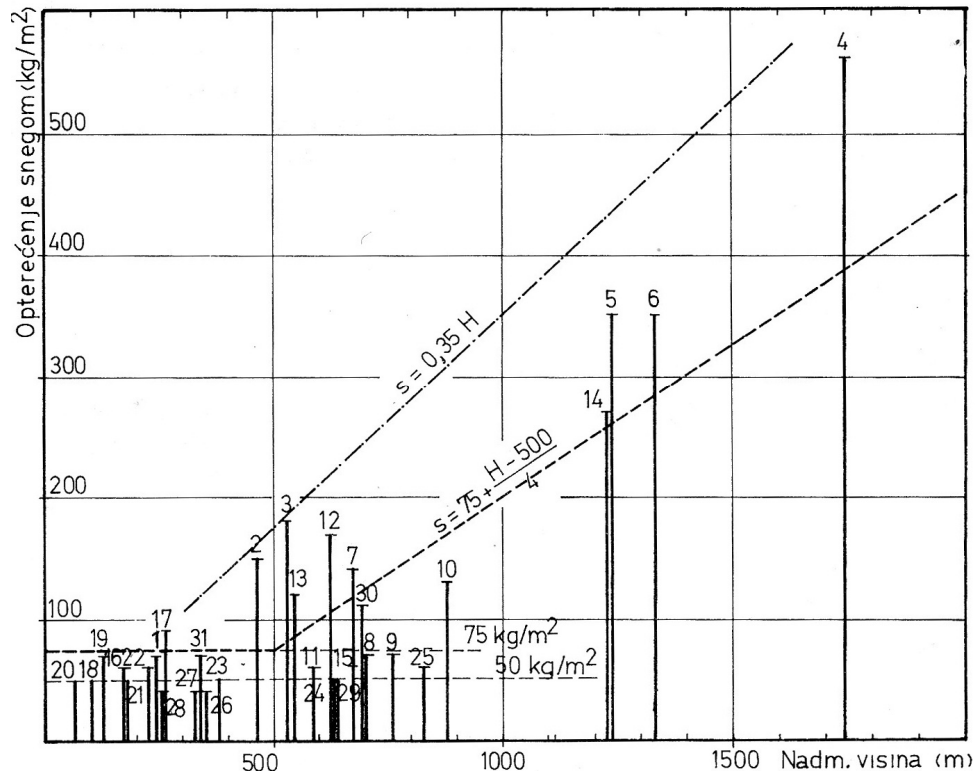
Табела 1. Список на обработените метеоролоки станици [1], [2]

- Подрачјето на Северозападна Македонија, со најголема просечна надморска висина, се карактеризира со интензивни снежни врнежи кои се вообичаена појава. Снежната покривка се задржува доста долго (ноември - април).
- Апсолутните максимуми на висината на снегот се јавуваат во правилни временски интервали од околу 8 до 10 години. Меѓу вредностите на апсолутните максимуми може да се утврди извесна блискост.



Сл. 1. Временски дијаграм на максималните висини на снег (со броеви се означени синоптичките станици според Табела 1.) [1]

За секоја станица, анализирани се податоците за целото време на задржување на снежната покривка бидејќи максималната висина во текот на годината не ја дава секогаш и максималната тежина. Имено, за време на топењето на снегот, посебно ако температурата на воздухот и тлото се околу 0°C , а нема нови врнежи, може да се забележи дека тежината на снежниот покривач останува практично иста, со тоа што неговата висина се смалува на сметка на порастот на густината. Одделни планински места, со надморска висина над 1000m се карактеризираат со скоро линеарен пораст на густината почнувајќи од доцните есенски месеци (ноември) кога се јавуваат првите снегови со густина $0,10\text{g/cm}^3$, до раните пролетни месеци (април) кога нема нови врнежи, со густина до $0,48\text{g/cm}^3$. Од друга страна, местата во котлините, со пониска надморска висина и релативно повисока среднодневна температура, кај кои снежните врнежи се ретки како појава, но не мораат да имаат слаб интензитет, имаат густина која ретко надминува $0,20\text{g/cm}^3$.



Сл. 2. Максимално 20-годишно натоварување со снег (со броеви се означени станиците според Табела 1.) [1]

Со статистичка анализа на преку 1000 податоци од мерењата на висината и густината на свежиот снег утврдено е дека густината се движи во границите од $0,07$ до $0,14\text{g/cm}^3$, со тоа што околу 75% има вредност приближно $0,10\text{g/cm}^3$. Овој податок може да се усвои како просечен при определувањето на густината на свежиот снег на територијата на Македонија.

Авторите [1], [2], укажуваат дека определувањето на натоварувањето со снег е можно и кога не постојат комплетни податоци за истовремено извршено мерење на висината и густината под услов, освен податоци за висината на снегот да се располага со податоци за “историјатот“ на врнежите со снег, времето на задржување, среднодневната температура како и за микро-климатските услови на подрачјето.

За секоја од анализирани станици, определен е максималниот производ

$$\text{висина} \times \text{густина на снегот} = \text{максимално натоварување со снег} \quad (3)$$

Податоците се нанесени на Слика 2. и споредени со натоварувањето со снег според ПТП-2. Истите податоци се нанесени на Картата на снегови на Македонија на Слика 3.

Максимално натоварување со снег поголемо од предвиденото според ПТП-2 се јавило во вкупно 10 од 31 анализирана станица. Девет од нив се наоѓаат во Западна Македонија, а едно во Централна (Кавадарци). Последново може да се смета за инцидентно, бидејќи се јавило само еднаш во 20-годишниот период, со пречекорување од 20% во однос на ПТП-2, а снегот се стопил во наредните два дена. Дилема за ваков став може да претставува близината на планискиот Мариовски регион кој што е ретко населен и за кој нема метеоролошки податоци.

Во три градови во Западна Македонија (Кичево, Гостивар, Тетово), натоварувањата со снег се значително поголеми од предвидените според ПТП-2: Тетово 2 пати, Гостивар 2,4 пати, Кичево 1,6 пати. Ресен добро се сложува заради поголемата надморска висина, додека натоварувањата со снег во Битола⁽⁴⁾, Прилеп, Охрид⁽⁵⁾ и Струга се помали од основното 0,75kN/m², без оглед на надморската висина. Рекордер е Попова Шапка со 5,60kN/m² (се разбира, за снег на тлото), за која натоварувањата со снег од 5,00kN/m² се честа појава, но и со најголема надморска висина од 1750m.

Целото подрачје на Источна Македонија има натоварувања со снег помали од основното според ПТП-2 без оглед на надморската висина. Со исклучок на Струмица и Берово, последново без оглед на можното влијание на Пијанец, имаат максимално натоварување со снег еднакво или помало од 0,50kN/m². На североистокот, Крива Паланка со 1,10kN/m² задоволува со оглед на надморската висина.

Како што може да се види од Картата за натоварување со снег, територијата на Македонија според [1], [2] би можела да се подели во три зони:

Зона I – југоисточна, со натоварувања до 0,50kN/m², со исклучок на Струмица и Берово со 0,60kN/m², кои можат да се вклучат во Зона II.

Зона II – централна, која се простира во правец североисток – југозапад и го опфаќа и централниот јужен дел со непозната состојба за висорамнината Витачево и Мариово, со натоварувања до 0,75kN/m². Исклучок се Ресен, Кавадарци и Крива Паланка кои можат да се вклучат во Зона III.

Зона III – северозападна, планинска, со просечна надморска висина над 500m (најниско Тетово со надморска висина 462m), со натоварувања поголеми од 0,75kN/m², кои можат да се опфатат со зависноста (Слика 2.):

$$S \text{ [kg/m}^2\text{]} = 0,35 H \text{ [m]}$$

Каде $H \text{ [m]}$ = надморска висина во метри.

На крајот на трудот [1], [2], авторите истакнуваат дека оваа поделба на зони на територијата на Македонија, со усвоени максимални натоварувања врз база на 20-годишни мерења, не мора и не треба да се сфати како дефинитивна. Имено, во прикажаните натоварувања за одделни места можат да се појават извесни разлики пред се' заради релативно кусиот период на мерења, а со користење на расположивите податоци од останатите станици (кои не се анализирани) би можело да дојде и до извесно поместување на границите на зоните. Според тоа, Картата за натоварување со снег треба да се сфати како прелиминарен предлог чија крајна цел, врз основа на веродостојни метеоролошки податоци, е проектното натоварување со снег да се приближи кон вистинското. Со тоа, намерата била, пред се', да се подвлече и техничкото и економското значење на правилното усвојување на оптеретувањето со снег, особено од гледна точка на уедначена сигурност на конструкциите во експлоатациони услови и, преку овој предлог, да се покаже дека е потребно новелирање и дополна на постоечката техничка регулатива⁽⁶⁾.

4. РАСПЛЕТ ИЛИ ЗАПЛЕТ

Одгласот на овој предлог меѓу градежните конструктори во поранешна Југославија беше многу поволен. Покрај честитките за иницијативата и коментарите ("Конечно је и Македонија добила

⁽⁴⁾ Во Битола во 1985 год е измерено натоварување со снег од 1,05kN/m² што е за 9% поголемо од ПТП-2..

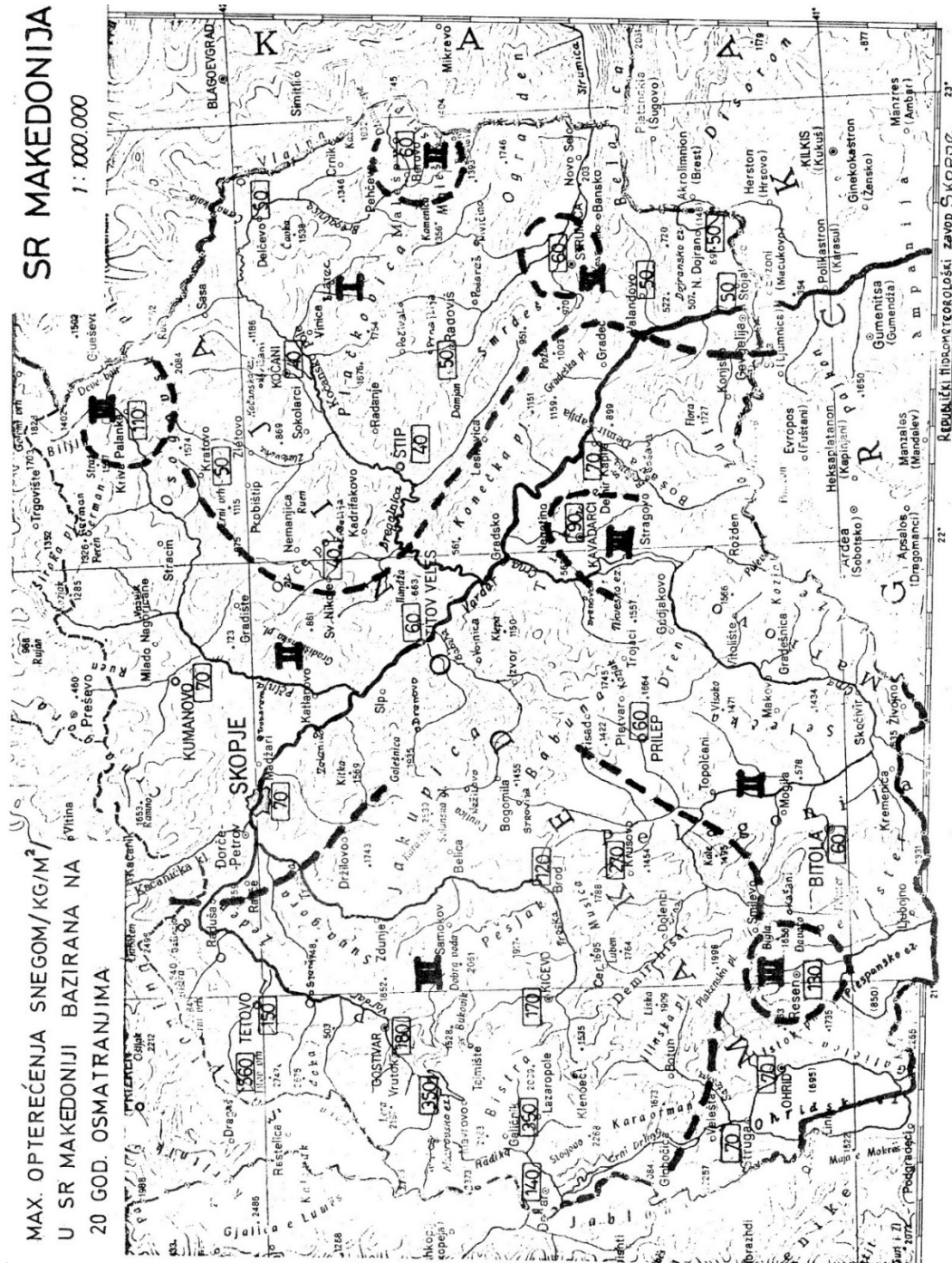
⁽⁵⁾ Во Охридско (сели Велгошти) според хидрометеоролошки податоци, утврдено е натоварување од 0,58kN/m².

⁽⁶⁾ Се мисли на ПТП-2.

своју карту снегова“ – проф.Маринчек од Љубљана и колегите од Хрватска), повеќе години потоа ни беа барани податоци за снегот, не само во Македонија.

Меѓутоа, понатамошниот тек на настаните беше, благо речено, неповолен. Во тогашниот Секретаријат за градежништво и во СИЗ за наука ни посочија дека за технички прописи и студии за технички прописи е надлежна сојузната држава, а во Југословенскиот завод за стандардизација не информираа дека таква акција се планира, ама за подоцнежен период, за целата држава. Потоа, “решивме“ да го чекаме официјализирањето на Еврокодвите како национална техничка регулатива, процес кој го иницираше ДГКМ и кој се одолжува веќе 20 години.

Конечно, го добивме она што никој познавач на оваа материја не го очекуваше: Национален анекс без Карта на снегови и одредба “се усвојува препорачаната вредност“ (која ја нема).



Сл. 3. Карта на натоварувања со снег (на тло) за 20-годишено побратен период [1]

5. ЗАКЛУЧОК И ПРЕДЛОГ

Националниот анекс MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014: Еврокод 1: Дејства на конструкции – Дел 1-3: Натоварување од снег, подготвен од Техничкиот комитет ТК40 е неупотреблив. Тој не може да се користи како национална дополна на стандардот MKS EN 1991-1-3:2012, со што и самиот стандард станува неупотреблив.

Натоварувањата кои произлегуваат од климатските влијанија и локалните карактеристики (снег, ветер, температурни промени, земјотреси) секојпат се однесуваат на одредено географско подрачје, земја, поширок регион. Можеме, ако сме уверени и утврдиме дека тоа го обезбедува нивото на нашиот техничко-технолошкиот развој и, исто така, почитувањето на проектните параметри при градењето и во услови на користење и одржување на градежните објекти, комплетно да ги прифатиме сите Европски стандарди, не само Еврокодовите, и во нашите Национални анекси да напишеме дека ги прифаќаме без никаква дополна или измена. Сите, освен за натоварувањата кои произлегуваат од климатските влијанија и географското подрачје. Националните анекси не се форма, туку ја претставуваат суштината, одликите на една земја.

Прашање (за ТК40): Дали би се осмелиле за стандардот EN 1998: Проектирање на конструкции отпорни на земјотрес, во Националниот анекс да се напише “се усвојува препорачаната вредност“, само така, без Карта за сеизмичко реонирање на Македонија.

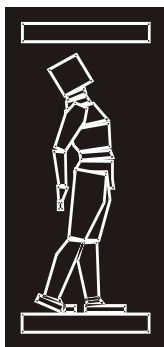
Македонија има развиена метеоролошка служба организирана на научна основа, со податоци за мерењата на снежните врнежи од близу 70 години. Вистинско богатство. Вистинско богатство е и самиот стандард MKS EN 1991-1-3:2012. Позната и хармонизирана е и постапката за определување на карактеристичното натоварување со снег на тлото во согласност со Европските стандарди. Постои е предлог – Карта за натоварување со снег на градежните објекти во Македонија [1], [2] за која, иако изработена во далечната 1976 год, авторите (задоволно) сметаат дека нивниот пристап во анализата бил близок до современата Европска постапка, покрај останатото и во поглед на дефинирање на густината на снегот. Значи, постојат (постоеле) сите предуслови за компетентен пристап при подготовката на Националниот анекс за натоварување со снег.

Заради се’ ова, се препорачува:

Целосно повлекување на Националниот анекс MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014 и изработка на нов, покрај другото со Карта на карактеристично натоварување со снег врз база на статистичка анализа на верификувани метеоролошки податоци за повратен период од 50 години. Предлог Картата од 1976 год [1], [2] и другите карактеристики определени за снегот можат да се користат како почетни информации.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Nikolovski, T., Popovski, G., Simovski, V. (1976) “О opterećenju snegom gradjevinskih objekata u SR Makedoniji”, Simpozijum JDGK: “Greške, sanacije i iskustva u investiranju, projektovanju, gradjenju i eksploataciji gradjevinskih objekata”, Referat R-7, Cavtat, 24-26.XI.1976.
- [2] Николовски, Т., Поповски, Г., Симовски, В. (1977) “За натоварувањето со снег на градежните објекти во СР Македонија“, Градежен факултет, Скопје, Годишен зборник бр.2.
- [3] Koljovov, B., Nikolovski, T., i dr. (1985) “Havarije čeličnih konstrukcija pod opterećenjem snegom. Uzroci i iskusta”, Simpozijum '85 JDGK, Referat Z22, str. 154-161, Dubrovnik, 23-26.IV.1985.
- [4] MKS EN 1991-1-3:2012 (Еврокод 1): Влијанија врз конструкциите – Дел 1-3: Општи влијанија – Оптоварувања од снег.
- [5] MKS EN 1991-1-3:2012/NA/2014 (Еврокод 1-1-3:2012/NA/2014): Влијанија врз конструкциите – Дел 1-3: Општи влијанија – Оптоварувања од снег. Национален анекс.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

FE - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Јасмин ТКОЧ¹, Питер ХИК², Катерина ТИЕЛЕ³, Герард ФИТ⁴, Марија ДОЦЕВСКА⁵,
Питер МАРК⁶

ИСПИТУВАЊЕ И НУМЕРИЧКА СИМУЛАЦИЈА НА МИКРОАРМИРАНИ ПЛОЧИ ИЗЛОЖЕНИ НА ДЕЈСТВО НА ПОЖАР

РЕЗИМЕ

Однесувањето на микроармиран бетон изложен на дејство на пожар е анализирано експериментално. Направени се испитувања на микроармирани плочи со и без дополнителна конвенционална арматура истовремено изложени на еднострано пожарно сценарио и механичко оптоварување. Поточно, во експериментот испитуван е преносот на топлината на бетон со различно количество на челични влакна, како и неговите температурно зависни деформации. Врз основа на обработените резултати, подготвени се дијаграми за димензионирање кои овозможуваат директно определување на капацитетот на носивост на свиткување на микроармирани попречни пресеци со дополнителна арматура изложени на влијание на температура според временско-температурната рамномерна крива за 90 минути.

Клучни зборови: микроармиран бетон, пожар, пренос на топлина, капацитет на носивост

Jasmin TKOCZ¹, Peter HECK², Catherina THIELE³, Gerhard VITT⁴, Marija DOCEVSKA⁵,
Peter MARK⁶

TESTS AND NUMERICAL SIMULATION OF SFRC SLABS EXPOSED TO FIRE

SUMMARY

The behaviour of steel fibre reinforced concrete (SFRC) exposed to fire is experimentally analysed. Tests on SFRC slabs with and without rebars subjected to one-sided elevated temperature and mechanical loading are performed. In detail, the heat transmission of concrete containing variable dosages of steel fibres and its temperature-dependent load-deformation behaviour is investigated in experiments. Results are processed and a design chart is prepared to allow for an assessment of load bearing capacities of SFRC cross-sections with rebars subjected to temperature impact according to a uniform-temperature-time-curve (UTTC) for 90 minutes (R90).

Keywords: Steel fibre reinforced concrete, fire, heat transmission, bearing capacity, design chart

The present paper is extracted from ALITinform International Analytical Review 41(6), 2015, pages 36–53 (Tkocz et al. 2015).

¹ M. Sc., jasmin.tkocz@rub.de

² M. Sc., peter.heek@rub.de

³ Jun.-Prof. Dr.-Ing., Department of Civil Engineering, Technical University Kaiserslautern, Kaiserslautern, Germany, catherina.thiele@bauing.uni-kl.de

⁴ Dipl.-Ing., Bekaert GmbH, Neu-Anspach, Germany, gerhard.vitt@bekaert.com

⁵ M. Sc., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, docevska.marija@yahoo.com

⁶ Prof. Dr.-Ing. habil., peter.mark@rub.de

^{1, 2, 6} Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr-University Bochum, Bochum, Germany

1. INTRODUCTION

The present paper is based on a cooperation between two German universities, namely the Technical University of Kaiserslautern and the Ruhr-University of Bochum. It is motivated by recently updated design codes for steel fibre reinforced concrete (SFRC), more precisely by its regulations concerning SFRC structures exposed to fire. The fundamental benefit of combining conventional reinforcement with additional steel fibres is the transfer of tensile forces after cracking of the concrete. Then steel fibres bridge cracks brace-like and significantly reduce crack widths and spacing. This generally leads to higher bearing capacities in bending or shear and consequently lowers the required amount of conventional steel reinforcement in structural design (DAfStb 2015 b).

However, in case of a fire resistant design, a reduction of reinforcement due to additional steel fibres is not covered by current standards. In fact, the temperature- and crack width-dependent behaviour of the post-cracking tensile strength in SFRC structures is subject of ongoing research. In this context, the impact on the heat transmission within the structure is controversially discussed. On the one hand additional steel appears to accelerate the heating rate (Diederichs 1999), on the other hand it is argued that steel fibres prevent concrete from spalling and thus protect the inner structure from direct exposure to fire (Hertel et al. 2002). To check the significance of these intensively discussed statements by means of full-scale tests, six SFRC concrete plates are subjected to elevated temperatures due to the uniform-temperature-time-curve (UTTC) and mechanical loading in experiments.

Three types of general design requirements to be met are stated in DIN EN 1992-1-2: resistance (R), integrity (E) and insulation (I). Since the latter two are out of the focus of this contribution the fire resistance (R) of the specimens can be ensured holding on standardized design solutions in terms of tabular data or simplified or general design procedures. This is admissible since the objective of these fire tests is solely the investigation of the heat transfer within SFRC and the temperature-dependent development of the post-cracking strength.

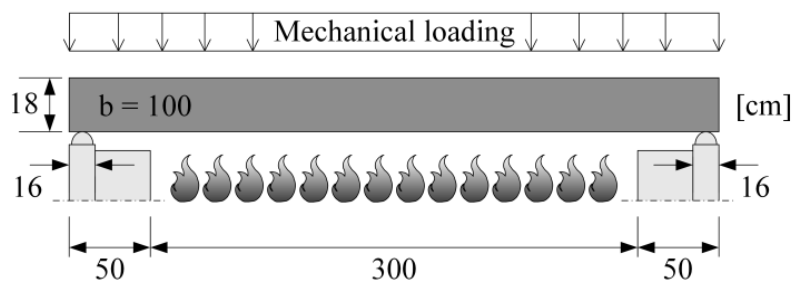


Fig. 1. Test setup.

No.:	Reinforcing mat	Steel fibre dosage [kg/m ³]	L1/L2 [MN/m ²]/[MN/m ²]	M _{Rd,θ=20°C} [kNm]	Fibre bearing ratio [%]	UTTC
P1	R335 *	-	-	23.6	0	yes
P2	R335 *	40	2.7/2.1	41.1	42.2	yes
P3	R188 **	40	2.7/2.1	30.7	54.4	yes
P4	R188 **	80	3.0/3.0	37.6	62.7	yes
P5	-	40	1.8/1.2	11.1	100	no
P6	-	40	1.8/1.2	11.1	100	yes
P7	-	80	3.0/2.7	20.3	100	no
P8	-	80	3.0/2.7	20.3	100	yes

* prov. reinforcement 3,35 cm²/m lengthwise, ~ 20 % across
 ** prov. reinforcement 1,88 cm²/m lengthwise, ~ 20 % across

Table 1. General properties and design resistances of specimens.

2. FIRE TESTS ON CONCRETE SLABS

The test matrix in Table 1 comprises properties and calculative design resistances of the six concrete specimens reinforced with different amounts of steel fibres and conventional reinforcing mats. Additionally, two load bearing tests under normal temperature conditions are conducted on true replicates (P5 & P7) of the purely fibre reinforced specimens P6 and P8. Besides, the uniform size of all the test specimens, sketched in Fig. 1, represents typical dimensions for reinforced concrete ceiling plates ($l \times w \times h = 400 \times 100 \times 18$ cm).

A fundamental design objective has been to align – as good as possible – the load bearing capacities of all specimens under normal temperature ($M_{Rd,9=20^\circ C}$). The tensile forces induced by bending are born proportionally by the mesh and the steel fibre reinforcement that is chosen to various amount combinations within the specimens. The fibre bearing ratio quantifies the fibre's contribution to the total resistance. Accompanying four-point bending tests according to the guideline “Steel Fibre Reinforced Concrete” (DAfStb 2015 b) of the German Committee for Reinforced Concrete (DAfStb) on slabs of the corresponding mixture deliver information on the factually attained values after concreting. Due to a strong scatter in the post-cracking tensile strength of SFRC (DAfStb 2015 a), the objective of comparable results is only achieved in an approximate way for the specimens P1 to P4. Based on the bending tests the specimen's performance class (denoted by L) according to (DAfStb 2015 b) can be derived. L1 and L2 describe the characteristic values of residual flexural strengths after cracking at 0.5 or 3.5 mm deflection.

The concrete composition (C35/45) purposely contains a great amount of cement paste and fines that ensure a very soft consistency to be commonly adapted for high steel fibre dosages. Thereby, the size distribution of the quartzitic aggregates is continuous with a maximum grain size of 16 mm. In construction practice a volume fraction of fibre reinforcement between 0.25 and 1 % is typical, whereas 40 kg/m^3 corresponds to a volume fraction of 0.5 %. The hooked-end macro fibres of type Dramix 5D 65/60BG or Dramix 3D 65/60BG of NV Bekaert SA are added to the concrete by a compulsory mixer to ensure a homogeneous dispersal. After concreting, the test specimens have to be conditioned for at least three months (DAfStb 2015 a). Additionally, they have been dried actively to get a moisture content comparable to practice-relevant structures and to avoid unintended concrete spalling by a water induced gas pressure during fire exposition. As required from (DAfStb 2015 a) the moisture referenced to ground at testing time lies always between 1 and 5 %.

2.1. Load, measuring device and performance

In the fire tests the specimens are subjected to both thermal and mechanical loading. The mechanical load is realized by stacked-on metal sheets, while a furnace delivers the thermal load. An enclosed fire room is created exposing the plate on the exterior walls of the furnace and providing insulation elsewhere. Gas powered burners perform the standardized logarithmic temperature trend of the UTTC, internationally known as ISO-curve. Consequently, one-sided thermal loading is induced. Due to the two half shells serving as line supports, the effective length of the specimens amounts to $l_{\text{eff}} = 384$ cm, whereas only the inner part ($l_{\text{UTTC}} = 300$ cm) is exposed to the fire directly. Hence, the effective temperature exposed length is chosen to the average of both lengths, namely $l_{\text{eff,UTTC}} \approx 342$ cm. This initial assumption could be confirmed by thermographic images taken during the cooling phase that revealed a matching temperature distribution in longitudinal direction. Transversely the total width was evenly heated.

With regard to the two different load impacts, the measuring equipment comprises inductive sensors to record vertical displacements at the quarter points of the effective length and sensors to register the temperature at certain intervals during the fire tests. Up to in total 26 measurement points are placed along a grid of five measuring axes length- and three axes crosswise, either on bottom and top sides, or distributed over the section height. Additionally, panel thermometers are installed to control the temperature within the furnace. For economic reasons, especially the enormous costs of the burner's fuel, the duration of the fire tests has been limited to 120 minutes.

For ultimate limit state, a maximum mid-span deflection and rate of deflections per second apply as stated in (DAfStb 2015 a). The time a structure withstands thermal exposition without exceeding these

limits, is defined by the fire resistance duration declared in minutes. For common structural elements a fire resistance of 90 minutes (R90) is usually claimed for in design.

2.2. Test results

Since specimens P5 and P7 were tested in normal temperature conditions solely and measuring devices failed while testing P2, five results remain to be interpreted. Both SFRC slabs without rebar (P6 & P8) failed prematurely as expected (7 min & 41 min \leq 90 min) at mid-span showing one single crack due to the statically determinate test-setup. Unlike the remaining ones (P1, P3 and P4) which all show similar crack patterns characterized by regularly distributed and fine cracks along with large deflections.

As expected the furnace heating curve (UTTC) in Fig. 2.a generally runs ahead but affine to the temperature-dependent total deflections δ_{tot} of the specimens P1, P3 and P4 at mid-span. From thermography analysis a nonlinear temperature profile over the cross-section height can be reported having its maximum on the fire facing side and its minimum on the opposite face, while the temperature distribution in longitudinal and transversal direction remains uniform everywhere but close to the supports.

Comparing the experimental curves among themselves it becomes obvious that the displacements of the bar reinforced specimen P1 always exceed the ones of P3 and P4 with additional fibre contents of 40 kg/m³ and 80 kg/m³. However, the deflection curves assimilate with time of temperature-exposition and increasing fire induced stresses as shown in Fig. 2.b. Here, the total deflections of P3 and P4 were measured and related to the ones of P1 at three different locations and five temperature instants. Linear trend lines confirm convergence. Simultaneously, the scatter of the total mid-span deflections by means of its coefficient of variation V_{δ} decreases.

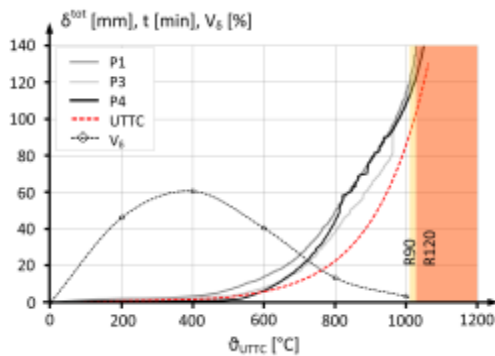


Fig. 2.a Temperature-deflection curves at mid-span of P1, P3 and P4.

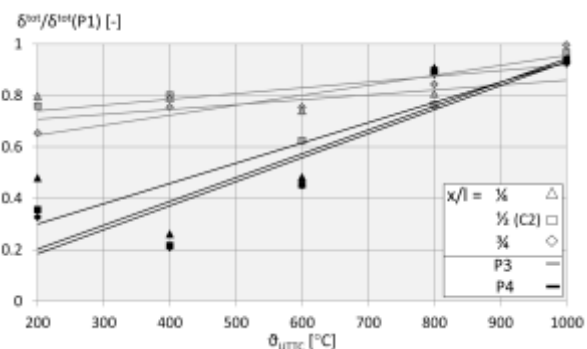


Fig. 2.b Temperature-dependent deflections of P3 and P4 related to P1.

3. ANALYSIS

The following analysis of test data is split into heat transfer mechanisms and temperature-dependent load-deformation behaviour. Experimental results serve to verify calculative models in both cases.

3.1. Heat transmission model

To determine the temperature profile over the cross-section's height of a heated specimen, a numerical spreadsheet model that idealises the cross-section and its boundaries by a set of perpendicular cells (denoted elements), is developed in Microsoft Excel[®].

Starting from the first law of thermodynamics, the differential equation of heat-flux by Fourier can be deduced (Mannsfield 2011). Accordingly, the flux in solids depends on the materials involved, their temperature-dependent properties and the nonlinear temperature loading itself (UTTC). Here, the temperature profile is calculated incrementally employing a scheme sketched in Fig. 3. Depending on an initially defined ambient temperature field ($\vartheta_{10} = 20$ °C), the temperature load due to UTTC on bottom side is calculated and updated per time increment and cell of the cross-section. Hence, each cell must be attributed either to an element made from concrete, rebar or SFRC, accounting for specific temperature-

dependent properties, or a boundary element getting indicators to mark environmental conditions (e.g. fire-exposed or not). While in the thermal exchange between two adjacent solid elements the principle of conduction applies with boundary elements convection and radiation have to be taken into account.

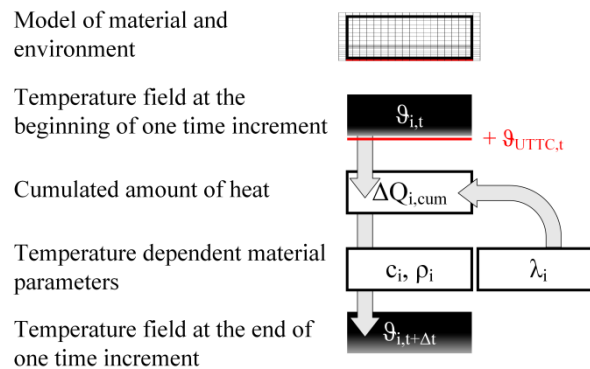


Fig. 3. Concept of the heat transmission model.

Employing Eq. (1), specific temperature-dependent material parameters of concrete (DIN 2010 a) and steel (DIN 2010 b), e.g. density ρ , heat capacity c_p , conductivity λ , are combined to form a virtually set of smeared material parameters for SFRC with variable amounts of fibres. Its computation considers the individual volume fractions in every element. The same is applied to account for section layers containing mesh reinforcement.

$$P_{sc} = a_s \cdot P_s + a_c \cdot P_c \quad (1)$$

- with
- P_{sc} Smeared parameter
 - P_s Parameter of steel
 - P_c Parameter of concrete
 - a_s Relative amount of steel [%]
 - a_c Relative amount of concrete [%]

3.1.1. Results

The heat transmission model provides the cross-section's temperature profile for a pre-defined duration of fire exposition in every time step. Fig. 4 exemplifies such results obtained from a homogeneous concrete section under thermal load according to UTTC from the bottom. It serves as reference for comparison with temperature profiles calculated with smeared thermal parameters.

Prior to the experimental fire tests, the heat transfer behaviour in SFRC cross-sections with respect to fire duration and cross-sectional height is investigated, based on the theoretical model. Steel fibre volume fractions between 0 and 2 % that are commonly used in construction practice are considered. From this study it is learned that the temperature increases theoretically with higher amounts of steel fibres. Generally, the increase lasts the longer the fire burns, whereas the trend decreases with less distance to the fire-treated side.

The modeling of rebar, i.e. 3D concrete-embedded reinforcement meshes, by 2D elements based on the principle of smeared parameters (c.f. Section 3.1) affects the temperature calculation significantly due to an erratic increase in the temperature curve and theoretically leads to higher temperatures on the slab's surface in general. Besides, the implementation of steel reinforcement layers is subject of controversial discussion among experts. Some claim to disregard small bar diameters in heat transmission models due to the restriction on a small layer (vfdb 2013).

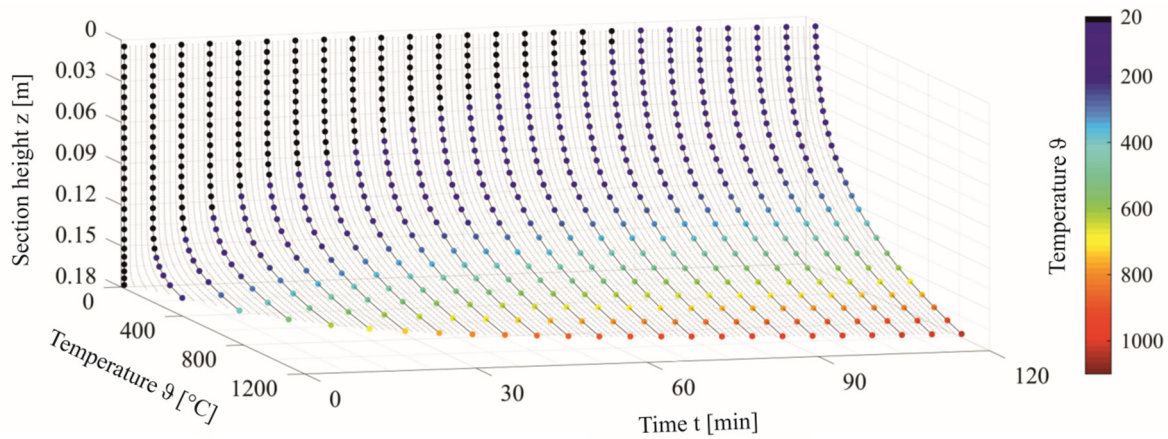


Fig. 4. Reference simulation of plain concrete – time-dependent temperature profile of the cross-section.

3.1.2. Verification

The experimental temperature data obtained from testing of specimens P1, P3 and P4 are compared to the numerically computed ones in Fig. 5. On the left, the absolute temperature profiles over the cross-section height for the three fibre amounts investigated (0, 0.5 and 1.0 vol.-% referring to P1, P3 and P4) are illustrated to three time instants ($t_i = 15, 60$ and 120 minutes). Dashed lines represent calculated temperatures, predicted by the heat transmission model disregarding reinforcement mats, while checkmarks are attributed to experimental test data. On the right, the same but relative data are shown in a matrix form. Every cell contains an individual data set with respect to fibre amount and time of fire exposition. It can be seen that the related measurement data predominantly lay below the dividing line. Thus, the calculation model tends to overestimate the temperature. However, with regard to forecasting and verification, calculated fire resistances based on temperature contour lines, are conservative.

In comparison and since the scatter in the experimental thermal data is generally large, the marginal theoretical acceleration of heat transmission caused by higher steel fibre amounts might be neglected. The calculated and experimental results are in general accordance, if thermal material parameters of plain concrete are also used for SFRC as recommended in (DBV 2001).

Furthermore, explicit modeling of rebar can obviously be neglected in numerical calculations of heat transfer within concrete structures. The effect of an erratic increase observed in Section 3.1.1 due to implementation of reinforcement layers cannot be confirmed by the experimental temperature data obtained here. In fact, the calculation neglecting explicit steel reinforcement delivered results closer to actually measured data. Therefore, further simulations are carried out without taking into account local bar or mesh reinforcements. The cross-section is assumed to be homogeneous, wherein the steel contents or rather the corresponding steel fibre amount, is smeared by adjusted thermal material parameters.

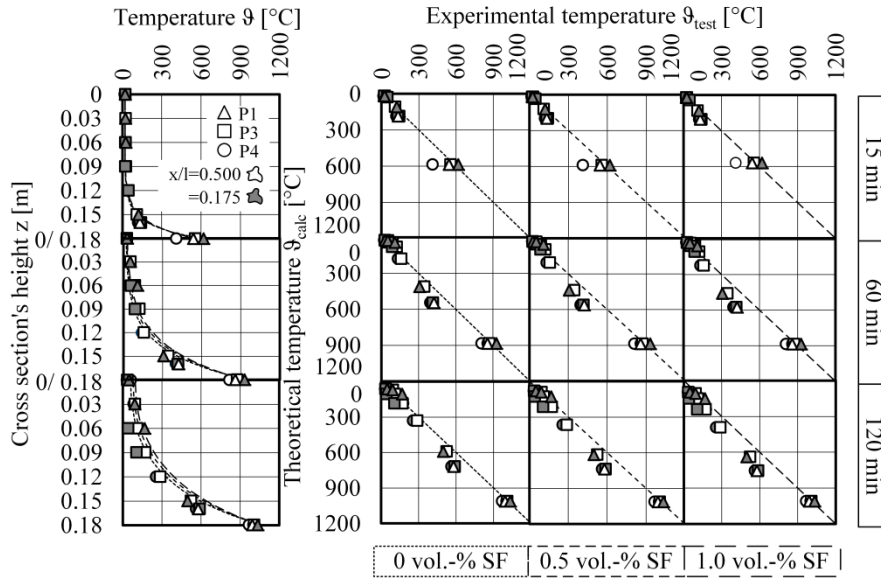


Fig. 5. Experimental versus calculated results by means of absolute and relative temperatures of a concrete cross-section containing fibre amounts of 0, 0.5 and 1.0 vol.-% subjected to one-sided fire for 15, 60 and 120 minutes.

Next, the sensitivity of the results with respect to the most important parameters involved shall be discussed. These are: the number of elements in discretization, the size of the time step, the moisture of the specimen, the heat transfer coefficients, the consideration of steel reinforcement and the thermal conductivity of concrete. Information on the latter one is directly contained in current standards like EC 2. Here a range of variation between an upper and lower limit of temperature-dependent thermal conductivity is defined. However, parametric studies lead to more realistic values using the lower limit (DIN 2010 a). A fact also accounted for by EC 2, where contour lines based on the lower limit of the thermal conductivity of concrete are provided in its appendix A.

3.2. Determination of deformations

As long as multiple cracking occurs, the temperature-dependent load bearing capacity of concrete girders might be analysed regarding their deflections by moment-curvature relations. Generally, deflections integrate the load- and stiffness-dependent material behaviour of concrete. Usually, the course of deflections along a girder's length is obtained from integration of the curvature (κ) times a virtual moment from unit deformation \bar{M} at all points of interest (c.f. Eq. 5). Reminding Bernoulli's hypothesis, the curvature is well-defined with respect to two strains: the concrete strain at the outermost fibre of a cross-section in compression (ε_{c2}) and the strain at the position of rebar (ε_{s1}). Its load-dependency with respect to combinations of bending moments and axial forces is expediently covered by means of a moment curvature-relationship reflecting all possible states of equilibrium on cross-sectional level. From Eq. (2) and according to (DIN 2010 a) the total curvature might be additively split into thermal (superscript "th") and mechanical induced (superscript " σ ") portions. Therein, M denotes the bending moment and EI the related stiffness while d is the distance from the rebar to the outer compressive fibre of the section.

$$\kappa = \kappa^{\sigma} + \kappa^{th} = \frac{M}{EI} = \frac{|\varepsilon_{c2}^{ges}| + \varepsilon_{sl}^{ges}}{d} = \frac{\left(|\varepsilon_{c2}^{\sigma}| + |\varepsilon_{c2}^{th}| \right) + \left(\varepsilon_{sl}^{\sigma} + \varepsilon_{sl}^{th} \right)}{d} \quad (2)$$

Consequently, the first step in the numerical recalculation of experimental data (specimens P1, P3, P4) must be a separation of temperature- and stress-dependent deformations due to fire and mechanical loading.

3.2.1. Thermal induced deformations

An arbitrary temperature profile of a cross-section can be dissembled into constant, linear and nonlinear portions as illustrated in Fig. 6.

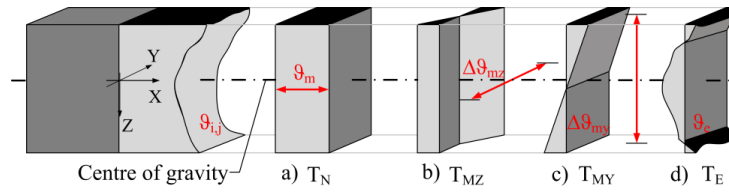


Fig. 6. Split of a temperature profile in constant, linear and nonlinear portions w.r.t. (Zichner 1976).

The mean temperature ϑ_m is obtained from the temperature data ϑ integrated over the total cross-section and divided by its area A . Thus, for a regularly discretized cross-section ϑ_m reads:

$$\vartheta_m \cong \frac{1}{A} \sum_i \sum_j \vartheta_{i,j} A_{i,j}, \quad (3)$$

wherein i and j denote cell indices of the regular grid chosen that subdivides the section into fibres. Furthermore, the linear temperature gradient $\Delta\vartheta$ about the y -axis in Fig. 6 can be estimated to:

$$\Delta\vartheta \cong \frac{h}{I_y} \sum_i \sum_j \vartheta_{i,j} z_{i,j} A_{i,j}, \quad (4)$$

wherein h denotes the cross-section height, I_y the moment of inertia about the y -axis and $z_{i,j}$ the distance of a fibre's center of gravity to the section's one. Since no linear temperature gradients about other axes exist in our case (one-sided heating), the residual is completely attributed to the nonlinear contribution.

For a global but simplified analysis of deflections it is sufficient to account for the linear temperature gradient only and neglect constant as well as nonlinear contributions. Taking these assumptions, thermal induced deformations can be derived based on the principle of virtual work by integration of the temperature induced curvature times a virtual moment from unit deformation at all points of interest along the girder's length considering the effective cross-section area exposed to fire (342 x 100 cm) only.

$$\delta_{(x)}^{th} = \int_0^l \overline{M(x)} \cdot \kappa^{th}(\vartheta) \cdot dx = \int_0^l \overline{M(x)} \frac{\alpha_T(\vartheta) \cdot \Delta\vartheta}{h} dx \quad (5)$$

Due to simplification the thermal curvature $\kappa^{th}(\vartheta)$ in Eq. (5) is a function of the linear temperature gradient $\Delta\vartheta$, the coefficient of thermal expansion $\alpha_T(\vartheta)$ and the thermal concrete strains ε_{th} acc. to (DIN 2010 a).

Since neither heat transmission tests nor experimentally obtained load deformation curves have shown evidence to distinguish specimens with steel fibres (P3, P4) from others (P1) without when temperature rises, thermal strains ε_{th} of plain concretes and concretes containing common steel fibre amounts are considered equal.

3.2.2. Temperature-modified material behaviour

Mechanical loading of specimens causes initial deformations that increase with rising temperature due to softening material behaviour. EC 2 provides stress-strain relations of rebar and concrete in compression directly, by means of a reduced stiffness with higher temperature defining dimensionless reduction factors (DIN 2010 a). But, the temperature- and crack-width-dependent behaviour of SFRC is not yet defined in standards. It is rather object of vital research.

E.g. test results gained on recycled aggregate concrete containing amounts of steel fibres up to 1.5 vol.-% indicate enhanced temperature-dependent compressive strengths, moduli of elasticity as well as

energy absorption capacities compared to plain concrete (Chen et al. 2014). In (Falkner and Grunert 2011, Khaliq and Kodur 2011) reduced concrete spalling in case of SFRC exposed to fire due to an increased residual tensile strength is reported on. (Khaliq and Kodur 2011) limits a beneficial influence of steel fibres on spalling to a certain extent, because of a progressive loss of strength and bond of single fibres. Other experimental data published in (Balazs and Lubloy 2012, Holschemacher and Weiße 2004) shows that bond between rebar and SFRC is not significantly influenced by steel fibres in cases of both fire and normal temperatures. The authors in (Colombo 2006, Caverzan 2010) conclude, based on tensile and flexural tensile tests of SFRC subjected to elevated temperatures that the crack-width-dependent post cracking flexural tensile strength of SFRC acts similar to the flexural tensile strength in fire. On the other hand, the same tests indicate reduced softening of post cracking tensile strength compared to tensile strength in fire. Double-punch tests (Kim et al. 2015) conducted on different SFRCs confirm these observations but additionally point out a large scatter of the post cracking tensile strength with rising temperature and crack tip opening displacement (CTOD).

Fig. 7 sketches the experimental data collected from various literature sources as well as closed formulas suggested so far for plain concrete in tension (e.g. (DIN 2010 a)) and SFRC (DBV 2001). All formulas obviously define a relatively reduced tensile strength of concrete in case of elevated temperatures, more or less supported by the experiments.

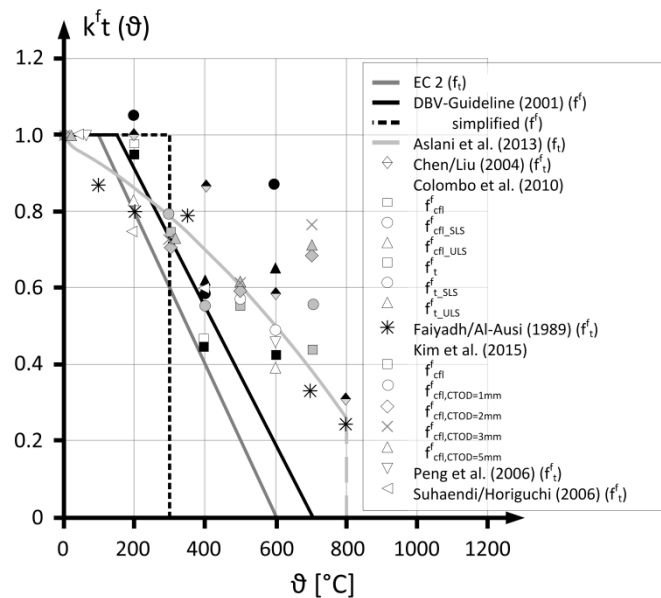


Fig. 7. Relative temperature- and crack-width-dependent softening of the post-cracking tensile strength of concrete (f_t) and SFRC (f'_t).

Hence in the remainder, the temperature-dependent softening of both tensile and post cracking tensile strengths of SFRC is modelled acc. to Eq. (6) from (DBV 2001). It is represented by the full black lines in Fig. 7. The approach is independent from crack widths and strains but accounts for the temperature. On average it gathers the global trend in the data rather conservatively.

$$k_t^f(\vartheta) = \begin{cases} 1.0 & 20 \leq \vartheta < 150 \text{ }^\circ\text{C} \\ 1.0 - 1.0 \cdot (\vartheta - 150 \text{ }^\circ\text{C}) / 550 \text{ }^\circ\text{C} & 150 \leq \vartheta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \\ 0 & > 700 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (6)$$

with $k_t^f(\vartheta) = f^f(\vartheta = 20 \text{ }^\circ\text{C}) / f^f(\vartheta)$

3.2.2. Mechanical induced deformations

For both, namely to recalculate experimental load deformation curves of the specimens P1, P3 and P4 and to derive design charts, additional specifications are necessary. A calculative but artificial modulus

of elasticity of concrete in compression acc. to EC 2 is adopted for tension as well, integrating elastic as well as plastic strains and high-temperature-creeping (Hosser et al. 2013). The post cracking tensile strength is modelled via multilinear stress-strain curves according to (DAfStb 2015 b). For simplification, tension stiffening is neglected due to generally reduced tension stiffening bond factors in case of SFRC (Heek and Mark 2014). All these parameters and the temperature-dependent stress-strain curves of quartzitic aggregate concrete and cold-formed rebar provided by EC 2 are implemented in a lamella model of the specimens. Technically, the cross-sectional height is subdivided into a finite number of layers, each having a constant temperature- and load-dependent stress-state of concrete in every time-instant. Then, with respect to provided reinforcement amounts and a fixed mechanical load, equilibrium is found, iteratively varying the strains. Generally, optimisation methods are suited to compute valid equilibrium states (Mark 2003). The governing equations can be derived from the familiar equilibrium conditions acc. to Eq. (7) and (8):

$$\Sigma N = 0 = \iint_{A_c} \sigma_c(\vartheta) dA_c + \iint_{A_c} \sigma_t(\vartheta) dA_c + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}(\vartheta) \quad (7)$$

$$\Sigma M = 0 = \iint_{A_c} \sigma_c(\vartheta) \cdot z_c \cdot dA_c + \iint_{A_c} \sigma_t(\vartheta) \cdot z_c \cdot dA_c + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}(\vartheta) \cdot d_1 - M_{Ed} \quad (8)$$

Results are moments and the corresponding strain states, like it is exemplarily shown in Fig. 8. From these, a moment-curvature relation can be established. Of course, for each cross-section considered, an individual moment-curvature relation must be derived either using design or mean material parameters.

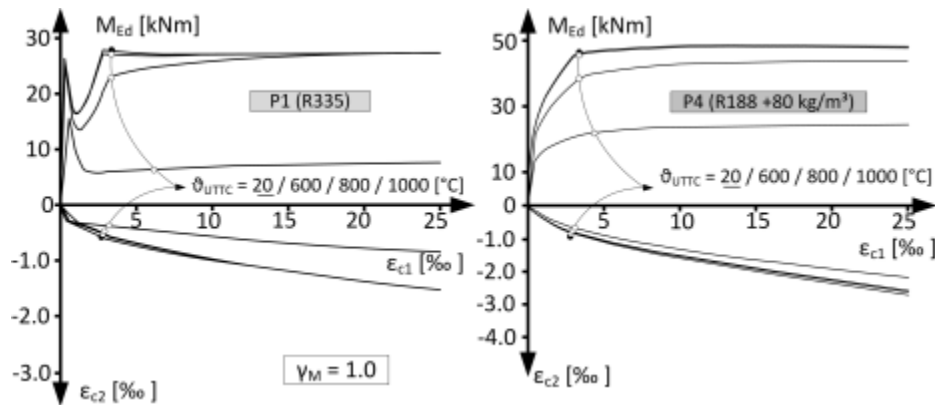


Fig. 8. Temperature-dependent relation of bending moment and concrete strains in case of P1 and P4.

Generally, Fig. 8 highlights that steel fibres can provide benefits in terms of temperature-dependent load bearing capacities and the load deformation behaviour itself contrasting SFRC with rebar to reinforced concrete. On the left, results of the purely bar-reinforced specimen P1 are shown, while P4 on the right contains additional steel fibres. The solid curve marked with a black dot represents results at a temperature of 20 °C. Tracing other solid curves marked with unfilled dots representing higher temperatures, it becomes obvious that with rising temperature the bending resistance decreases meanwhile deformations increase. In both cases, material softening starts with temperatures above $\vartheta_{UTTK} > 600$ °C but the relative differences between two consecutive temperatures is smaller in case of additional fibres (specimen P4). This mainly results from the reinforcement's position close to the specimen's edge subjected to elevated temperatures while fibres are randomly spread over the whole tensile zone. Hence, not all fibres are similarly exposed to elevated temperatures due to one-sided heating and a strongly nonlinear shape of the temperature profile over the cross-section's height (c.f. Fig. 4).

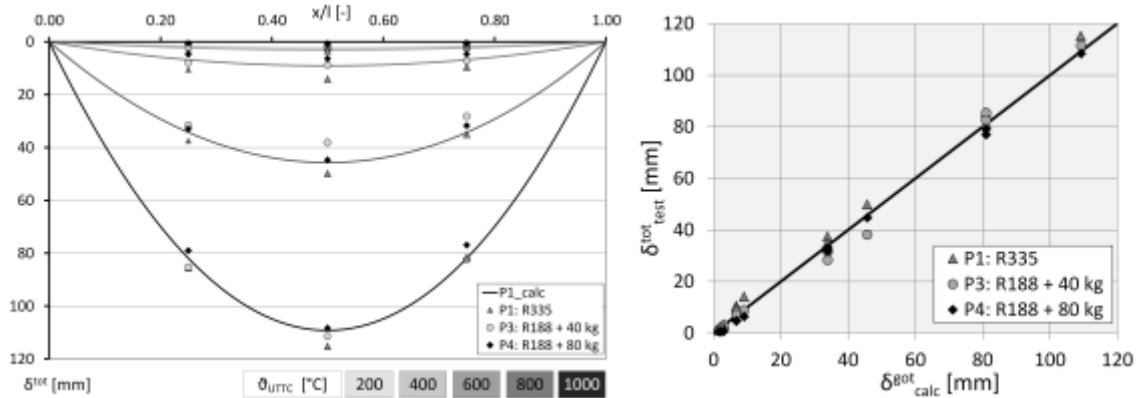


Fig. 9. Measured and calculated deflections of specimens P1, P3 and P4.

Finally, the moment-curvature-relationships obtained before are employed to recalculate the experimental deformation data to certain time instants acc. to UTTC. Fig. 9 documents a good accordance of measured and calculated results with deformations up to nearly 120 mm in mid-span. This corresponds to about $l/30$, so a rather pronounced value.

4. DESIGN CHART

The findings above are finally used to provide a practical design chart to allow for assessing load bearing capacities of SFRC cross-sections reinforced with rebar and subjected to UTTC for 90 minutes (R90). In addition to the well-known fundamentals of bending design of reinforced concrete structures in ultimate limit state (ULS) the following assumptions and restrictions have been made to derive the design chart in Fig. 10:

- Rectangular cross-section in pure bending ($M_{Ed}, N_{Ed} = 0$)
- Pre-defined relative geometrical position of rebar d_1/d
- Cross-section heated from one side for 90 minutes acc. to UTTC
- Heat transmission is independent from the steel fibre amount relevant to this purpose
- Temperature-dependent stress-strain relations of quarzitic aggregate concrete acc. to (DIN 2010 a)
- Temperature-dependent stress-strain relations of cold-formed rebar (class N) acc. to (DIN 2010 a)
- Temperature-dependent softening of stress-strain relation of SFRC acc. to Eq. (6) and (DBV 2001)
- Shape of stress-strain curve of post cracking tensile strength of SFRC modeled as a stress block acc. to (DAfStb 2015 b)
- Common strain levels in ULS ($-3.5 < \varepsilon_{c2} < 0$ and $0 < \varepsilon_{s1} < 25$ or rather $0 < \varepsilon_{c1}^f < 25$ [‰]) (DAfStb 2015 b)
- Design at normal temperatures acc. to (DAfStb 2015 b)
- Partial safety factor $\gamma_M = 1.0$ in case of fire acc. to (DIN 2010 a)

The assumption of constant strain limits in ULS in cases with and without fire exposure made here is conservative, because (DIN 2010 a) even defines enlarged strain boundaries with increasing temperature. The application of the design chart in Fig. 10 performs stepwise from the right to the left:

- Calculation of dimensionless moment μ_{Ed} at normal temperature
- Read mechanical reinforcement ratio ω from diagram. ω depends on the dimensionless post cracking tensile strength of SFRC α^f . Both parameters are related to normal temperatures.
- Shift to the left part of the design chart to get the point of intersection with the sets of curves obtained for the cross-section's height h and α^f .
- Read from diagram $\mu_{Ed,fire}$ denoting the residual dimensionless load bearing capacity in case of fire.
- Check for $\mu_{Ed,fire} / \mu_{Ed} > \eta_{fi}$ acc. to EC 2 to ensure a sufficient load bearing capacity in fire.

A calculation example for fire design (R90) of reinforced and steel fibre reinforced concrete by use of the design tool is given in (Heek et al. 2015).

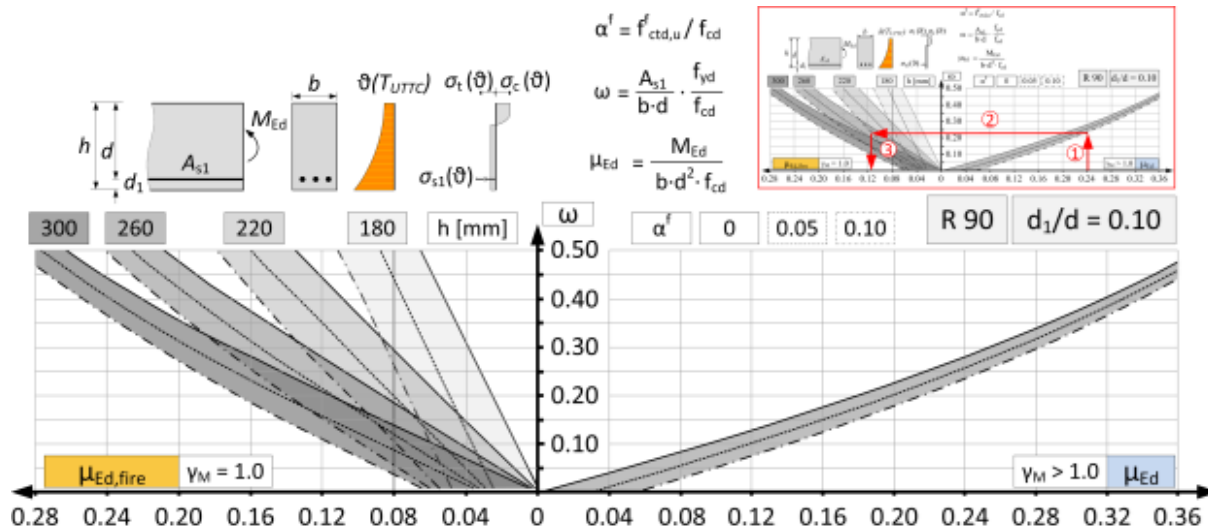


Fig. 10. Design chart to determine bearing capacities of rectangular steel fibre reinforced concrete cross-sections subjected to fire for 90 minutes (R90).

The design chart (Fig. 10) illustrates the decisive influence on the temperature-dependent load bearing capacity of the rebar's position (d_1) with respect to the outermost fibre of a cross-section subjected to fire. In case of a too small distance between rebar and the outer edge in fire, a sufficient residual bearing capacity η_{fi} cannot be established. Giving an approximation, EC 2 recommends a distance greater than 30 mm for reinforced concrete beams and one-way slabs subjected to one-sided elevated temperatures.

5. CONCLUSIONS

Test on six slabs made of reinforced concrete containing variable amounts of steel fibres subjected to both elevated temperatures due to UTTC and permanent mechanical loadings, lead to the following conclusions:

- Dosages of steel fibres up to approximately 1.0 vol. % do not significantly affect heat transmission in concrete cross-sections. For simplification, the derivation of temperature profiles can be done neglecting the effects of steel fibres.
- Steel fibres in reinforced concrete cross-sections provide benefits in terms of fire resistance, temperature-dependent load bearing capacities and load deformation behaviour.
- The temperature-dependent but strain-independent softening factor to determine the residual post cracking tensile strength of SFRC acc. to (DBV 2001) enables a recalculation of experimental data with high accuracy. The approach is appropriate to predict test results from literature in a reliable and realistic way on average.
- Fire design should consider temperature-dependent residual post cracking tensile strength of SFRC. Because of the large scatter reported in literature (e.g. (Kim et al. 2015)), further research is necessary to determine a sufficient partial safety factor γ_M in case of fire.

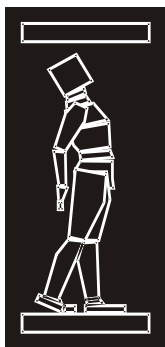
6. ACKNOWLEDGEMENTS

The financial support of the reported tests by the company NV Bekaert SA is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Balazs, G., Lubloy, E. (2012) “Reinforced Concrete Structures In And After Fire.” Concrete Structures, pages 72–80, Hungary.
- [2] Caverzan, A. (2010) “High strain-rate uniaxial tensile constitutive behaviour in fibre reinforced cementitious composites.” PhD-thesis, Mailand, Italy.
- [3] Chen, G.M., He, Y. H., Yang, H., Chen, J. F., Guo, Y. C. (2014) “Compressive behaviour of steel fibre reinforced recycled aggregate concrete after exposure to elevated temperatures.” Construction and Building Materials, 71, pages 1–15, Netherlands.
- [4] Colombo, M. (2006) “FRC Bending Behaviour: A Damage Model for High Temperatures.” PhD-thesis, Mailand, Italy.
- [5] Diederichs, U. (1999) “Hochtemperatur- und Brandverhalten von hochfestem Stahlfaserbeton.” Betonbau – Forschung, Entwicklung und Anwendung (ed. Teutsch, M.), Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, H. 142, pages 67–76, Braunschweig, Germany.
- [6] Falkner, H., Grunert, J.-P. (2011) “Faserbeton.” Betonkalender 2011: Kraftwerke, Faserbetonbau (eds. Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D.), Band 2, Ernst & Sohn, pages 1–19, Berlin, Germany.
- [7] German Committee of Reinforced Concrete (DAfStb), (2015 a) “Commentary on the DAfStb Guideline ‘Steel Fibre Reinforced Concrete’” (DAfStb-Heft 614), Berlin, Germany.
- [8] German Committee of Reinforced Concrete (DAfStb), (2015 b) “DAfStb Guideline ‘Steel Fibre Reinforced Concrete.’” DAfStb-Heft 614, Berlin, Germany.
- [9] German Concrete and Construction Engineering Association (DBV), (2010) “DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton.” Germany.
- [10] German Fire Protection Association (vfdb), (2013) “Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes.” Technischer Bericht vfdb TB 04-01 (ed. Hosser, D.), Braunschweig, Germany.
- [11] German Institute for Standardization (DIN), (2010 a) “DIN EN 1992 (Eurocode 2) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.” Beuth Verlag, Germany.
- [12] German Institute for Standardization (DIN), (2010 b) “DIN EN 1993 (Eurocode 3) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.” Beuth Verlag, 2010-12, Germany.
- [13] German Institute for Standardization (DIN), (2012) “DIN EN 1363 – Feuerwiderstandsprüfungen – Teil 1: Allgemeine Anforderungen.” Beuth Verlag, Germany.
- [14] Heek, P., Mark, P. (2014) “Non-linear analysis of SFRC elements bearing capacities accounting for tension stiffening by means of modified moment-curvature relations.” Proc. 1st ACI-fib Joint Int. Workshop on Fibre Reinforced Concrete, pages 292–309, Canada.
- [15] Heek, P., Tkocz, J., Thiele, C., Vitt, G., Mark, P. (2015) “Fasern unter Feuer - Bemessungshilfen für stahlfaserverstärkte Stahlbetondeckenplatten im Brandfall.” Beton- und Stahlbetonbau 110 (10), pages 656–671, Germany.
- [16] Hertel, C., Orgass, M., Dehn, F. (2002) “Brandverhalten von faserfreiem und faserverstärktem Beton.” Faserbeton – Innovationen im Bauwesen (eds. König, G., Holschemacher, K., Dehn, F.), Bauwerk Verlag, pages 63–76, Germany.
- [17] Holschemacher, K., Weiße, D. (2004) “Bond of Reinforcement in Fibre Reinforced Concrete.” Proc. 6th RILEM Symp. Fibre Reinforced Concrete, BEFIB 2004 (eds. di Prisco et al.), pages 349–358, Varenna, Italy.

- [18] Hosser, D., Richter, E., Kampmeier, B. (2013) “Konstruktiver Brandschutz nach den Eurocodes.” Betonkalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz (eds. Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D.), Band 2, pages 1–62, Germany.
- [19] Khaliq, W., Kodur, V. (2011) “Thermal and mechanical properties of fibre reinforced high performance self-consolidating concrete at elevated temperatures.” Cement and Concrete Research, 41, pages 1112–1122, Netherlands.
- [20] Kim, J., Lee, G.-P., Moon, D. Y. (2015) “Evaluation of mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete exposed to high temperatures by double-punch test.” Construction and Building Materials, 79, pages 182–191, Netherlands.
- [21] Mannsfeld, T. R. (2011) “Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperatur-bedingten Nichtlinearitäten im Brandfall.” PhD-thesis, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, Germany.
- [22] Mark, P. (2003) “Optimierungsmethoden zur Biegebemessung von Stahlbetonquerschnitten.” Beton- und Stahlbetonbau 98 (9), pages 511–519, Germany.
- [23] Tkocz, J., Heek, P., Mark, P., Thiele, C., Vitt, G. (2015) “SFRC slabs exposed to fire – experiments, temperature flow and design.” ALITinform International Analytical Review 41(6), pages 36–53, Russia.
- [24] Zichner, T. (1976) “Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß und Beheizung von Massiven Brücken.” Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 212, Kirschbaum Verlag, Bonn-Bad Godesberg, Germany.



ДГKM
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ана БАРИЧЕВИЌ¹, Мартина ПЕЗЕР², Нина ШТИРМЕР³

ТРАЈНОСТ НА БЕТОНСКИ ПЛОЧИ АРМИРАНИ СО ВЛАКНА

РЕЗИМЕ

Целта на овој труд е да се одреди влијанието на количината и типот на сортирани и несортирани рециклирани челични влакна (RTSF) во однос на трајноста на хибридниите бетонските смеси армирани со обични влакна. Експерименталната програма се состои од седум смеси: обичен бетон и бетон со додадени 30 kg FRC на m³ од обични влакна како референтна смеса и пет хибридни бетонски смеси со додадени RSTF (сортирани и несоротирани). Добиените резултати покажуваат дека FRC со сортирани и несортирани RTFS имаат иста трајност како и FRC со обични влакна. Но исто така забележано е значително намалување на абетието со абразија со зголемување на количината на RTSF и тоа резултира со намалена тежина од 13-30% споредено со референтната смеса со обични влакна.

Клучни зборови: бетонски подни плочи, рециклирани челични влакна, трајност на бетоноот

Ana BARIČEVIĆ¹, Martina PEZER², Nina ŠTIRMER³

DURABILITY OF FIBRE REINFORCED CONCRETE FLOORS

SUMMARY

The aim of the study presented in this paper is to determine influence of the amount and type of sorted and unsorted recycled tyre steel fibres (RTSF) on durability properties of the hybrid fibre reinforced concrete mixes. Experimental program consisted from seven mixes: plain concrete and FRC with 30 kg per m³ of manufactured fibres as reference mixes and five hybrid fibre reinforced concrete made with RTSF (sorted and unsorted). Obtained results showed that FRC with both sorted and unsorted RTSF has an equivalent durability properties as FRC with manufactured fibres. But at the same time, significant reduction of wear by abrasion is detected with increasing the content of RTSF resulted with decrease of mass loss from 13- 30 % compared to the reference mix with manufactured fibres.

Key words: concrete floors, recycled tyre steel fibres, durability of concrete, wear, capillary absorption

¹ Assoc. Prof. PhD, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Department of materials, Zagreb, Croatia, abaricevic@grad.hr

² Assistant, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Department of materials, Zagreb, Croatia, mpezer@grad.hr

³ Prof. PhD, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Department of materials, Zagreb, Croatia, ninab@grad.hr

1. INTRODUCTION

Concrete floors with dispersed reinforcing steel fibres are applying in planning and construction of various building types, from industrial, storage, office, parking, etc. The fibre content in this type of reinforced slabs is designed to correspond to the specific static and dynamic load requirements, geological conditions and other factors. Requirements for concrete floor are usually high strength, toughness, fatigue resistance, impact resistance, crack control and it gives economy in floor thickness apart from saving in construction time. Besides strength, it also requires good durability. Durability of concrete floors includes abrasion resistance, permeability and freeze-thaw cycles. The abrasion resistance is one of the key considerations. Literature date show that the inclusion of manufactured fibres improves abrasion resistance of concrete (Vassou and Kettle 2005).

With the development of environmental awareness, there is a growing interest to find more efficient paths for waste management. Waste tyres present a specific type of waste whose removal from the environment is mandatory due to the health issues, accidental fires, etc. Each year in the EU, more than 3.5 million tons of tyres reach the end of their lives. Tyres comprise roughly 80% rubber granules, reinforced with 15% steel and 5% polymer fibre reinforcement. One of the innovative solutions is to utilize these products obtained by waste tyre recycling in concrete. Previous research on hybrid fibre-reinforced concrete with manufactured steel fibres (M) and RTSF showed that an adequate combination of RTSF (sorted and unsorted) and manufactured fibres can be used for preparation of hybrid fibre reinforced concrete with an equal or similar properties to FRC with manufactured fibres. Taking into account ecological and economic benefits, this material presents an optimum choice (Baricevic 2014; Bjegovic et al. 2012, Bjegovic et al. 2013, Tlemat 2004).

In study presented in this paper, as part of FP7 project – Anagennisi (Project Anagennisi 2014-2017), experimental study was conducted on the influence of RTSF addition on durability properties. Experimental study was carried out on 7 concrete mixes with different types and amounts of sorted and unsorted fibres to determining influence of the amount and type of fibres on the durability properties (capillary absorption, wear and freeze-thaw resistance) of the hybrid fibre reinforced mixes.

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. Constituting materials

Concrete mixes were prepared with cement CEM II/B-M (S, V) 42.5 N and crushed limestone aggregate (0/4 mm, 4/8 mm and 8/16 mm). Cement is composed of 65 - 79% of Portland clinker and 21 - 35% granulated blast furnace slag. Manufactured fibres produced by company Bekaert, type Dramix RC 65/35 BN were used as referent fibres (Fig. 1). The fibres are metallic with hooked ends for better anchorage in the concrete matrix. Properties of these fibres are shown in the table below (Table 1).

Table 1. Geometrical and mechanical properties of manufactured steel fibres

Fibre type	Length (mm)	Diameter (mm)	Aspect ratio (l/d)	Tensile strength (N/mm ²)	Shape
RC 65/35 BN	35	0.55	64	1100	Straight with hooked ends

Two types of recycled tyre steel fibres (RTSF) were used, produced by Gumiimpex (unsorted RTSF) and by Twincon (sorted RTSF). Both types of fibres are irregular in shape and with variations in length and diameter. Unsorted RTSF (Fig. 2) are produced during recycling process of waste tyres as a raw material for production of steel, while sorted RTSF (Fig. 3) are acquired during sorting process whose goal is to obtain maximum number of fibres with a length in the range from 15 to 25 mm. The average geometrical and mechanical properties of used RTSF are shown in the Table 2. Variability of the fibres length was tested using the method developed by Twincon Ltd, Sheffield, and is based on the methods of optical correlation.

Table 2. Geometrical and mechanical properties of RTSF

Fibre type	Length (mm)	Diameter (mm)	Tensile strength (N/mm ²)	Shape
Unsorted RTSF	0 – 15 (85% of fibres)	0.18 ± 0.029	~2000	Irregular (wavy)
Sorted RTSF*	20 ± 2	0.15 ± 0.04	~2850	Irregular (wavy)

*according to the technical data sheet by the producer

For achieving targeted workability class (S4), polycarboxylic ether superplasticizer was used (new generation of superplasticizers which allows production and placing of concrete with low water-to-cement ratio).



Fig. 1. Manufactured fibres



Fig. 2. Sorted RTSF



Fig. 3. Unsorted RTSF

2.2. Mix design, curing and test methods

Experimental programme consisted from seven mixes with mix design as shown in Table 3. Experimental program consisted of seven mixes: plain concrete and FRC with 30 kg per m³ of manufactured fibres as reference mixes and five hybrid fibre reinforced concretes. Hybrid fibre reinforced mixes, with different fibre ratios, were selected based on their post-cracking behaviour (Baricevic 2014). Main aim was to design mixes with post-cracking behaviour similar to the reference mix 30M0R. All mixes are designed to satisfy consistency class S4 (160 - 210 mm).

Table 3. Concrete mix designs

Components (kg/m ³)	Reference mixes		Unsorted RTSF			Sorted RTSF	
	OC	30M0R	10M30R	10M50R	10M80R	10M30R	10M50R
Cement	370	370	370	370	370	370	370
Water	170	170	170	170	170	170	170
Superplasticizer	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
w/c	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46
Manufactured fibres (M)	--	30	10	10	10	10	10
Sorted RTSF (RTSFs)	--	--	--	--	--	30	50
Unsorted RTSF (RTSFu)	--	--	30	50	80	--	--
Aggregate	1787	1774	1773	1767	1756	1830	1823

All the materials for concrete production were previously weighted and kept in the controlled conditions. Aggregate humidity was determined before the preparation of concrete. First, the aggregate and half of the water was added in the mixer and mixed for two minutes. To allow the aggregate to absorb the needed amount of water, the mixing was then stopped for two minutes. The cement and steel fibres were added and mixing started again with continuous addition of the residual water and superplasticizer. After the addition of all materials, the mixing continued for another two minutes. Unsorted RTSF were dosed manually (Fig. 4a) while sorted RTSF were dosed using a specially constructed drum with holes presented in Fig. 4b due to their longer length. The idea was to minimize the fibre balling caused by their irregular shape and length.

Immediately after mixing, concrete was placed in prepared moulds. After placing, specimens were vibrated on vibrating plates. Specimens were initially cured by covering with plastic sheets to minimise evaporation. All specimens were kept in a room with controlled temperature at $20\pm 2^{\circ}\text{C}$. After 24 hours, specimens were demoulded and placed in water containers, where they were kept for curing until the day of testing.



Fig. 4. a) Manual addition of fibres to concrete batching plant; b) Drum for the addition of the fibres

Fresh and hardened state properties of concrete were tested according to the current European standards as shown in Table 4. All properties were tested on minimum 3 specimens from the same mix and the results presented hereafter show the statistical average of obtained results as well as the absolute deviation.

Table 4. Test methods for determination of fresh and hardened concrete properties

Property	Standard
Density	HRN EN 12350-6: 2009
Air content -- Pressure method	HRN EN 12350-7: 2009
Consistency - Slump test	HRN EN 12350-2: 2009
Compressive strength	HRN EN 12390-3:2009
Wear	HRN EN 13892-3: 2015
Capillary absorption	RILEM CPC11.2*
Freeze-thaw resistance	CEN/TR 15177:2006

**Protocol for testing capillary absorption was adopted following RILEM CPC11.2, with the exception of sample preconditioning. Instead of achieving a predefined hygrometric condition in the concrete specimen, specimens were dried until constant mass in the oven on 105°C .*

3. RESULTS

3.1. Fresh state properties

Results of testing fresh concrete properties: slump value, density and air content are presented in Table 5. All tested mixes were designed to achieve S4 consistency class (slump values 160 – 210 mm).

However, with the same composition, there was an evident reduction in slump values with the increase of the both sorted and unsorted RTSF. Therefore, further improvement of workability was achieved by additional amount of superplasticizer compared to the amount planned in mix design (Table 3 & 5). As can be seen in the table below, mixes with sorted RTSF required higher amounts of superplasticizer to achieve same consistency as mixes with unsorted fibres. The reason for this is larger length of sorted RTSF, so at higher fibre contents they behave similar as manufactured fibres. In general, it was concluded that addition of both sorted and unsorted RTSF results in a slight decrease of the slump values compared to plain concrete. These results are in accordance with the literature data (Aiello et al. 2009, Neocleous et al. 2006, Centonze et al. 2012) which show that workability of FRC is strongly depended on the geometrical characteristics of the fibres as well as their content in the mix. As expected, results have shown that by optimizing matrix properties (i.e. using matrix with higher workability) target workability can be easily reached.

Table 5. Fresh concrete properties for reference mixes and SHFRC with unsorted RTSF

Fresh concrete properties	Reference mixes		Unsorted RTSF			Sorted RTSF	
	OC	30M0R	10M30Ru	10M50Ru	10M80Ru	10M30Rs	10M50Rs
Slump (mm)	210	200	200	200	205	210	170
*additional amount of superplasticizer (kg/m ³)	0.34	0.00	0.30	0.34	0.73	1.02	1.02
Density (kg/dm ³)	2.44	2.44	2.43	2.45	2.45	2.47	2.45
Air content (%)	1.4	0.8	1.8	1	1,5	0,72	0,3

Due to the small volume fractions of fibres in total volume of concrete, their presence did not cause any significant changes in density. Similarly, there is no significant influence of both RTSF types on the amount of the entrapped air. The obtained differences in the air content can be attributed to the different time of mixing caused by different ways of fibre dosing for sorted and unsorted RTSF. Prolonged mixing time was also caused due to additional amount of superplasticizer, needed to achieve target workability.

3.2. Compressive strength

Presented results of compressive strength in Fig. 5 are mean values determined on three specimens for each mix. At the age of 28 days, all tested mixes have had compressive strength higher than 55 MPa.

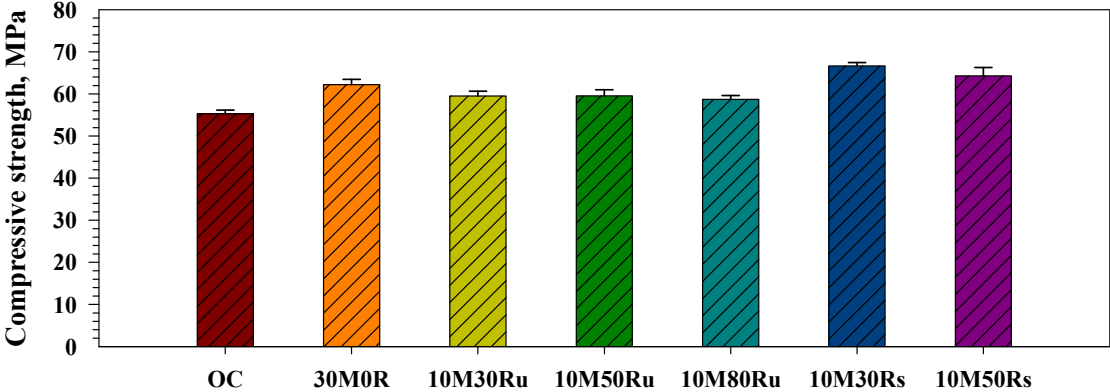


Fig. 5. Mean values of compressive strength of tested mixes

Although, presence of steel fibres in used amount usually does not have influence on the values of compressive strength, an average increase of 12 % in compressive strength was obtained compared to ordinary concrete. Higher increase for reference mix 30M0R and HFRC with sorted fibres was probably caused by lower air content in those mixes; this led to the conclusion that increase of compressive strength was similar for all SHFRC with both sorted and unsorted RTSF. This phenomenon could be explained by the effective contribution given by the fibres in delaying the materials failure (Aiello et al. 2009). But due to the opposite trend of the results obtained in experimental research (Baricevic 2014) and in this study, an additional investigation is needed.

3.3. Wear

The main factors affecting the abrasion resistance of concrete can be the environmental conditions and dosage of aggregate, concrete strength, mixture proportioning, use of special cement, use of supplementary cementitious materials, or addition of fibres (Horszczaruk 2005). Bohme method was used for testing abrasion resistance (Fig. 6). It was observed that presence of fibres has a beneficial effect on mass loss when concrete is exposed to abrasion (Fig. 7). A linear relationship between total fibre content and mass loss can be established, whereas no significant difference is observed between sorted and unsorted RTSF. Increasing the content of RTSF resulted in decrease of mass loss from 13 – 30 % compared to the reference FRC mix with manufactured fibres (30M0R) for hybrids with 10 kg of manufactured fibres.



Fig. 6 Abrasion resistance equipment – Böhme test

These results imply that such mixes can be used in environments where additional loads come from heavy vehicles or other abrasive sources.

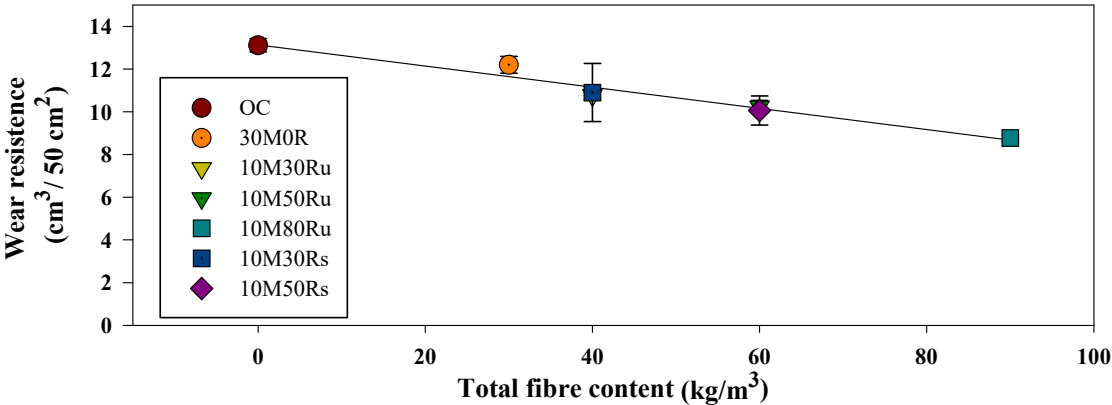


Fig. 7 Effect of RTSF fibre content on abrasion resistance

3.4. Capillary absorption

Results of testing capillary absorption are shown in Fig. 8. The smallest value of capillary absorption is obtained for ordinary concrete as well as for concrete produced with industrially manufactured fibres. It can be concluded that concrete with sorted fibres have higher capillary absorption than ordinary

concrete, but amount of sorted fibres does not have significant influence on capillary absorption. The use of unsorted fibres caused variations in the capillary absorption of concrete mixes. In general, by increasing total fibre content, coefficient of capillary absorption slightly increases. This is more pronounced in the case of higher amount of unsorted fibres (50 kg and 80 kg). For smaller amount of unsorted fibres (30 kg), capillary absorption is similar to ordinary concrete.

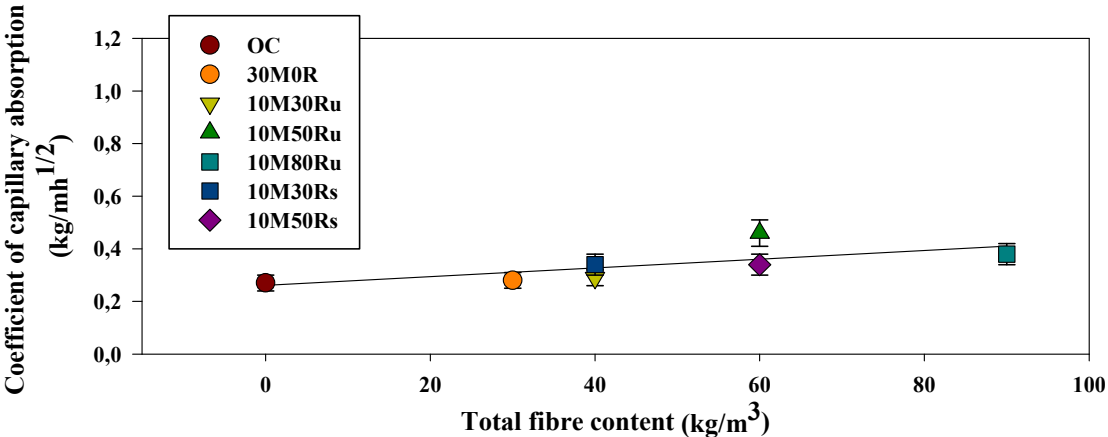


Fig. 8 Effect of RTSF fibre content (sorted and unsorted) on the coefficient of capillary absorption

3.5 Freeze thaw resistance – Internal damage

Considering the recommendations from (ACI Committee 544 1999), estimation of freeze thaw resistance of steel fibre reinforced concrete was determined according to standard CEN/TR 15177 for testing freeze- thaw resistance of concrete through internal structural damage. Although such concretes are usually applied during construction of pavements or industrial floors, it is considered that mass loss is not appropriate method because material that becomes dislodged from the specimen mass remains loosely bonded by the fibres (ACI Committee 544 1999). The relative dynamic modulus of elasticity method was then used for assessment of hybrid fibre reinforced concrete. Testing was done using alternative measurement procedure based on determination of fundamental transverse frequency. An impact echo method (Fig. 9) was used to detect the fundamental transverse frequency where average results of dominate frequency and a relative dynamic modulus of elasticity obtained from impact-echo for 56 freeze-thaw cycles are represented on Fig. 10.

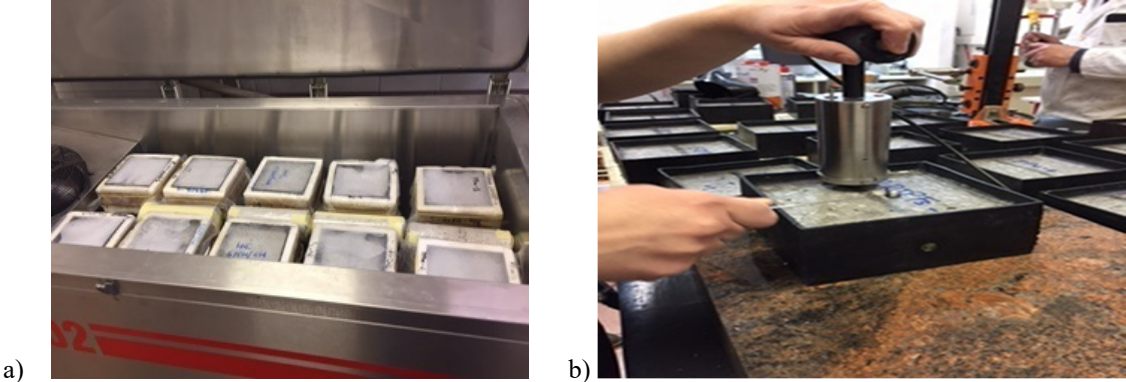


Fig. 9 An impact echo method was used to detect the fundamental transverse frequency

Based on requirements for mix to be used in environmental exposure class XF1, a maximum decrease of RDM of 25 % is allowed, while for concretes exposed to XF3 a total decrease after 56 cycles should be below 15 %. Obtained results indicate that all tested mixes can be used for concrete elements exposed to environmental conditions described in XF1, while for environmental class XF3 additional

incorporation of air entraining admixture is required. Nevertheless, even in this case, it was confirmed that inclusion of fibres should not be considered as substitute for proper air entrainment to obtain freeze-thaw resistance (ACI Committee 544 1999). It is recommended to use these mixes only in environments without freezing; otherwise air entraining admixture should be incorporated.

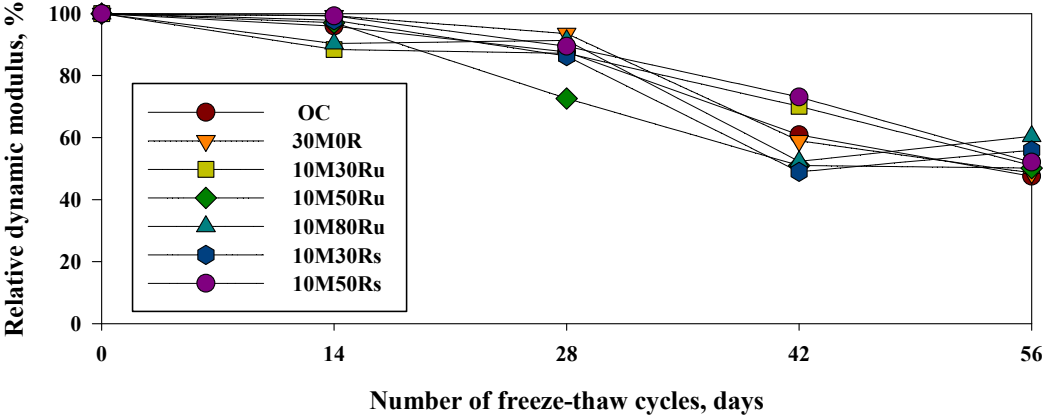


Fig. 10 Relative dynamic modulus of elasticity obtained from impact-echo for 56 freeze-thaw cycles

4. CONCLUSIONS

In the framework of this study, 7 mixes were prepared and tested: 2 reference mixes, plain concrete and FRC with 30 kg per m³ of manufactured fibres and 5 fibre reinforced concrete mixes made with RTSF (unsorted and sorted types). Sorted fibres are cleaner (less amount of rubber residue) and longer (maximum number of fibres has length from 15 to 25 mm) in comparison to unsorted fibres (85% of fibre are smaller than 15 mm). Hybrid fibre reinforced concrete was tested in fresh and hardened state with the purpose to determine influence of the amount and type of fibres on durability properties (capillary absorption, wear and freeze-thaw resistance).

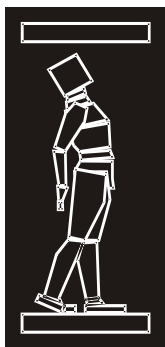
Experimental campaign performed within this study showed that fibre reinforced concrete with both sorted and unsorted RTSF has an equivalent durability properties as fibre reinforced concrete with manufactured fibres. Although addition of RTSF has tendency to slightly decrease workability, improvement can be achieved by optimizing the matrix. Compressive strength results indicate that there is only a minor influence of RTSF on the strength value. Certain decrease was observed and can be mainly attributed to the increased amount of entrapped air in mixes with RTSF. In general, presence of RTSF caused a slight increase of capillary permeability. But at the same time, significant reduction of wear by abrasion is detected showing that these mixes are highly applicable for surfaces with heavy traffic. Freeze-thaw results indicate that for exposure class XF1, tested mixes can be used without air entraining admixture. For more aggressive environment (for example environmental class XF3), addition of air entraining admixture is recommended. Considering the results, it follows that such hybrids can be recommended for construction of industrial floors or other slabs exposed to heavily weight and significant abrasion in closed area. If those mixes are applied for construction of bridges or similar structures exposed to freeze-thaw, then addition of air entraining admixture is required to assure an adequate resistance of hybrid fibre reinforced concrete.

ACKNOWLEDGMENTS

The research presented is part of the FP7 project "Anagennisi - Innovative Reuse of all Tyre Components in Concrete" funded by the European Commission. The work of doctoral candidate Martina Pezer was also supported by Croatian Science Foundation. Authors would like to thank the participants in the project Anagennisi: Arkada Ltd, Gumiimpex – GRP Ltd and Twincon Ltd for their support and contribution during experimental work. Authors would also like to thank student Maria Kraljević for her contribution during experimental work.

REFERENCES

- [1] ACI Committee 544, (1999), ACI 544.2R-89 - Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute.
- [2] Aiello, M.A., Leuzzi, F., Centonze, G. and Maffezzoli, A. (2009), Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: pull-out behaviour, compressive and flexural strength, *Waste Management*, 29 (6), 1960–1970.
- [3] Baricevic, A. (2014), Contribution to the development of sustainable hybrid fibre reinforced concrete using by-products from recycling of waste tyres, PhD thesis. University of Zagreb Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia.
- [4] Bjegovic, D., Baricevic, A., Lakusic, S. (2012), Innovative low cost fibre-reinforced concrete. Part I: Mechanical and durability properties. Proceedings of 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR-3, CRC Press, Cape Town, South Africa, pp. 199-203.
- [5] Bjegovic, D., Baričević, A., Lakušić, S., Damjanović, D., Duvnjak, I. (2013), Positive interaction of industrial and recycled steel fibres in fibre reinforced concrete, *Journal of Civil Engineering and Management*, 19, 1; S50-60.
- [6] CEN/TR 15177:2006, Testing of the freeze-thaw resistance of concrete – Internal structure damage.
- [7] Centonze, G., Leone M., Aiello M. A. (2012), Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization, *Construction and Building Materials*, 36, 46–57.
- [8] Horszczaruk, E. (2005), Abrasion resistance of high-strength concrete in hydraulic structures, *Wear*, 259, 1–6, 62–69.
- [9] Neocleous, K., Tlemat, H., Pilakoutas, K. (2006), Design issues for concrete reinforced with steel fibers, including fibers recovered from used tires. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(5), 677–685.
- [10] Project Anagennisi (2014-2017). Anagennisi - Innovative Reuse of all Tyre Components in Concrete, Retrieved from <http://www.anagennisi.org/>.
- [11] Tlemat, H. (2004). Steel fibres from waste tyres to concrete; testing, modelling and design, PhD thesis, University of Sheffield. Sheffield, U.K.
- [12] Vassou, V., Kettle, R. J. (2005), The Influence of Fibre Reinforcement on the Abrasion Resistance of Industrial Concrete Floors, Proceedings of 30th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, pp. 1-10. Available: <http://cipremier.com/100030056>.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Марија ДОЦЕВСКА¹, Горан МАРКОВСКИ², Тони АРАНЃЕЛОВСКИ³, Дарко
НАКОВ⁴, Питер МАРК⁵

ОПРЕДЕЛУВАЊЕ ДОЛГОТРАЈНИ ДЕФОРМАЦИИ НА АБ ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА РАЗЛИЧНИ ИСТОРИИ НА ТОВАРЕЊЕ

РЕЗИМЕ

Влијанието на очекувани, но поедноставени товарни истории карактеристични за работниот век на АБ конструкции беше проучено со посебен осврт на нивната долготрајна употребливост. За таа цел, предложена е нумеричка чекор-по-чекор постапка базирана на методот на старосно корегирани ефективни модули. Истата, успешно верифицирана преку постоечки експериментални резултати од литературата, применета е на АБ греди и еднонасочни плочи. Резултатите од анализата потврдуваат дека карактеристичните товарни истории, како и прецизното дефинирање на крутоста на елементите во тек на време, се од важност за реално отсликување на долготрајното однесување на АБ елементи.

Клучни зборови: чекор-по-чекор, товарна историја, долготрајни деформации, момент-кривина

Marija DOCEVSKA¹, Goran MARKOVSKI², Toni ARANGJELOVSKI³, Darko NAKOV⁴,
Peter MARK⁵

NUMERICAL PROCEDURE FOR LONG-TERM DEFLECTION PREDICTION OF RC ELEMENTS SUBJECTED TO DIFFERENT LOAD HISTORIES

SUMMARY

The influence of expected but idealized load histories typical for structural service conditions during life-time was studied with a special emphasis on long-term serviceability of RC structures. For that purpose, a numerical step-by-step cross-sectional procedure based on the Age-Adjusted Effective Modulus Method (AAEMM) has been developed and successfully verified through existing experimental results applying it on simply supported RC beams and one-way slabs. First results confirmed that individual load histories and precisely tracking the stiffness reduction with time, are significant to realistically reflect the long-term behaviour of RC elements.

Keywords: step-by-step, load history, long-term deflections, moment-curvature relations

¹ M.Sc., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, Marija.Docevska@ruhr-uni-bochum.de

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

⁴ Assoc. Prof PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, nakov@gf.ukim.edu.mk

⁵ Prof. Dr.-Ing. habil., Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr-University Bochum, Bochum, Germany, peter.mark@rub.de

1. INTRODUCTION

Concrete creep is traditionally defined to be a kind of time-dependent behaviour exhibited by concrete under sustained constant loads. Experimental studies conducted in the last fifteen years at FCE Skopje [Markovski 2003; Arangjelovski 2011; Nakov 2014] organised to check this traditional view, indicate that the concrete creep does not only appeared under constant sustained load. Results from these studies clearly show that the intensity [Markovski 2003], as well as the duration [Arangjelovski 2011] of the variable loads can significantly influence the time-dependent behaviour of reinforced concrete (RC) structures.

Having this in mind, it is apparent that at certain RC structures, especially those with more intensive and longer term live loads, improper treatment of these loads will lead to underestimation of the long-term concrete effects and consequently to reduced or disrupted serviceability of a structure. In this context, bridges are structures that are most sensitive on creep under variable loads due to the character of the traffic loads. Besides bridges, this kind of load can appear at other types of reinforced concrete structures such as multi-store parking garages, multi-store warehouses and crane beams.

Although current building codes recognize this phenomenological concrete behaviour to creep under variable loads, they offer overly simplistic approach for taking this effect into account in serviceability calculations (Fig.1). Namely, quasi-permanent load, consisting of all permanent and a fraction of live loads (Fig.1), is likely to be exceeded during the life-time of the building and mostly it does not provide an insight into the real load history of a considering structure or an element [Criel et al. 2014].

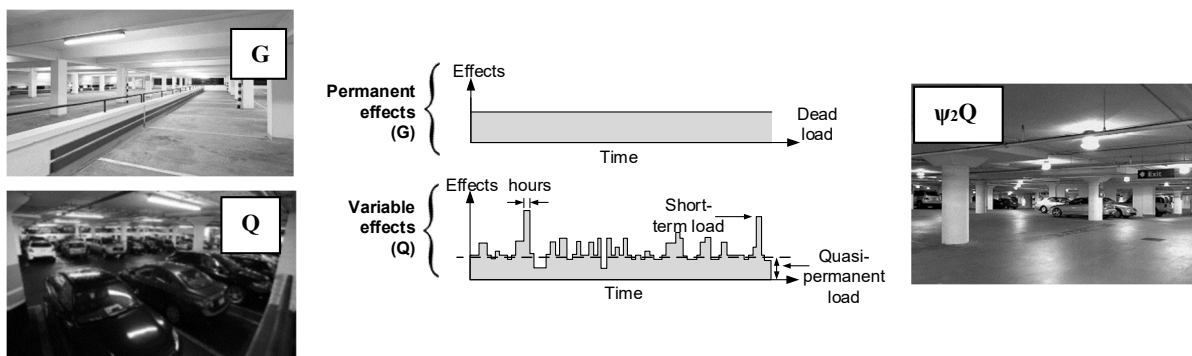


Fig. 1: Simplification of the variable loads effect in the current building codes

Insisting on more exact prediction of the long-term behaviour of concrete would mean considering a real load history instead of a quasi-permanent combination only. On one hand, consideration of the real load history means knowing and considering the intensity, average number and average duration of the cycles of loading and unloading repeating over one year. On the other hand, deflection sensitive elements like RC slabs in multi-story buildings are commonly subjected to short-term load peaks arising either during construction or during structures service life. While the quasi-permanent value is influenced by the duration and intensity of the live loads, it is completely independent of these short-term load peaks.

Thus, the influence of expected but idealized load histories typical for structural service conditions during life-time was studied here with a special emphasis on long-term serviceability. For that purpose, a numerical step-by-step cross-sectional procedure based on the Age-Adjusted Effective Modulus method (AAEMM) has been developed and successfully verified applying it on simply supported RC beams and one-way slabs. Separately, two characteristic load histories were analysed, one typical for construction phase of a structure and other typical for its service life. Within the considered load histories, many parameters were varied, such as duration of the cycles of loading and unloading, the permanent-to-cracking load ratio and the intensity of the initial load peak during construction.

First results indicated that even short-term, the initial load during construction affects the long-term final deformations due to collateral cracking. Results from the cyclic load histories showed that the permanent-to-cracking load ratio (G/F_{cr}), as well as the duration of the loading and unloading cycles

($\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=8h/16h$ and $\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=24h/24h$) influence the long-term final deflections too, but in different ways. Apparently, these characteristics of the load histories are of relevance when assessing long-term serviceability of creep sensitive structures.

2. IMPORTANCE OF LONG-TERM DEFLECTION PREDICTION DUE TO LOAD HISTORIES

The complex and hardly known load history as well as the highly variable concrete long-term properties, represent the main difficulties for predicting the deformations of RC structural members [Burns 2011]. For reasons of simplicity, code-based approaches to deformation prediction usually neglect the unknown load history, thus, serviceability calculations are based on the sustained load case only, or more precisely, on the quasi-permanent load combination proposed by many current codes, e.g. Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004].

This load combination is independent from the actual load history and it is not able to account for the intermittent high live loads or the preloading at young concrete ages. On one hand, high values of live loads are assumed to be temporary and to have little effect on creep deformations. However, although short-term, these temporary load peaks are sufficiently intense and thus indirectly affect the long-term deflections through permanent reduction of element stiffness. This is also confirmed by analysis of data from Cardington [Hossain and Vollum 2002; Vollum et al. 2002] suggesting that final deflections are governed by the most severe cracking induced either by possible construction overload or by peak service load [The Concrete Society 2005].

In addition to the reduced stiffness of the section, cracking also influences the concrete creep and shrinkage deformations since only the uncracked part of concrete is affected by these phenomena. Since the degree of cracking strongly influences the final long-term deflections, these facts indicate that real load histories have to be used instead of quasi-permanent loads.

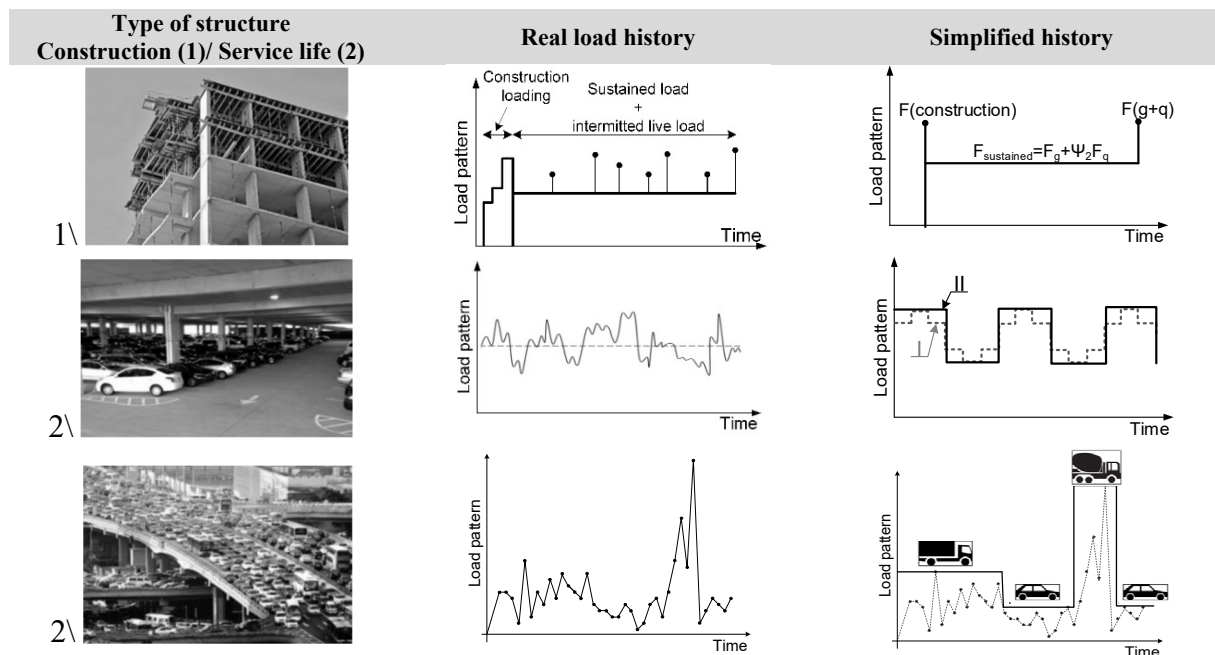


Fig. 2: Real vs. simplified load histories for different types of RC structures during construction and service period

By step-wise calculation and sufficiently sophisticated models for taking into account the time-dependent concrete effects, it would be possible to analyse the long-term behaviour of RC elements with regard to load variations over a period of time. However, this is seldom of any practical interest, since the real variation of the loads during the future service life cannot be predicted due to their randomness [Westerberg 2008]. Instead, simplified and idealized expected load histories, as those presented in Fig.2, are suggested to be used in the long-term analysis of the creep sensitive RC structures.

In practice, it is more convenient to calculate deflections corresponding to load histories such as that in Fig.2 in a single step procedure in conjunction with a suitably modified concrete tensile strength, modulus of elasticity and creep coefficient.

Here, the first effort in modelling the behaviour of RC flexural elements considering the complete simplified load histories is presented along with the theoretical background described in the following section.

3. NUMERICAL MODELING APPROACH

Numerical analyses for prediction of long-term deflection caused by load histories require application of step-by-step numerical procedures through time discretisation, which is in direct correlation with the considered load history (Fig.3). Subjected to any complex load history, under the assumption of linear behaviour, the total response at any time and at any point of the RC element can be determined by superimposing the individual responses due to the individual load increments (Fig.3) [Khor et al. 2001].

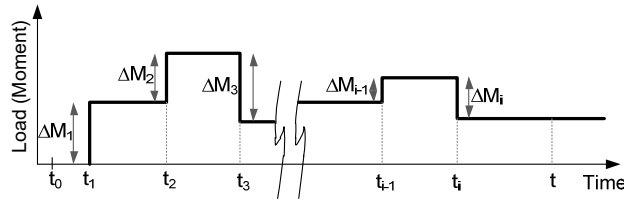


Fig. 3: Time-varying load history

In order to accurately define the effective concrete stiffness and the time-dependent parameters in each time step, it is also necessary to discretise the element relating its cross-sectional height and length. Below, expressions used for prediction of time-dependent local (strains and curvatures) and global (deflections) deformations under time-varying load history (Fig.3) are presented.

3.1 Modelling at cross-sectional level

Determination of the long-term deflections of a reinforced-concrete member requires knowledge of strains, stresses and curvature along the member. These quantities are all time-dependent as a result of the combined effect of creep, shrinkage and concrete maturation under a time-varying load. Herein, in each time step, creep coefficients, shrinkage strains and modulus of elasticity of concrete were calculated according to the Model Code 2010 provisions [fib Model Code 2013].

Based on the principle of superposition, the total curvature can be obtained as the sum of the curvatures caused by load variations (elastic or instantaneous curvature) and the curvatures caused by the time-dependent effects (creep and shrinkage curvature) (Eq. 1) [Khor et al. 2001].

$$k = \sum_i k_{elas.}(t_i) + \sum_i k_{creep}(t, t_i) + k_{shr}(t, t_0) \quad (1)$$

The instantaneous curvature (Eq.2) at a certain concrete age t can be determined by [Khor et al. 2001]:

$$k_{elas.}(t) = \frac{A(t)M(t) + B(t)N(t)}{E_c(t)[A(t)I(t) - B(t)^2]} \quad (2)$$

Where $A(t)$, $B(t)$, $I(t)$ are the area, the first and the second moment of the transformed cross-section at certain time t , all taken about the randomly chosen, but constant fibre of the cross-section.

The effects of creep and shrinkage, as well as creep recovery are treated as equivalent fictitious forces that would restrain their deformations. These forces are then applied on the transformed cross-section to determine the time-dependent curvatures k_{creep} , $k_{recovery}$ and k_{shr} .

The creep-induced curvature $k_{creep}(t, t_i)$ produced by load increment i for time interval (t, t_i) can be evaluated using the Age-Adjusted Effective Modulus (AAEM) method as follows [Khor et al. 2001]:

$$k_{creep}(t, t_i) = \frac{\bar{A}_e(t, t_i)\Delta M_{creep}(t, t_i) + \bar{B}_e(t, t_i)\Delta N_{creep}(t, t_i)}{\bar{E}_e(t, t_i)[\bar{A}_e(t, t_i)\bar{I}_e(t, t_i) - \bar{B}_e^2(t, t_i)]} \quad (3)$$

The age-adjusted effective modulus which account for creep during the time interval (t, t_i) can be obtained using the Eq. 4:

$$\bar{E}_e(t, t_i) = \frac{E_c(t_i)}{1 + \chi(t, t_i)\phi(t, t_i)} \quad (4)$$

Where $\chi(t, t_i)$ is the time-dependent concrete aging coefficient, for which a value of 0.8 is mostly assumed; $\phi(t, t_i)$ is the creep coefficient for the time interval (t, t_i) ; $\bar{A}_e(t, t_i)$, $\bar{B}_e(t, t_i)$ and $\bar{I}_e(t, t_i)$ are the area, the first and the second moment of the age-adjusted transformed cross-section for the time interval (t, t_i) ; and $E_c(t_i)$ is the modulus of elasticity of the concrete at age t_i .

The equivalent moment ΔM_{creep} and axial force ΔN_{creep} for the creep deformation caused by a load increment at time t_i can be calculated as [Khor et al. 2001]:

$$\Delta M_{creep}(t, t_i) = \bar{E}_e(t, t_i)\phi(t, t_i)[A_c(t_i)\varepsilon_{elas.}(t_i) - B_c(t_i)k_{elas.}(t_i)] \quad (5)$$

$$\Delta N_{creep}(t, t_i) = \bar{E}_e(t, t_i)\phi(t, t_i)[-B_c(t_i)\varepsilon_{elas.}(t_i) - I_c(t_i)k_{elas.}(t_i)] \quad (6)$$

Where $A_c(t_i)$, $B_c(t_i)$ and $I_c(t_i)$ are the area, the first and the second moments of the uncracked concrete cross-section (neglecting steel portions), since creep occurs only in the uncracked part of the concrete.

In this study, the creep recovery due to unloading was taken into account in a very simple manner. A load removal was treated as a negative load which would produce creep equal, but opposite to that caused by a positive load of the same intensity. This meant that the same creep functions were employed for both loading and unloading phase, which certainly led to underestimation of the final deflections.

The shrinkage-induced curvature $k_{sh}(t, t_0)$ can be calculated as [Khor et al. 2001]:

$$k_{sh}(t, t_0) = \frac{\bar{A}_e(t, t_0)\Delta M_{shr}(t, t_0) + \bar{B}_e(t, t_0)\Delta N_{shr}(t, t_0)}{\bar{E}_e(t, t_0)[\bar{A}_e(t, t_0)\bar{I}_e(t, t_0) - \bar{B}_e^2(t, t_0)]} \quad (7)$$

Where $\bar{A}_e(t, t_0)$, $\bar{B}_e(t, t_0)$ and $\bar{I}_e(t, t_0)$ are the area, the first and the second moments of the age-adjusted transformed cross-section for time interval (t, t_0) , respectively, where t_0 is the age of concrete when shrinkage starts to act (in most practical cases, prior to the first loading).

The fictitious moment ΔM_{shr} and axial force ΔN_{shr} that result from the shrinkage effects in time interval (t, t_0) are given by [Khor et al. 2001]:

$$\Delta M_{shr} = \bar{E}_e(t, t_0)\varepsilon_{shr}(t, t_0)B_c(t_0) \quad (8)$$

$$\Delta N_{shr} = \bar{E}_e(t, t_0)\varepsilon_{shr}(t, t_0)A_c(t_0) \quad (9)$$

Where $\varepsilon_{shr}(t, t_0)$ describes the shrinkage strain of concrete for time interval (t, t_0) .

3.2 Modelling at member level

The described calculation procedure for the total curvature is repeated for every predefined cross-section along the element and for every time step. Moment-curvature relations can be applied to determine the long-term deflections (Fig.4). The general way is to integrate the total curvatures (instantaneous plus time-dependent) in the predefined cross-sections along the element length, by applying the principles of virtual work and numerical integration [Docevska et al. 2016]:

$$a = \int_0^l k(x) \cdot \bar{M}(x) \cdot dx \quad (10)$$

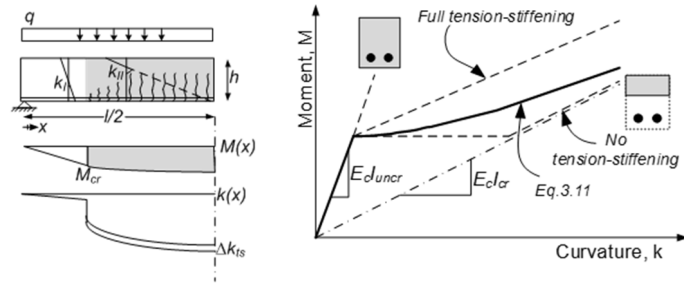


Fig. 4: Curvature distribution in a partially cracked beams (left) and moment-curvature relations (right)

When long-term deflections of RC cracked elements are analysed, the procedure for total curvature calculation has to be performed twice, once with uncracked section properties (denoted as curvature k_I) and once assuming a fully cracked section (denoted as curvature k_{II}). However, the real behavior of a cracked section will be exhibited between these two scenarios as a result of tension concrete contribution between two adjacent cracks (tension-stiffening effect). Therefore, interpolation between both states is necessary.

Variable stiffness due to cracking, as well as tension-stiffening effect can be considered at section level using the mean curvature approach proposed in Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004] and Model Code 2010 [fib Model Code 2013] (Eq. 11).

$$k_m(t) = \beta \cdot (M_{cr}/M_a)^2 \cdot k_I(t) + (1 - \beta \cdot (M_{cr}/M_a)^2) \cdot k_{II}(t) = (1 - \zeta) \cdot k_I(t) + \zeta \cdot k_{II}(t) \quad (11)$$

Where M_{cr} is the cracking moment, M_a is the applied moment, β is the coefficient that takes the load duration into account ($\beta = 1$ for short-term load and $\beta = 0.5$ for long-term/repeated load) and ζ is the interpolation coefficient.

4. VERIFICATION

The procedure described was applied on the RC flexural elements subjected to typical load histories (Fig.5) to confirm its validity through comparison with the existing experimental results. To verify the validity of the model for cyclic load histories typical for structure service life, experimental results of beam elements (Fig.5) tested at the FCE in Skopje, R. Macedonia [Arangjelovski 2011] were used. On the other hand, experimental results of one-way slabs (Fig.5) taken from the literature [Vollum and Afshar 2009] were recalculated to verify the validity of the model for construction load histories.

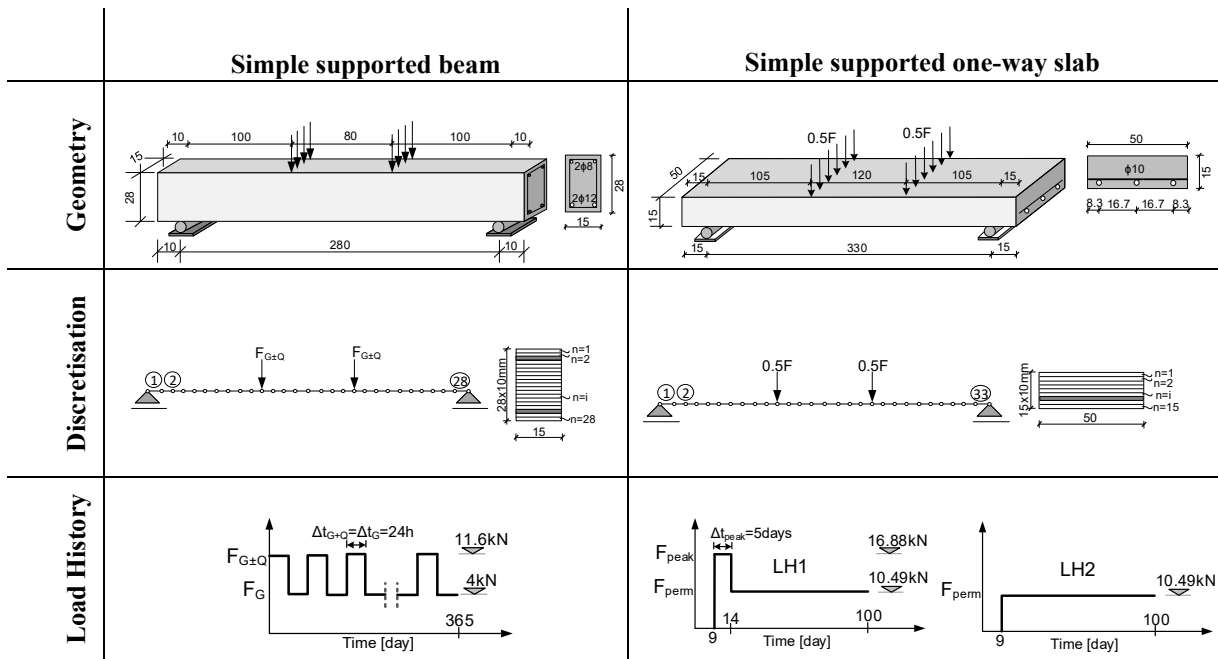


Fig. 5: Geometry, load history of the RC reference elements and their discretisation in the numerical procedure

The beam and one-way slab were discretised into 28 and 33 elements along their length, respectively. Layers with 10mm thickness were employed over their cross-sectional height to better trace the position of the neutral axis and the change in the cracked portions over time. The time was also discretised into a sufficient number of time steps adapting to the considered load history (Fig.5). The applied step-by-step technique required a large amount of input parameters and separate storing of concrete stresses and strains in each time step. For these purposes, MATLAB software was used.

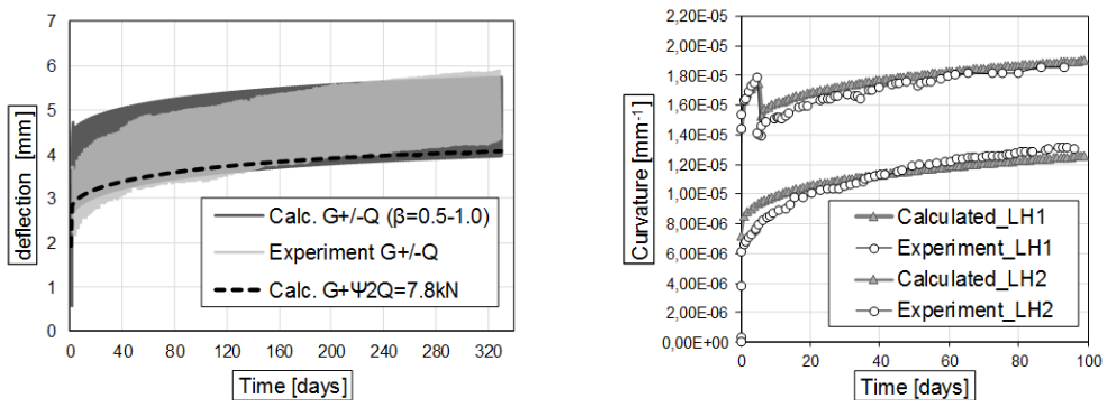


Fig. 6: Comparison between experimental data and numerical results for long-term deflections of beams (left) and one-way slabs (right) subjected to different load histories

Fig. 6 (left) presents the development of the calculated long-term deflections of beams obtained by use of both possible approaches, namely, using complete cyclic load history and using quasi-permanent load with experimentally established value for the coefficient $\psi_2 = 0.50$. The calculated results show a trend of underestimation of the deflections with time. Generally, they are in good agreement with the experimental data.

Results presented in Fig.6 (right) also show a good agreement with the experimental data obtained on one-way slabs subjected to simplified construction load history and quasi-permanent load only (Fig.5).

5. RESULTS AND DISCUSSION

The calculation procedure was applied to study the time-dependent behaviour of RC elements (Fig.5) under various load histories. Namely, two characteristic load histories were analysed, one typical for construction phase of a structure and other typical for its service life.

Load histories typical for construction phase consisted of an initial load during construction applied at early concrete ages followed by a quasi-permanent load which covers self-weight (sw) and certain live load peaks. Within these load histories, the initial load peak during construction was varied in order to study its influence on the final long-term behaviour (Fig.7).

Those load histories typical for structures service life consisted of continuously repeated loading and partial unloading cycles (Fig.7). The variable load amplitude was constant over the whole loading process and the unloading was always at a permanent load level. Regarding the level of the permanent load in terms of the cracking load, the analysed load histories were generally divided into two main groups. The two investigated portions of the permanent load corresponded to $0.8F_{cr}$ (Group I) and $1.20F_{cr}$ (Group II) (F_{cr} is the load causing the first crack), while the total amount of the load remained equal in both groups. The total permanent plus variable load corresponded to the serviceability load, or more precisely to 55% with respect to the ultimate load ($0.55F_u$). In addition, in each of both groups, different duration of the loading and unloading cycles were considered, namely, 16h under total load and 8h under permanent load only ($\Delta t_G=8h/\Delta t_{G+Q}=16h$), and 24h under total load and 24h under permanent load ($\Delta t_G=24h/\Delta t_{G+Q}=24h$). The durations of the loading and unloading cycles were chosen to represent the real duration of the live loads on specific types of RC structures (for example, city bridges, warehouses, parking garages, etc.). Details on characteristic variables for each of the load histories are contained in Fig. 7 below.

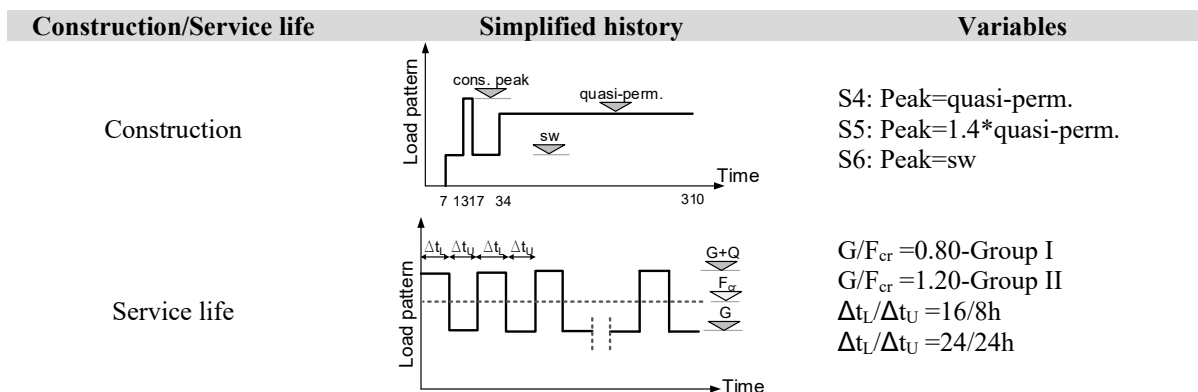


Fig. 7: Analysed load histories

Some results by means of calculated local (curvature) long-term deformations caused by the idealized load histories typical for construction life are shown in Fig. 8. The results indicate that the initial load during construction affects the long-term final deformations due to collateral cracking. Even in short-term, these load peaks indirectly influence the long-term behaviour of RC elements through an initial but permanent reduction of the member's stiffness, especially when the load intensity exceeds the subsequent load level (in this case a quasi-permanent one).

Results in Fig.8 show that for the construction load peak equal with the following quasi-permanent load, the final long-term curvature is underestimated for 11.33%. This underestimation is even more pronounced (22%) when the construction load peak is for 40% higher than the following quasi-permanent load.

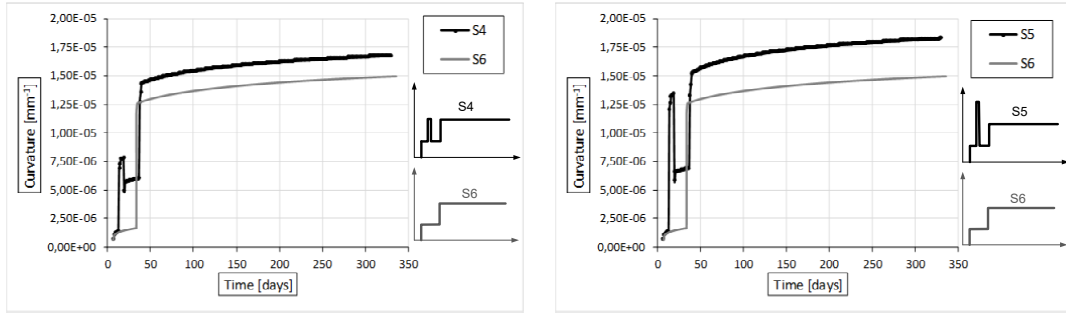


Fig. 8: Comparison between calculated long-term deformations caused by load histories S4, S5 and S6

Figs. 9 and 10 show the long-term deflections (denoted as I) caused by the service load histories presented in Fig.7 for a period of one year. For the purpose of comparison, long-term deflections caused only by the permanent load G (denoted as II) are additionally presented on the same diagram. Due to the concrete phenomenon to creep under repeated variable loads, the final long-term deflections caused by load histories are certainly much higher than those caused by permanent load only. A great part of these differences occurs due to the irreversibility of the deflections appeared even after the first unloading cycle. Such differences are slightly less pronounced in the second case (Group II), where the chosen level of permanent load within the load history is above the cracking load level. This confirmed again the influence of the degree of cracking on the development and final values of the element's long-term deflections.

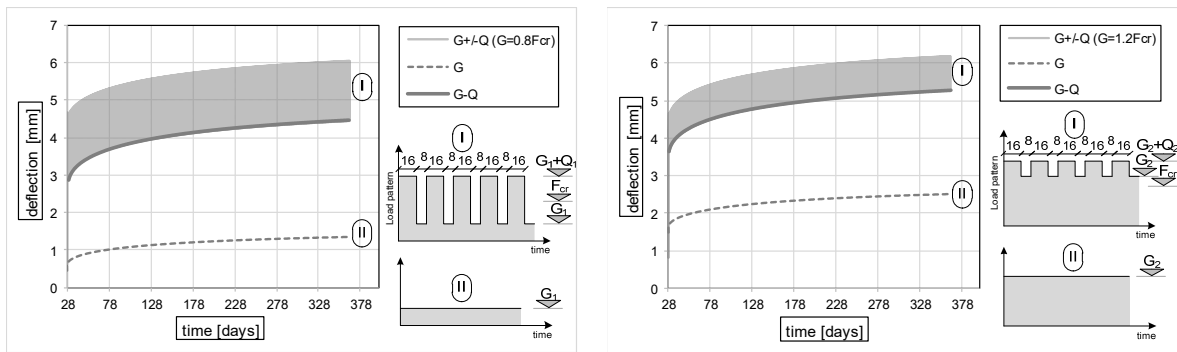


Fig. 9: Long-term deflections caused by the load history $\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=8h/16h$ (I) and the permanent load only (II) for Group I (left) and Group II (right)

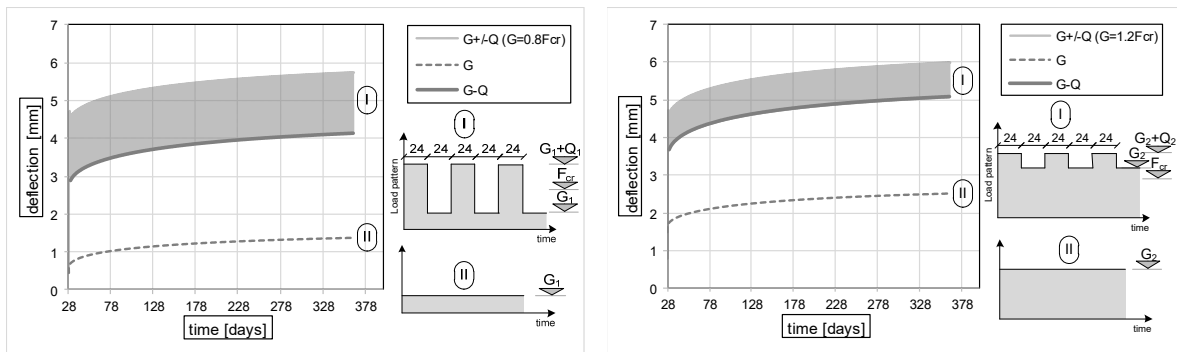


Fig. 10: Long-term deflections caused by the load history $\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=24h/24h$ (I) and the permanent load only (II) for Group I (left) and Group II (right)

Fig.11 shows the influence of the permanent-to-cracking load ratio on the long-term deflections for each time duration of loading/unloading cycles (16h/8h; 24h/24h). Results presented as normalized deflections along time indicate that both varied aspects within the cyclic loading history, namely variable load intensity and duration, influence the development and final value of the long-term deflections.

Regardless the higher final deflection in the case of Group II (which is unsurprisingly due to the higher unloading level), a higher long-term deflection in both cases (16h/8h; 24h/24h) has been noticed in the case of Group I (13%-21%).

The long-term deflections under 16h of loading and 8h of unloading are 8.7% (Group I) and 3.95% (Group II) higher than those caused by the load histories with equal total duration of the loading and unloading phase (24h/24h). These results suggest that the participation of the variable load duration in the load histories may differently influence the long-term deflections, although these effects are relatively small for the considered load histories.

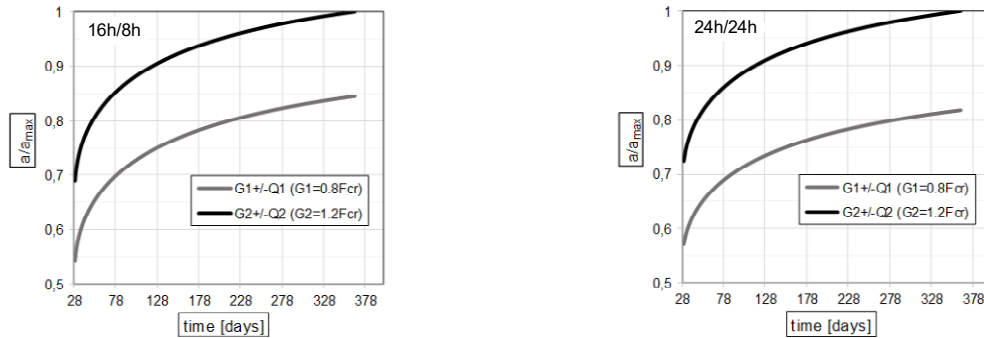


Fig. 11: Comparison between long-term normalized deflections due to load histories from Group I (grey) and Group II (black) for considered time histories: 16h/8h (left) and 24h/24h (right)

The analysis of the results shows that the differences caused by different variable load intensity are more pronounced than those arising from different duration of loading/unloading cycles. Regarding the considered simplified load histories, this points to higher sensitivity of long-term deflections to intensity than to duration of the variable load.

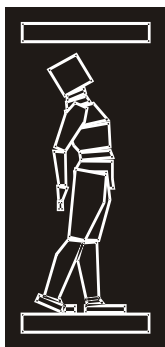
6. CONCLUSIONS

The time-dependent behaviour of RC flexural elements has been numerically investigated under various load histories. Based on the current results from the numerical modelling, the following conclusions are drawn:

- Having in mind the interrelation between the cracking extend and the final long-term deflection, it is apparent that the quasi-permanent simplified approach will yield inaccurate results in some special cases. This is particularly true when the quasi-permanent level is below the cracking level or when the load history is complex consisting of high construction or live load peaks. This can be also concluded from the presented results in the paper. Therefore, as a solution for this issue, it is suggested that expected or rather real load histories should be used for deflection prediction in order to determine the most unfavourable crack pattern.
- For the cyclic load histories, the permanent-to-cracking load ratio (G/F_{cr}), as well as the duration of the loading and unloading cycles ($\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=8h/16h$ and $\Delta t_G/\Delta t_{G+Q}=24h/24h$) influence the long-term final deflections in different ways. For the considered load histories, the differences in long-term final deflections due to the different permanent-to-cracking load ratio are in the range of about 13% to 21%, while those due to different permanent-to-cracking load ratio are in the range of about 4% and 9%. Apparently, these characteristics of the load histories are of relevance when assessing long-term serviceability of creep sensitive structures.

REFERENCES

- [1] Arangjelovski, T. (2011): Time-dependent behaviour of reinforced high-strength concrete element under action of variable loads. Doctoral dissertation, FCE-Skopje
- [2] Burns, C. (2011): Serviceability analysis of RC based on the tension chord model. Doctoral dissertation, ETH Zurich
- [3] Criel P, Caspeepele R, Matthys S, Taerwe L. (2014): Creep experiments and analysis of T-shaped beams subjected to loading and unloading at young age. In: Furuta H, Frangopol DM, Akiyama M, editors. Life-Cycle of Structural Systems: Design, Assessment, Maintenance and Management, Proceedings. Leiden, The Netherlands: CRC Press; p. 2186–92.
- [4] Docevska, M.; Heek, P.; Markovski, G.; Mark, P. (2016): Fibre modelling of RC elements subject to time-variant mechanical and thermal actions. In: Proc. of the 2016 Symposium of ASES, Serbia, pp. 173-183
- [5] EN 1992-1-1 (2004): Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
- [6] Hossain, T.R.; Vollum, R.L. (2002): Prediction of slab deflections and validations against Cardington data. Proc. Of the Inst. Of Civil Eng., Structures and Buildings, No. 152, pp.235-248.
- [7] International Federation of Structural Concrete (fib) (2013): fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn.
- [8] Khor, E.H.; Rosowsky, D.V. (2001): Stewart, M.G.: Probabilistic analysis of time-dependent deflections of RC flexural members. Computers and Structures, No. 79, pp.1461-1472.
- [9] Markovski, G. (2003): Influence of variable loads on time-dependent behavior of prestressed concrete elements. Doctoral dissertation, FCE-Skopje
- [10] Nakov, D. (2014): Time-dependent behaviour of SFRC element under sustained and repeated variable loads. Doctoral dissertation, FCE-Skopje
- [11] The Concrete Society (2005): Deflection in concrete slabs and beams. Concrete Society Technical Report No.58.
- [12] Vollum, R.L.; Moss, R.M.; Hossain, T.R. (2002): Slab deflection in the Cardington in-situ concrete frame building. Magazine of Concrete Research, No.54, pp.23-24.
- [13] Vollum, R. L.; Afshar, N. (2009): Influence of construction loading on deflections in reinforced concrete slabs. Magazine of Concrete Research, 61, No. 1, pp.3-14.
- [14] Westerberg. B. (2008): Time-dependent effects in the analysis and design of slender concrete compression members. Doctoral dissertation, Stockholm.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Јелена ДРАГАШ¹, Иван ИГЊАТОВИЌ², Снежана МАРИНКОВИЌ³, Никола ТОШИЌ⁴
Иван МИЛИЧЕВИЌ⁵

БЕТОН СО ВИСОК ВОЛУМЕНСКИ ПРОЦЕНТ НА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ: ДЕЛ 1: МЕХАНИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ И КОНЦЕПТ НА К-ВРЕДНОСТ

РЕЗИМЕ

Направени се 10 примероци на бетон со висок волуменски процент на летечка пепел (HVFAC) и испитувани се на притисок. Резултатите покажуваат дека е можна изработка на конструктивен бетон со летечка пепел од термоелектраната “Никола Тесла Б” во Србија. Добиените резултати и селектирани резултати од литературата се искористени за евалуација на концептот на k вредност дефиниран во EN:206-1 и предложените релации за ефикасност на летечката пепел дадени во литературата. Ова истражување покажува дека k факторот дефиниран во EN:206-1 ја потценува јакоста на притисок на HVFAC но добро поклопување покажува предлогот на Kuder и Hannesson за фактор на ефикасност.

Клучни зборови: бетон со висок волуменски процент на летечка пепел, јакост на притисок, концепт на k вредност, ефикасност на летечка пепел

Jelena DRAGAŠ¹, Ivan IGNJATOVIĆ², Snežana MARINKOVIĆ³, Nikola TOŠIĆ⁴, Ivan MILIĆEVIĆ⁵

HIGH-VOLUME FLY ASH CONCRETE: PART 1: MECHANICAL PROPERTIES AND K-VALUE CONCEPT

SUMMARY

Ten high-volume fly ash concrete (HVFAC) mixtures were made and tested for compressive strength. Results show that it is possible to make structural HVFAC made with fly ash from "Nikola Tesla B" power plant in Serbia. Results of the compressive strength testing along with selected results from the literature were used to evaluate the k value concept defined in EN:206-1 and proposed relation for fly ash efficiency given in the literature. This research shows that k factor defined in EN:206-1 (CEN 2011a) underestimates the compressive strength of HVFAC but good correlation is obtained using Kuder and Hannesson (Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012) proposal for fly ash efficiency factor.

Keywords: high-volume fly ash concrete, compressive strength, k value concept, fly ash efficiency

¹Teaching Assist. PhD candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, jelenad@imk.grf.bg.ac.rs

²Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, ivani@imk.grf.bg.ac.rs

³Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, sneska@imk.grf.bg.ac.rs

⁴Teaching Assist. PhD candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, ntosic@imk.grf.bg.ac.rs

⁵Teaching Assist. PhD candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, ivanm@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Despite modernization efforts in many countries, the main energy source globally still remains coal combustion. As a result, large amounts of fly ash, a by-product of coal combustion, are being generated worldwide. In Serbia, there are six coal-burning power generating around 6 million tons of fly ash per year (EPS 2011), mostly produced in “Nikola Tesla A” and “Nikola Tesla B” power plants. Despite the large quantities of deposited fly ash, only a small part is used in the industry, mostly as a cement replacement.

Fly ash has been used in concrete since the 1930s, firstly in the construction of mass gravity dams to reduce the heat of hydration. Since then, fly ash is used in concrete in amounts from only a few percent and up to 70–80% of the total cementitious materials (CM) mass. Concrete made with fly ash conforming to EN 450-1 (CEN 2012), with a maximum cement replacement of 33% of cement mass, is widely used and supported by extensive research (Chi and Huang 2013; Golewski and Sadowski 2014; Huang et al. 2013; Kou and Poon 2013; Lima et al. 2013; Poon et al. 2000). Research has shown that this type of concrete exhibits better workability, less bleeding and segregation, lower heat of hydration, a longer setting time of concrete, and similar or slightly lower compressive strength at all ages compared with concrete without fly ash with the same CM amount (Golewski and Sadowski 2014; McCarthy and Dhir 2005).

After years of experience with the use of fly ash in concrete governed by environmental, technical, and cost motives, the amount of fly ash in CM has increased. In 1985, the Advanced Concrete Technology Group at CANMENT, Canada, started a project to develop structural high-volume fly ash concrete (HVFAC) (Bouzoubaâ et al. 2001; Bouzoubaa and Malhotra 2001; Malhotra and Mehta 2005). There are different definitions of HVFAC: Malhotra (Malhotra 1986) defined it as a concrete with a large amount of fly ash between 40% and 60% of total CM mass; Ramme and Tharaniyil (ACI 2014) defined it as a concrete with 37% or more of fly ash in total CM mass; Siddique (Siddique 2004) also considered concrete as HVFAC if fly ash constitutes more than 50% of CM mass.

The most common way to evaluate mechanical properties of HVFAC is by comparing it with cement concrete. If HVFAC is made with the same water/CM amount its compressive strengths will be usually lower than in referent cement concrete (Balakrishnan and Awal 2014; Berndt 2009; Kar et al. 2013; Kou and Poon 2013; Papadakis 2000a; Poon et al. 2000; Siddique 2004). On the other hand, by lowering the water/CM ratio similar or even higher compressive strengths of HVFAC compared to referent cement concrete can be achieved (Bouzoubaâ et al. 2001; CANMET 2005; Jiang et al. 2000). HVFAC made with class F fly ash exhibits lower early age compressive strength but significant later strength increase compared to referent cement concrete (Berndt 2009; Dinakar et al. 2013; Lam et al. 1998; Mittal et al. 2006; Poon et al. 2000; Siddique 2004; Tokyay 1999; Yoon et al. 2014).

2. FLY ASH EFFICIENCY AND K VALUE CONCEPT

Fly ash have been extensively used in concrete during the past few decades and most countries already have standards defining its properties for the use in concrete. The most commonly used standards are the American ASTM C618 (ASTM 2015) and European standards EN 450-1 (CEN 2012) and EN 450-2 (CEN 2005) defining properties of fly ash needed for its application in concrete. .

The American standards for concrete do not prohibit the use of HVFAC, except when the concrete is exposed to deicing salts in which case the amount of fly ash is limited to 25% by mass of total CM (ACI 2014). The European standard for concrete specification and performance EN 206-1 (CEN 2011a) includes the use of type II additions, such as fly ash, as a part of CM and defines three methods for the use of fly ash in concrete in order to insure its durability: k-value concept, principles of the equivalent performance concepts, equivalent performance of combinations concept.

The k-value concept is a prescriptive concept used to assess the influence of additions (fly ash, silica fume and slag) on concrete properties. The EN 206-1 standard (CEN 2011a) defines requirements with regard to the water/CM ratio, the minimum cement content, and strength class for different environmental conditions. The k-value concept is based on the compressive strength as a proxy-criterion for durability assessment. In this concept, the water/CM ratio is replaced with the effective ratio - water/(cement + k × FA). The value of the k factor is defined as 0.4 for cement types CEM I and CEM

II/A conforming to EN 197-1 (CEN 2011b) and the maximum amount of fly ash that can be taken into account as a CM is limited to (CEN 2011a):

- fly ash/cement ≤ 0.33 by mass, for the use with CEM I cement,
- fly ash/cement ≤ 0.25 by mass, for the use with CEM II/A cement.

Type of cement, maximum fly ash amount and value for k factor vary widely in the national regulations of different countries, from the use with only CEM I to the use with all cement types and with the k factor varying from 0.2 to 0.8 (CEN 2014). As shown in Fig. 1. a prescriptive k-value of 0.4 was derived taking into account a certain safety margin. Fig. 1. is plotted based on the results of concrete mixtures with different cements and more than 30 different fly ashes with only 20% of fly ash in total CM.

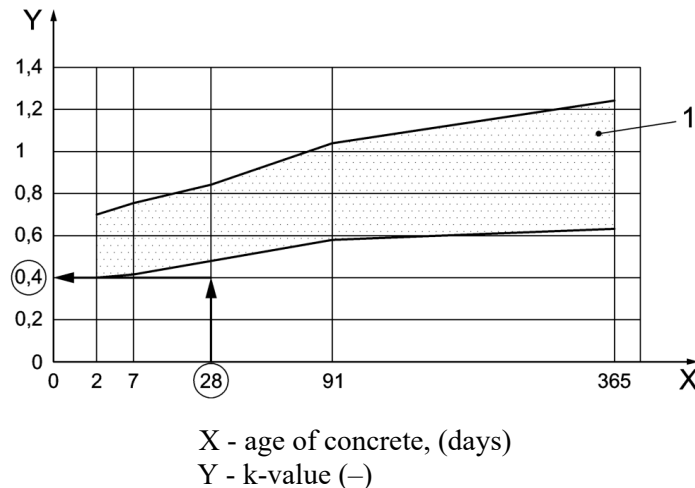


Fig. 1. Determination of a prescriptive k-value from concrete test results (CEN 2014)

When k value concept is used in concrete mixture design no durability testing is needed. By using the limitations regarding fly ash amount, k factor taken as 0.4, maximum water/(cement + k × fly ash) ratio and minimum cement mass ensure appropriate compressive strength and durability of fly ash concrete for a particular exposure class.

The background of k value concept design is not explained in detail in EN 206-1 standard (CEN 2011a), but technical report 16639 (CEN 2014): *Use of k-value concept, equivalent concrete performance concept and equivalent performance of combinations concept* gives some incite about methods used to define this concept. Valuable information regarding the essence of k value concept and durability measurements following this concept are mentioned in this report, giving some information about different parameters applied in different European countries.

Some countries have been using fly ash concrete and k factor concept for many years and established different limitations of k value concept parameters based on their research and practical concrete experience. Having in mind already mentioned fact that HVFAC increase over time is slower compared to cement concrete and that it continues to increase even after 90 days, the question whether 28 days or 90 days compressive strength is suitable as referent strength is often raised. Answer to that question is important and depends on the dynamics of construction loading. Most of the European countries using k value concept use 28 days compressive strength except France that allows both 28 days and 90 days strength to be used (CEN 2014).

Denmark and Finland defined the maximum amount of fly ash regarding concrete exposure class. There are no limitations for maximum fly ash amount for exposure classes X0 and XC1 defined in European Standard EN 206-1 (CEN 2011a) and for other exposure classes the fly ash amount is limited to the 33-67% of the cement mass in control cement concrete (CEN 2014). In Finland, the maximum amount of fly ash is defined depending on the environmental class in the range of 23-50% of total CM (CEN 2014).

Some European countries (especially Finland, Denmark and The Netherlands) took into account durability measurements, mainly, carbonation, freeze/thaw, chloride penetration, alkali silicate reaction and corrosion resistance in defining k value concept.

For the use of HVFAC, the equivalent performance concept and equivalent performance of combinations concept seem to be more suitable. The application of the equivalent performance concept requires experimental testing and confirmation that concrete made with fly ash has the same performance as referent cement concrete, regarding its durability properties for the relevant exposure class (CEN 2011a). The equivalent performance of combinations concept evaluates fly ash concrete by comparing the performance of the combination of cement and additions with the performance of standard cement of the same nominal composition (CEN 2011a). However, both of these concepts require experimental work and extensive testing in designing the concrete mixture, and are time and cost-consuming for practical applications.

3. EVALUATION OF FLY ASH EFFICIENCY IN THE LITERATURE

It is important to emphasize that the k value defined in EN 206-1 (CEN 2011a) does not give any information about the effective performance of fly ash, as it is often mentioned in literature. In order to establish a good relationship between compressive strength and water/CM ratio of HVFAC, fly ash efficiency factor is often used. This concept was first proposed by Smith (Smith, 1967) and the fly ash efficiency factor (k factor) was defined in such a way that the strength to water/CM ratio relation for cement concrete is also valid for fly ash concrete considering the “effective water/CM ratio”, given as $W/(C + k \times FA)$ similar like k value concept defined in EN206-1 (CEN 2011a). Efficiency factor of fly ash is defined as a portion of cement mass that could be replaced by one part of fly ash without changing the studied property (Babu and Rao 1996). There is a significant amount of research done on evaluating the mechanical and physical properties of HVFAC but there is a lack of quantitative understanding of the behavior of fly ash in concrete.

Results from the literature indicate that values for k factor given in EN 206-1 (CEN 2011a) are underestimating the contribution of fly ash to the mechanical properties of concrete (Dragaš et al. 2016; Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012). There are a lot of factors influencing the efficiency of fly ash, but it is mostly influenced by the amount, physical and mechanical properties of fly ash and cement, age of concrete and curing conditions (Babu and Rao 1993, 1996; Hwang et al. 2004; Papadakis et al. 2002; Yildirim et al. 2011).

The compatibility of efficiency factors regarding compressive strength with the recommended limit values for composition and properties of concrete is not straightforward with respect to durability. So far, k values are not commonly used for durability indicators but some researchers attempted to determine them for fly ash with regard to different degradation mechanisms, mainly chloride ingress and carbonation. Comparing this k values to the ones from compressive strength analysis showed significant differences (Aponte et al. 2012; Bentur and Mitchell 2008; Lye et al. 2015; Oner et al. 2005; Papadakis 2000b; Papadakis and Tsimas 2002; Sisomphon and Franke 2007). Relying on fly ash efficiency regarding compressive strength as a measure for durability performance can be misleading. Even for the durability performance, significant differences are observed for different types of exposure conditions, with the fly ash being much more effective for chloride environment and much less effective for carbonating exposure conditions (Bentur and Mitchell 2008). It is clear that durability of fly ash concrete must be taken into account when designing these type of concrete. Since k value concept defined in European Standard EN 206-1 (CEN 2011a) does not allow a fly ash amount in CM of 50% or more, the only way to get approval for using this concrete type is by proving its equivalent performance in comparison with an appropriate control cement concrete for the applicable concrete environment. Durability of HVFAC is of great importance having in mind that HVFAC greatest advantage is lower environmental impact because of the low cement mass.

List of relevant research papers regarding fly ash efficiency are shown in Table 1. along with parameters analyzed in these studies. Listed research were done on concrete or mortar samples made with class F or class C fly ash regarding compressive strength. Definition of fly ash efficiency is done regarding different concrete age, fly ash amount in total CM, its fineness and chemical composition. They are all done on own experimental results or a small number of results from the literature, yielding limitations

regarding the type and properties of fly ash. Because of the great variety of fly ash properties from different power plants and numerous parameters influencing fly ash efficiency it not an easy job defining them all in one equation.

It can be seen that amount of fly ash in total CM exist in all research along with concrete age. These parameters certainly have the greatest influence but they are not enough to take into account different fly ash properties. Addition of parameters defining physical and mechanical properties of fly ash are needed for a comprehensive analysis.

Study	FA/CM	Parameters	Proposed efficiency factor k
(Babu and Rao 1996)	15-75%	FA/CM ratio (p), concrete age	$k_7 = 2.67p^2 - 3.75p + 1.45$ $k_{28} = 2.78p^2 - 3.80p + 1.64$ $k_{90} = 2.50p^2 - 3.59p + 1.73$
(Hwang et al. 2004)	10-49%	FA fineness (Blaine method), FA/C ratio, concrete age,	$k_7 = 0.21 \exp\left(-0.43 \times \frac{FA}{C}\right) \times \alpha_2$ $k_{28} = 0.42 \exp\left(-0.72 \times \frac{FA}{C}\right) \times \alpha_2$ $k_{90} = 0.85 \exp\left(-1.36 \times \frac{FA}{C}\right) \times \alpha_2$ $\alpha_2 = 1.14 \times 10^{-4}(\text{Blaine} - 2500) + 1$
(Rajamane et al. 2007)	10-80%	FA/CM percentage (p), concrete age	$k_7 = 0.9 - 0.1 \log_e p$ $k_{28} = 1.2 - 0.14 \log_e p$
(Hannesson et al. 2012)	60-90%	CaO, SiO ₂ , Al ₂ O ₃ content in fly ash and cement (C, S, A), concrete age	$k(t) = H(t) \times \frac{C}{S + A}$ H(t) - 0.4; 0.5; 0.6; 0.7; 0.8; 0.8; 0.8 for 7, 14, 28, 56, 84, 112 and 168 days respectively
(Yeh 2016)	10-70%	FA /CM ratio (p), concrete age (t)	$k_7 = 2.75p^2 - 3.90p + 1.52$ $k_{28} = 2.75p^2 - 3.90p + 1.72$

*FA - fly ash

Table 1. Relevant research papers regarding fly ash efficiency

Research done by Hannesson et al. (Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012) was chosen for further analysis. The authors investigated the effect of high volumes of fly ash on the mechanical properties of self-consolidated concrete. They proposed the efficiency factor k as a function of the age and ratio of calcium oxide to the sum of silicon and aluminium oxides - C/(S+A), in total CM mass. In this way important parameters of fly ash chemical composition were taken into account. Main limitation of this research is neglected fineness of fly ash that can affect the compressive strength in a great manner.

4. EXPERIMENTAL PROGRAM

In order to determine the possibility of making structural HVFAC made with fly ash from one Serbian power plant ("Nikola Tesla B"), ten different concrete mixtures were made and tested for compressive strength at various ages. Results were used to evaluate the possibility of k value concept application on HVFAC. Own experimental results along with selected results from the literature were used to evaluate the equation for fly ash efficiency proposed by Kuder and Hannesson (Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012).

4.1. Materials, curing and testing of samples

Fly ash was obtained from the power plant "Nikola Tesla B" in Obrenovac, Serbia. The chemical composition and physical properties of fly ash can be found in previously published paper (Dragaš et al. 2016). Fly ash meets the chemical and physical requirements of EN 450-1:2012 (CEN 2012), and according to ASTM-C618 (ASTM 2015) provisions can be classified as Class F fly ash. The specific gravity of used fly ash is 2075 kg/m³.

The commercially available blended Portland cement CEM II/A-M (S-L) 42.5R was used. This type of cement has additions (grinded slag and limestone) up to 20% of the total mass and there is no fly ash in the composition of cement. The specific gravity of cement is 3040 kg/m³. River sand and river coarse aggregate with 16-mm nominal maximum size were used. A polycarboxylate ether polymer based superplasticizer was used in some mixtures. The density of the superplasticizer was 1070 kg/m³.

Proportioning of concrete mixtures was based on absolute volume method. All specimens were cast in steel moulds and concrete was compacted using a vibrating table. After finishing, the specimens were covered with wet fabric and stored in casting room at 20±2°C. They were demoulded after 24 h and kept in a water tank until testing. The 100-mm concrete cubes were cast for compressive strength testing. Reported values of various properties represent the mean value of three measurements. Fresh concrete properties - slump or flow test and density were measured for all concrete mixtures.

4.2. Concrete mixtures

During this research, two groups of HVFAC were made, depending on the cement content. The mixture proportions of concretes are presented in Table 2. Some concrete mixtures needed superplasticizer in order to obtain a workable concrete mix (Sup. in Table 2.).

Notation	FA/cm (%)	w/cm (-)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	FA (kg/m ³)	A0/4 (kg/m ³)	A4/16 (kg/m ³)	Sup. (kg/m ³)
C200F200_049	50	0.49	195	200	200	811	810	0.0
C200F250_043	55	0.43	195	200	250	749	810	1.0
C200F300_039	60	0.39	195	200	300	687	810	1.2
C200F350_036	64	0.36	195	200	350	625	810	2.2
C200F400_033	67	0.33	195	200	400	563	810	2.4
C150F150_061	50	0.61	183	150	150	879	878	0.0
C150F200_052	57	0.52	183	150	200	817	878	0.0
C150F250_046	63	0.46	183	150	250	755	878	0.0
C150F300_041	67	0.41	183	150	300	693	878	0.3
C150F350_037	70	0.37	183	150	350	631	878	1.1

Table 2. Concrete mixtures

5. FRESH AND HARDENED CONCRETE PROPERTIES

Workability was determined with slump test - Abram's cone, and for concrete mixtures that had higher slump values than 22 cm flow table tests were performed (* in Table 3.). With increasing the fly ash content, concrete mixtures became stiffer and those with more than 400 kg/m³ of CM required superplasticizer to obtain a workable mix.

Compressive strength at various ages are shown in Table 3. It is evident that the group of HVFAC mixtures made with 200 kg/m³ of cement had higher compressive strength compared to the group made with 150 kg/m³ of cement, for all fly ash contents and at all ages. With the increase of fly ash content, compressive strength generally increased at all ages for both concrete groups, although the increase is rather low – 20% at maximum. It is probably the consequence of a 'filler' effect of fly ash, resulting in a more compact structure of concrete matrix.

Notation	Slump /Flow (cm)	Compressive strength (MPa)					
		3 days	7 days	14 days	28 days	90 days	180 days
C200F200_049	12.7	11.1	22.7	30.4	34.2	44.2	53.1
C200F250_043	14.8	16.3	22.9	32.0	38.2	42.3	49.7
C200F300_039	2.8	15.5	22.2	32.2	36.7	42.8	42.9
C200F350_036	3.3	17.6	27.1	36.2	42.0	47.9	59.5
C200F400_033	70.0*	14.8	23.3	37.2	40.2	54.2	60.6
C150F150_061	8.2	8.2	12.9	19.3	24.3	28.5	40.6
C150F200_052	5.8	8.5	15.6	20.2	25.7	32.8	41.6
C150F250_046	8.3	11.8	14.2	22.0	24.5	33.8	43.5
C150F300_041	4.0	10.0	16.1	25.3	26.8	38.0	41.4
C150F350_037	58.5*	9.9	16.0	25.0	29.8	39.3	46.7

Table 3. Compressive strength of tested concrete mixtures

Results from Table 3 show that it is possible to make HVFAC with adequate workability; satisfactory early age strength (higher than 20MPa); good 28 days compressive strength (corresponding to typically used concrete strengths - more than 40MPa) and significantly increasing strength even after 90 days ensuring better durability during exploitation.

6. COMPARISON OF EXPERIMENTAL RESULTS WITH EN206-1 K-VALUE CONCEPT AND FLY EFFICIENCY DEFINED IN THE LITERATURE

In order to predict compressive strength of HVFAC using the k value concept according to EN 206-1 (CEN 2011a), empirical Bolomey's equation (Neville 1981) was used:

$$f_{c,28} = A \times f_{cm} \times \left(\frac{1}{\omega} - 0.5\right) \quad (1)$$

where:

$f_{c,28}$ - 200-mm cube compressive strength at the age of 28 days,

A - parameter depending on the aggregate type (0.65),

f_{cm} - cement class (42.5),

ω - water/cement ratio.

According to k value concept, a water/(cement + k × fly ash) ratio was used in the Bolomey's equation instead of water/cement ratio. Besides, maximum mass of fly ash that can be taken into account in the calculation of this ratio is 33% of the mass of Portland cement CEM I according to EN 206-1 (CEN 2011a). Since CEM II was used in this research, only the mass of Portland cement clinker was taken into account (about 80% of the cement mass for CEM II 42.5R). The value of k factor was chosen as 0.4 as recommended for CEM I 42.5. For the first group of HVFAC, water / (cement + k × fly ash) ratio was constant and calculated as 0.88, and for the second group as 1.10. Water to cement ratio was also constant for the first group (w/c = 0.98) and for the second group (w/c = 1.22). Results of experimental and calculated compressive strength are presented in Fig. 2.

Tested compressive strength of all HVFAC were more than 40% higher compared to predicted values with trend of increase with the increase of the fly ash content. Compressive strength prediction using Bolomey's equation (1) and Kuder and Hannesson's proposal for k value ($0.6 \times C/S+A$) calculated for HVFAC mixtures of both groups are also plotted in Fig. 2. (Kuder_150 and Kuder_200). In this case the total mass of fly ash was taken into account while calculating the water / (cement + k × fly ash) ratio. It can be seen that this prediction is in a good correlation with the experimental results, especially for HVFAC with 200 kg/m³ of cement. This conclusion can be applied only for this type of fly ash.

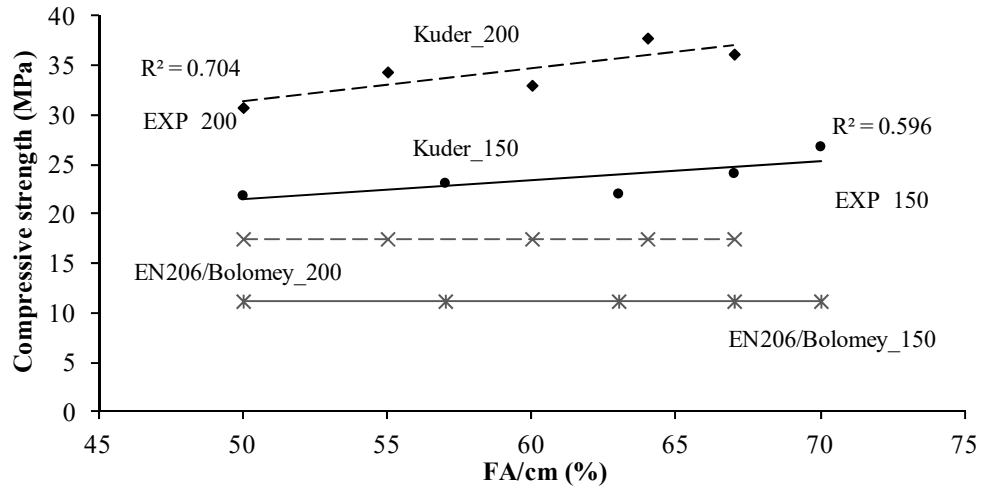


Fig. 2. Compressive strength of HVFAC versus the amount of fly ash

In order to evaluate the proposed efficiency factor on different types of fly ash, studies on HVFAC with available data regarding fly ash chemical composition and compressive strength are selected for evaluation (Atiş 2002, 2003; Bouzoubaâ et al. 2001; Bouzoubaa and Lachemi 2001; CANMET 2005; Hung n.d.; Jiang et al. 2000; Jiang and Malhotra 2000; Kou and Poon 2013; Poon et al. 2000; Şahmaran et al. 2009; Sivasundaram et al. 1991). The same methodology for assessing the k factor like in study done by Hannesson et al. (Hannesson et al. 2012) was used on results gathered from the literature. Bolomey's equation with k factor (like described before) was used to determine the experimental value of k factor (k^{EXP}) based on the experimental results of compressive strength at the age of 28 days and parameters of cement and aggregate used in the studies. This results are plotted against the value of $C/(S+A)$, as Kuder and Hannesson (Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012) explained, in order to determine the slope of this trend and calculate the k factor like $slope \times C/S+A$ (Fig. 3.).

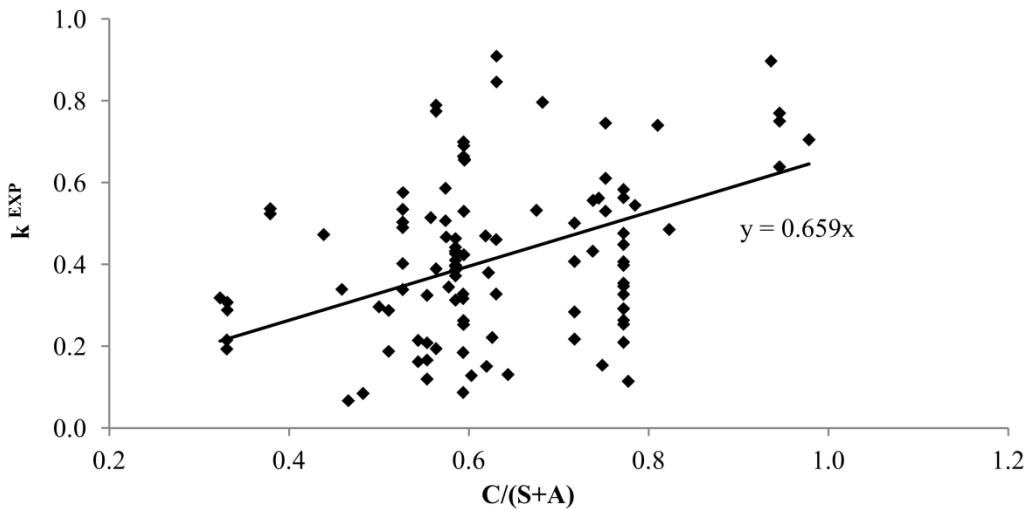


Fig. 3. Experimental value of k factor against $C/S+A$ value of fly ash

The best fit was achieved with the slope value of 0.659 and this value is then used in calculating the compressive strength of HVFAC using Bolomey's equation and k factor of $0.659C/S+A$. This values are then plotted against the experimental values of compressive strength to evaluate the proposed factor (Fig. 4.).

As it can be seen from Fig. 4. very good correlation of calculated and experimental results was achieved proving that the amount of calcium, alumina and silica oxides in cement and fly ash are an important factor influencing fly ash efficiency.

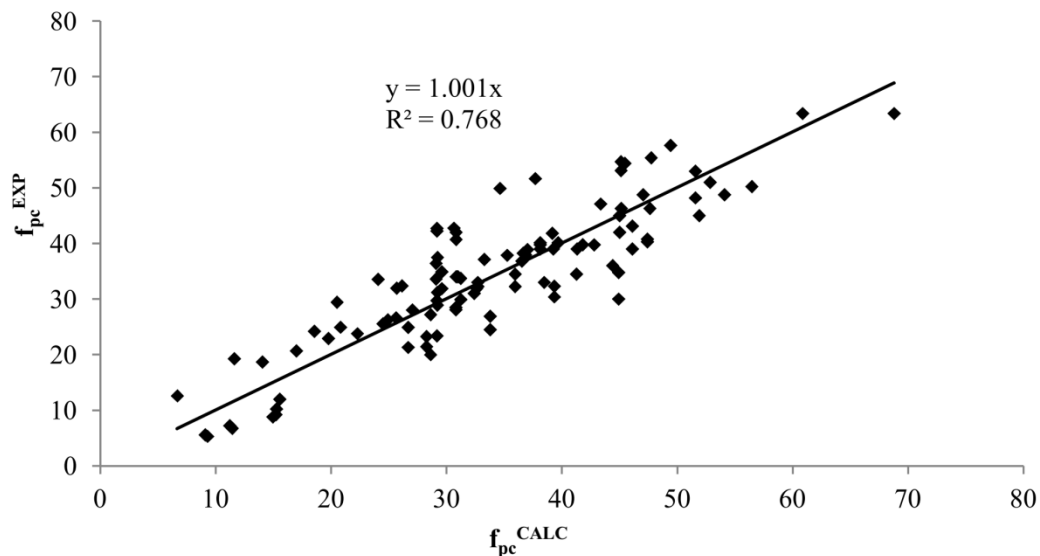


Fig. 4. Calculated versus the experimental values of compressive strength

7. CONCLUSIONS

It should be pointed out that HVFAC properties are highly affected by the chemical composition and physical properties of fly ash. The following conclusions are valid for the fly ash type confirming to class F according to ASTM-C618 (ASTM 2015).

It is possible to produce structural HVFAC made with fly ash from power plan "Nikola Tesla B" possessing following properties:

- adequate workability,
- satisfactory early age strength (higher than 20MPa) which enables the formwork removal after 7 days,
- good 28 days compressive strength corresponding to typically used concrete strengths - more than 40MPa,
- a significant increase of strength even after 90 days ensuring better durability during exploitation at later ages.

This research also shows that k factor defined in EN:206-1 (CEN 2011a) underestimates the compressive strength of HVFAC. HVFAC compressive strength predicted with the empirical Bolomey's equation using the k value concept defined in EN 260-1 (CEN 2011a) are significantly lower compared to experimental results: good correlation with experimental results is obtained using Kuder and Hannesson (Hannesson et al. 2012; Kuder et al. 2012) proposal for k values.

Having in mind that the background of k value concept is not clearly defined and it is not applied in all European countries for the same parameter values, more research regarding this matter is needed. Durability of HVFAC is of great importance having in mind that HVFAC greatest advantage is lower environmental impact because of the low cement mass. There for, further research regarding the efficiency of fly ash regarding not only compressive strength but more importantly, its durability properties, is necessary.

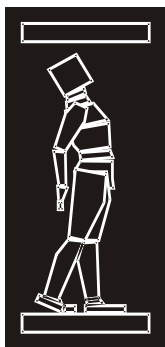
REFERENCES

- [1] ACI. (2014). *Report on High-Volume Fly Ash Concrete for Structural Applications*.
- [2] Aponte, D. F., Barra, M., and Vázquez, E. (2012). "Durability and cementing efficiency of fly ash

- in concretes.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 30, 537–546.
- [3] ASTM. (2015). *ASTM C618: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*.
- [4] Atiş, C. D. (2002). “Heat evolution of high-volume fly ash concrete.” *Cement and Concrete Research*, 32(5), 751–756.
- [5] Atiş, C. D. (2003). “High-Volume Fly Ash Concrete with High Strength and Low Drying Shrinkage.” *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(2), 153–156.
- [6] Babu, K. G., and Rao, G. S. N. (1993). “Efficiency of fly ash in concrete.” 15, 223–229.
- [7] Babu, K. G., and Rao, G. S. N. (1996). “Efficiency of fly ash in concrete with age.” *Cement and Concrete Research*, 26(3), 465–474.
- [8] Balakrishnan, B., and Awal, A. S. M. A. (2014). “Durability Properties of Concrete Containing High Volume Malaysian Fly Ash.” *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 3(4), 529–533.
- [9] Bentur, A., and Mitchell, D. (2008). “Material performance lessons.” 38, 259–272.
- [10] Berndt, M. L. (2009). “Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate.” *Construction and Building Materials*, 23, 2606–2613.
- [11] Bouzoubaa, N., and Lachemi, M. (2001). “Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash Preliminary results.” *Cement and Concrete Research*, 31, 413–420.
- [12] Bouzoubaa, N., and Malhotra, V. M. (2001). “Performance of Lab-Produced High-Volume Fly Ash Cements in Concrete.” *ACI Concrete International*, 23(4), 31–35.
- [13] Bouzoubaa, N., Zhang, M. H., and Malhotra, V. M. (2001). “Mechanical properties and durability of concrete made with high-volume fly ash blended cements using a coarse fly ash.” *Cement and Concrete Research*, 31, 1393–1402.
- [14] CANMET. (2005). *Use of high volume fly ash in concrete for building sector*.
- [15] CEN. (2005). *European Standard 450-2: Fly ash for concrete - Part 2: Conformity evaluation*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [16] CEN. (2011a). *EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification performance, production and conformity*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [17] CEN. (2011b). *European Standard 197-1: Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [18] CEN. (2012). *EN 450-1: Fly ash for concrete — Part 1: Definition, specifications and conformity criteria*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [19] CEN. (2014). *Technical report 16639: Use of k-value concept, equivalent concrete performance concept and equivalent performance of combinations concept*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [20] Chi, M., and Huang, R. (2013). “Binding mechanism and properties of alkali-activated fly ash/slag mortars.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 40, 291–298.
- [21] Dinakar, P., Kartik Reddy, M., and Sharma, M. (2013). “Behaviour of self compacting concrete using Portland pozzolana cement with different levels of fly ash.” *Materials and Design*, 46, 609–616.
- [22] Dragaš, J., Tošić, N., Ignjatović, I., and Marinković, S. (2016). “Mechanical and time-dependent properties of high-volume fly ash concrete for structural use.” *Magazine of Concrete Research*, 68(12), 632–645.
- [23] EPS. (2011). *Godišnji izveštaj Elektroprivrede Srbije*.
- [24] Golewski, G. L., and Sadowski, T. (2014). “An analysis of shear fracture toughness KIIc and microstructure in concretes containing fly-ash.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 51, 207–214.
- [25] Hannesson, G., Kuder, K., Shogren, R., and Lehman, D. (2012). “The influence of high volume of

- fly ash and slag on the compressive strength of self-consolidating concrete.” *Construction and Building Materials*, 30, 161–168.
- [26] Huang, C. H., Lin, S. K., Chang, C. S., and Chen, H. J. (2013). “Mix proportions and mechanical properties of concrete containing very high-volume of Class F fly ash.” *Construction and Building Materials*, 46, 71–78.
- [27] Hung, H.-H. (n.d.). “Properties of High Volume Fly Ash Concrete.”
- [28] Hwang, K., Noguchi, T., and Tomosawa, F. (2004). “Prediction model of compressive strength development of fly-ash concrete.” *Cement and Concrete Research*, 34, 2269–2276.
- [29] Jiang, L. H., and Malhotra, V. M. (2000). “Reduction in water demand of non-air-entrained concrete incorporating large volumes of fly ash.” *Cement and Concrete Research*, 30(11), 1785–1789.
- [30] Jiang, L., Lin, B., and Cai, Y. (2000). “A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete.” *Cement and Concrete Research*, 30(5), 699–702.
- [31] Kar, A., Ray, I., Unnikrishnan, A., and Davalos, J. F. (2013). “Composite modeling to predict shrinkage of concretes containing supplementary cementitious materials from paste volumes.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 43, 139–155.
- [32] Kou, S. C., and Poon, C. S. (2013). “Long-term mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete prepared with the incorporation of fly ash.” *Cement and Concrete Composites*, 37, 12–19.
- [33] Kuder, K., Lehman, D., Berman, J., Hannesson, G., and Shogren, R. (2012). “Mechanical properties of self consolidating concrete blended with high volumes of fly ash and slag.” *Construction and Building Materials*, 34, 285–295.
- [34] Lam, L., Wong, Y. L., and Poon, C. S. (1998). “Effect of fly ash and silica fume on compressive and fracture behaviors of concrete.” *Cement and Concrete Research*, 28(2), 271–283.
- [35] Lima, C., Caggiano, A., Faella, C., Martinelli, E., Pepe, M., and Realfonzo, R. (2013). “Physical properties and mechanical behaviour of concrete made with recycled aggregates and fly ash.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 47, 547–559.
- [36] Lye, C.-Q., Dhir, R. K., and Ghataora, G. S. (2015). “Carbonation resistance of fly ash concrete.” *Magazine of Concrete Research*, 67(21), 1150–1178.
- [37] Malhotra, V. M. (1986). “Superplasticized for structural.” *Concrete international*, December, 28–31.
- [38] Malhotra, V. M., and Mehta, P. K. (2005). *High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete for Building Sustainable and Durable Structures*. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Inc., Ottawa, Canada.
- [39] McCarthy, M. J., and Dhir, R. K. (2005). “Development of high volume fly ash cements for use in concrete construction.” *Fuel*, 84(11), 1423–1432.
- [40] Mittal, A., M.B.Kaisare, and S., R. (2006). *Experimental study on use of fly ash in concrete*.
- [41] Neville, A. M. (1981). *Properties of Concrete*. Longman Scientific and Technical.
- [42] Oner, A., Akyuz, S., and Yildiz, R. (2005). “An experimental study on strength development of concrete containing fly ash and optimum usage of fly ash in concrete.” *Cement and Concrete Research*, 35(6), 1165–1171.
- [43] Papadakis, V. G. (2000a). “Effect of fly ash on Portland cement systems: Part II. High-calcium fly ash.” *Cement and Concrete Research*, 30, 1647–1654.
- [44] Papadakis, V. G. (2000b). “Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress.” 30, 291–299.
- [45] Papadakis, V. G., Antiohos, S., and Tsimas, S. (2002). “Supplementary cementing materials in concrete Part II: A fundamental estimation of the efficiency factor.” *Cement and Concrete Composites*, 32, 1533–1538.

- [46] Papadakis, V. G., and Tsimas, S. (2002). "Supplementary cementing materials in concrete Part I : Efficiency and design." *Cement and Concrete Research*, 32, 1525–1532.
- [47] Poon, C. S., Lam, L., and Wong, Y. L. (2000). "A study on high strength concrete prepared with large volumes of low calcium fly ash." *Cement and Concrete Research*, 30(3), 447–455.
- [48] Rajamane, N. P., Annie Peter, J., and Ambily, P. S. (2007). "Prediction of compressive strength of concrete with fly ash as sand replacement material." *Cement and Concrete Composites*, 29(3), 218–223.
- [49] Şahmaran, M., Yaman, İ. Ö., and Tokyay, M. (2009). "Transport and mechanical properties of self consolidating concrete with high volume fly ash." *Cement and Concrete Composites*, 31(2), 99–106.
- [50] Siddique, R. (2004). "Performance characteristics of high-volume Class F fly ash concrete." *Cement and Concrete Research*, 34(3), 487–493.
- [51] Sisomphon, K., and Franke, L. (2007). "Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials." *Cement and Concrete Research*, 37(12), 1647–1653.
- [52] Sivasundaram, V., Carette, G. G., and Malhotra, V. M. (1991). "Mechanical Properties, Creep, and Resistance to Diffusion of Chloride Ions of Concretes Incorporating High Volumes of ASTM Class F Fly Ashes from Seven Different Sources." *ACI Materials Journal*, 88, 407–416.
- [53] Tokyay, M. (1999). "Strength prediction of fly ash concretes by accelerated testing." *Cement and Concrete Research*, 29(11), 1737–1741.
- [54] Yeh, I. (2016). "Modeling Efficiency Factor of Fly Ash in Concrete Using an Unification Approach Modeling Efficiency Factor of Fly Ash in Concrete Using an Unification Approach." *International Journal of Engineering and Technology*, 5(January 2013), 546–549.
- [55] Yildirim, H., Sümer, M., Akyüncü, V., and Gürbüz, E. (2011). "Comparison on efficiency factors of F and C types of fly ashes." *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 25(6), 2939–2947.
- [56] Yoon, S., Monteiro, P. J. M., Macpheec, D. E., Glasser, F. P., and Imbabi, M. S.-E. (2014). "Statistical evaluation of the mechanical properties of high-volume class F fly ash concretes." *Construction and Building Materials*, 54, 431–442.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Игор ЃОРЃИЕВ¹, Борјан ПЕТРЕСКИ²

ВЛИЈАНИЕТО НА МРЕЖАТА НА ПРЕСЕКОТ И МЕТОДОТ НА ИНТЕГРАЦИЈА ВРЗ ДИМЕНЗИОНИРАЊЕТО НА А.Б. ПРЕСЕЦИ ИЗЛОЖЕНИ НА БИАКСИАЛЕН ТОВАР

РЕЗИМЕ

Комбинираното дејство на биаксијално совивање и аксијална сила е доста карактеристично кај вертикалните армиранобетонски елементи, посебно во сеизмички активни подрачја, а најчесто и меродавно за нивното димензионирање. Најупотребувана процедура за димензионирање е методот на проба каде на почетокот се претпоставува количината на арматура и се пресметува носивоста на пресекот. Сепак, дијаграмите кои се користат за димензионирање не поседуваат можност за адекватна процедура за димензионирање на неправилни пресеци. Во ова истражување прикажано е влијанието на мрежата на елементи и методот на интеграција врз резултатите за димензионирање на различни правилни и неправилни армиранобетонски пресеци подложени на биаксијално свиткување и аксијална сила. Пресметките се спроведени со програм креиран од првиот автор.

Клучни зборови: армиран бетон, биаксијално совивање, неправилен пресек, мрежа, интеграција

Igor GJORGJIEV¹, Borjan PETRESKI²

INFLUENCE OF THE SECTION MESH AND INTEGRATION METHOD ON DESIGN OF RC SECTION UNDER BIAXIAL LOAD

SUMMARY

The combined action of biaxial bending and axial load is very common among the reinforced concrete vertical elements, especially in the seismic prone areas and most frequently authoritative for their assessment and design. The most commonly used procedure for design is a trial method where the amount of rebar is assumed in the beginning and the capacity ratio is calculated. However, the charts used for reinforced concrete sections design do not have the ability to offer an adequate procedure for the design of irregular shaped cross sections. In this study particularly, an influence of the section mesh and integration method on numerical solution of the equilibrium equations of various regular and irregular reinforced concrete sections under biaxial bending and axial force is presented. The calculations were processed by software created by the first author.

Key words: reinforced concrete, biaxial bending, irregular shape, meshing, integration

¹ Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² PhD student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, borjan@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Due to initial geometrical imperfections, as well as misalignment of the active loads, the compression members in structures are subjected to moments in addition to axial loads. The eccentric axial loading of the columns is usually represented through sideways earthquake and wind loading or a portion of unbalanced moments at the ends of the beams supported by the vertical load bearing components of the structure. The combined action of biaxial bending and axial load is very common among the reinforced concrete vertical elements and most frequently authoritative for their assessment and design.

The development of the design charts is relatively simple using appropriate computer programs. However, the exact optimized design of a section remains complex due to the necessity of a trial and adjustment procedure to find the inclination and depth of the neutral axis satisfying the equilibrium equations. Additionally, the non-convexity of design interaction curves and surfaces remains disregarded resulting in overlooking of the non-convex parts and delivering inappropriate results following the axial force based methods.

The charts used for reinforced concrete sections design do not have the ability to offer an adequate procedure for the design of irregular shaped cross sections used vastly in the structural engineering. For illustration, in the design of earthquake resistant buildings in the seismic prone areas reinforced concrete walls comprised of two or more rectangular parts, such as L, T and U shapes are very common. These elements provide greater stiffness in the both directions in general but their performance under earthquake loading is more complex than that of the regular shaped rectangular shear wall components [1].

In this paper particularly, a new approach regarding the design method of various regular and irregular reinforced concrete sections under biaxial bending and axial force is presented. Graphical interface, sophisticated meshing and two separate stress integration procedures along with the updatable material behavior relationships are applied in order to construct the 3D failure surface of the cross-sections. It is then advanced to determine the exact reinforcement required for an arbitrary reinforced concrete cross-section to withstand the predefined external forces (biaxial bending moments and axial forces) acting on it. For that purpose, an innovative design and very effective root-finding algorithm is implemented. Namely, benefitting the secant method, regarded as the finite difference approximation of Newton's method, arbitrary cross-sectional types are designed in a very accurate, stable, low-computationally and time demanding manner. Therefore, the developed algorithm which is implemented in the program package written in C++ and C# was tested on a representative cross section. Firstly, the effect of different mesh types and mesh sizes on solution were analyzed. Then, the two-applied integration methods Gauss and trapezoidal quadrature were compared. From the obtained results, it was concluded that the pre-defend template RC sections can be optimized for speed without losing the accuracy of the solution.

2. GENERAL ASSUMPTIONS AND MATERIAL PROPERTIES

The current version of the software presented in this paper is adapted to comply with the latest Eurocode 2 draft making it operational in the countries practicing the European codes and for researchers making comparative studies with those regulations. However, using the modular programming technique that separates the functionality of the program into independent modules for the development of the software, this feature is easily adaptable for upgrade.

Regarding the materials comprising the cross-sections under investigation, Eurocode 2 definitions of the stress-strain relationship of the concrete and steel are used. Along with the aforementioned assumptions, the stress-strain graphical representations of the materials are the basic theoretical background and limitations to this newly developed computational tool.

2.1. Concrete

The stress-strain relationship of the concrete in the current version is parabolic-rectangular curve, as shown in Fig. 1 below.

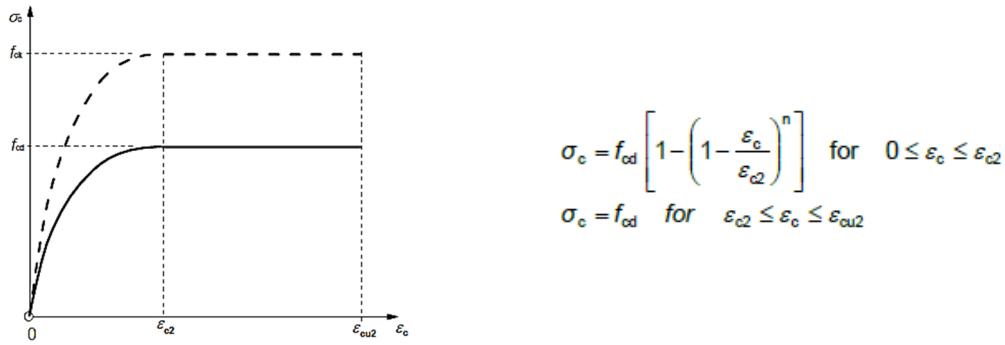


Fig. 1. Parabola-rectangle stress-strain diagram for concrete [3]

In this figure, σ_c and ϵ_c are the compressive stress and strain in the concrete, f_{ck} is the characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days, ϵ_{c2} and ϵ_{cu2} are the strain at reaching the maximum strength and the ultimate strain respectively. The values of these parameters are specified within Table 3.1 from EN 1992-1-1. The parameter f_{cd} is the design compressive strength (f_{ck}/γ_c , where γ_c is the partial safety factor for concrete prescribed in Clause 2.4.2.4, Table 2.1N) which in combination with the design tensile strength f_{ctd} is given in Clause 3.1.6 of EN 1992-1-1 [3]. It is important to note here that this version supports the application of confinement of the concrete as well.

2.2. Steel

Theoretically, the behavior of the reinforcing steel material is represented through an elasto-plastic stress-strain relationship curve. Its constituent parts include a linear elastic region, yielding phenomenon resulting in perfectly plastic behavior and strain hardening to further and maximum deformation. However, the Eurocode 2 assumes simplified material diagrams for the need of practical application and proposes elastic-perfectly plastic constitutive law for the reinforcing steel defined by a bilinear diagram (Fig. 2). That simplified stress-strain diagram required for cross-sectional design is applied in the software presented. Its characteristic parameters such as the yield strength – f_{yk} , the design strength – f_{yd} , the partial safety factor for steel – γ_s , the typical strain values of ϵ_{ud} and ϵ_{uk} (where ϵ_{uk} is the characteristic strain of reinforcement at maximum load and the recommended value for ϵ_{ud} is $0.9\epsilon_{uk}$) and the design value of the modulus of elasticity – E_s are indicated in Chapter 3.2 of EN 1992-1-1 [3].

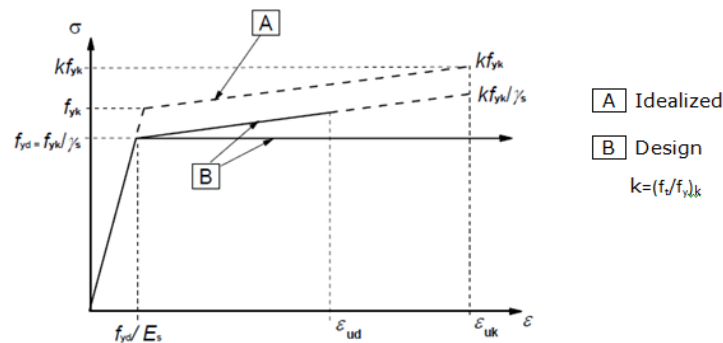


Fig. 2. Idealized and design stress-strain diagrams for reinforcing steel (for tension and compression)

3. MESH AND INTEGRATION

In order to solve the two-dimensional problems analytically, a discretization and integration procedure over the finite-discrete domain is required. The cross-sectional analysis of reinforced concrete structures

demands optimized meshing discretization of the infinite continuum and accordingly adjusted integration methods for substantial computational efficiency. Therefore, a guaranteed-quality two-dimensional mesh generating program – Triangle, Shewchuk [6], is applied and the infinite continuum is discretized by the mean of Ruppert’s Delaunay refinement algorithm. Triangle is a freely available C program featuring meshing by triangulation including user-specified constraints on angles and triangle areas, user-specified holes and concavities, and the economical use of exact arithmetic to improve robustness. The Delaunay refinement is a technique for generating triangular meshes which performs excellently in practice incorporating both coarse and fine meshes [3]. The triangulation, depending on the complexity of the domain, is constructed between the vertices and the segments, which can be defined by the section geometry or by subdivision and creation of good-quality finer mesh triangles, Fig. 3.

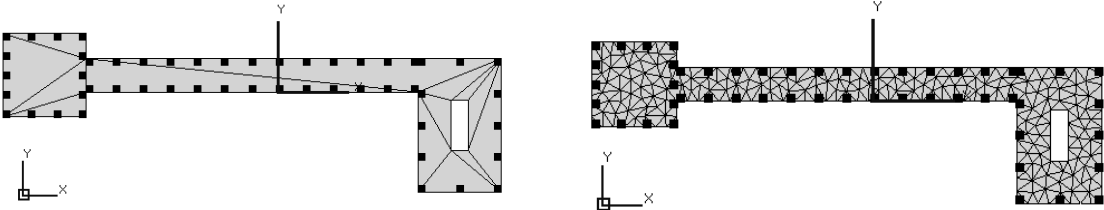


Fig. 3 CDT and CCDT triangulation

The first is called a constrained Delaunay triangulation (CDT) where each segment is depicted as a single edge in the triangulation. On the other hand, the finer mesh is labelled as a constrained conforming Delaunay triangulation (CCDT) and it is the optimized meshing concept for achieving excellent accuracy solution.

Subsequently, as an accurate and most suitable meshing preference of the cross-section is determined and the material properties are pre-defined through the stress-strain diagrams, the integration over the cross-sectional area is the issue to be tackled. There are several integration practices in the literature applied very frequently in the analysis of two-dimensional problems.

Within this study presented and the current software development, two integration procedures are preserved. Depending on the complexity of the mesh and the irregularity of the cross-section, different integration method suits particular triangulation differently. For example, the coarser meshing employing simpler triangles that use the cross-sectional edges as element edges, requires minimal computational and mathematical complexity for resulting in sufficiently accurate solution. The implementation of the simple trapezoidal rule for approximating the definite integral is consequent but its application is limited and recommended for the CDT meshing and regular cross-sections. Furthermore, Gaussian quadrature is the additional integration procedure supported in this analytical software tool. This particular method is especially required for establishing accurate solution for more complex meshes. For the need of conforming to the most complex challenges in the applicative field such as design of irregular cross-sections and reducing of the possible errors, the software supports Gaussian quadrature to an order of 3 to 16 Gauss points per triangle element.

4. DESIGN ALGORITHM

The procedure for solution of the main reinforcement design issue while considering the arbitrary reinforced concrete sections is consisting of two interconnected iteration processes and fast-solving numerical algorithm called - the secant method.

In the software build-up, a two efficient iteration techniques are employed in order to approach and define the exact value of reinforcement needed for a pre-defined external actions. The first iteration is applied to determine the angle between the neutral axis of the section and x-x axis, named as θ . For the initial iteration an angle value of $\theta=0^\circ$ is assumed meaning the neutral axis and x-x axis are compatible. Knowing the section geometry, the reinforcement distribution and the external loads, the first position of the cross-section neutral axis results in a certain amount of reinforcement and an initial amount of

internal forces. In parallel, the position (depth) of the neutral axis relative to the outermost fiber of the section, d , is assumed and iterated in order to obtain the solution. By keeping the θ constant and iterating the depth of the neutral axis it is approached to acquiring a value close to the external axial load. After one of the parameters is determined, the angle is continuously iterated until the required reinforcement is sufficient to withstand the external biaxial moments.

For a fast converging solution and efficient computation of the two iteration procedures, a root-finding algorithm that uses a succession of roots of secant lines to better approximate a root of a function is used. Namely, the secant method regarded as a finite difference approximation of Newton's method is applied and the exact design of the arbitrary cross-sections is performed.

5. INFLUENCE OF MESH SIZE AND INTEGRATION METHOD ON RESULT

In order to analyze the influence of mesh size and integration method on result, a representative cross-section was created (Fig. 4). The analyzed section is rectangular with width of 40cm and height of 60cm. The reinforcement distribution is symmetrical with 25% of total rebar area per each side. In order to simulate a continuum, the 10 rebars are placed along each edge.

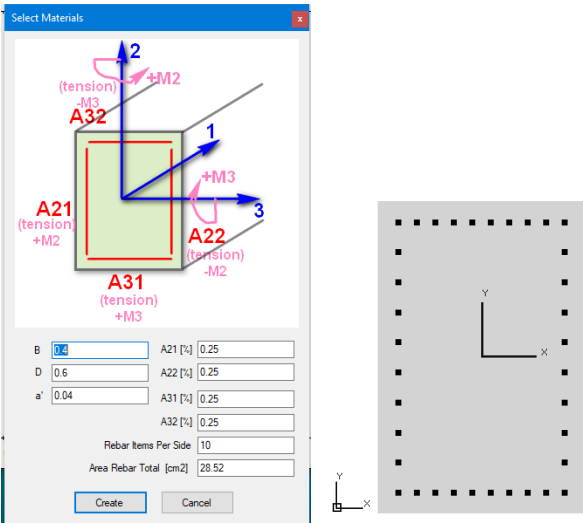


Fig. 4 Cross section data

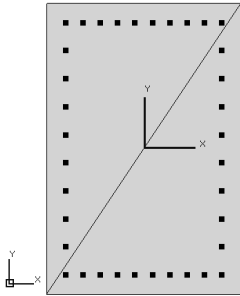


Fig. 5 CDT mesh

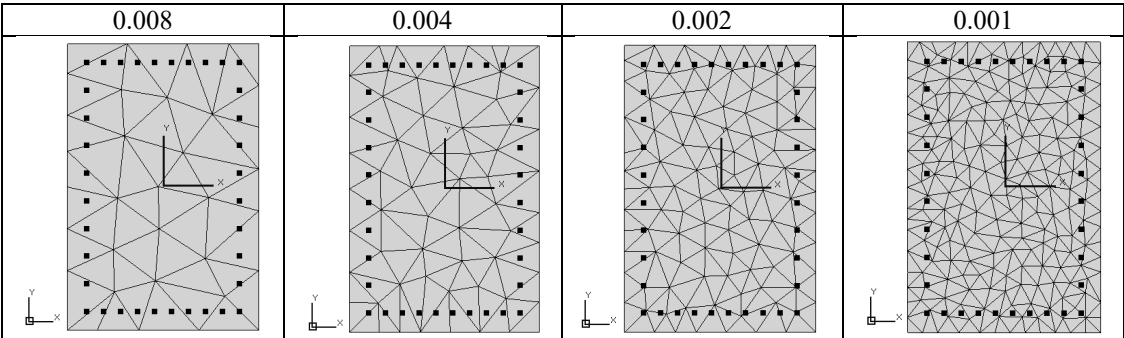


Fig. 6 CCDT mesh with element area of 0.008, 0.004, 0.002 and 0.001

The analysis was performed on section discretized by two types of triangle meshes. The first mesh type is CDT (Fig. 5) and the other mesh type is CCDT (Fig. 6). In the case of CCDT mesh a four element sizes with triangle area of 0.008, 0.004, 0.002 and 0.001 were analyzed (Fig. 6).

The calculation speed and solution error were analyzed on sections with both mesh types CDT and CCDT. Two CCDT meshes with triangle element area of 0.004 and 0.00005 were generated. For CDT mesh the trapezoidal integration method was used in order to calculate the internal compression force in the concrete. The compression region is divided on 50 segments with equal height. In the case of CCDT the Gauss quadrature with seven integration points was used. All three sections were designed three times and the calculation time and error was presented in table 1. The average calculation time for CDT is 0.206, for CCDT with element size of 0.004 is 0.06 and with size of 0.00005 is 0.441. The section analyzed with CCDT mesh and size 0.004 is 3.4 times faster than CDT mesh and 38 times more accurate. The most accurate solution was obtained with for CCDT with element size of 0.0005 but the calculation time is slowest. It can be concluded that the optimal section mesh is CCDT with element size of 0.004.

mesh type	integration points / segments	element area	calc-1 [sec]	calc-2 [sec]	calc-3 [sec]	calc avarage [sec]	Error [%] section angle calculate	Error [%] section angle 30
CDT	- / 50	-	0.198	0.204	0.216	0.206	-0.150	-0.133
CCDT	7 / -	0.004	0.061	0.062	0.056	0.060	-0.042	0.0035
CCDT	7 / -	0.0005	0.428	0.453	0.441	0.441	-0.035	0.000

Table 1. Calculation time and calculation error

The influence of the element size and number of integration points was investigated on same cross section loaded by axial force and moments on both directions (table 2). The solution for this load case is total rebar are of 28.52cm² and angle of section of 30degree.

N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	AngleN [rad]	angle NA [rad]	rebar area [cm ²]	Epsa	Epsb
-508.5491	188.1531	265.8755	0.95493872	0.5235987	28.52	0.00530	-0.0035

Table 2. External load and solution

The first comparison was done for predefined section rotation of 30degree which correlates with the solution. The obtained results are separated into two-line charts. In the first graph (Fig.7) the relationship between solution error and integration points for all element sizes is shown, while in second one (Fig.8) the dependence of the error on integration segments is shown. From the presented graphs, it can be seen that the accuracy of the solution increases as integration points and integration segments are larger. This is the case for all meshes.

The second comparison was for regular section design where the total reinforced area was calculated for equilibrium between internal and external forces. The same relationships as the first comparison is shown on Fig.9 and Fig.10. Also, here the increasing of the solution accuracy was observed at meshes with larger number of integration points and integration segments.

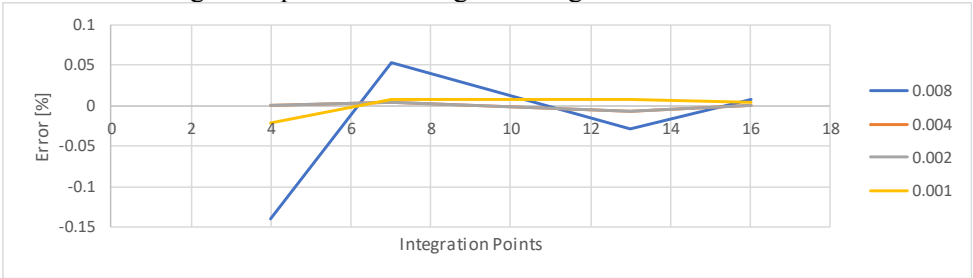


Fig. 7 Dependence of error on integration points for predefined section rotation of 30 degree (CCDT mesh)

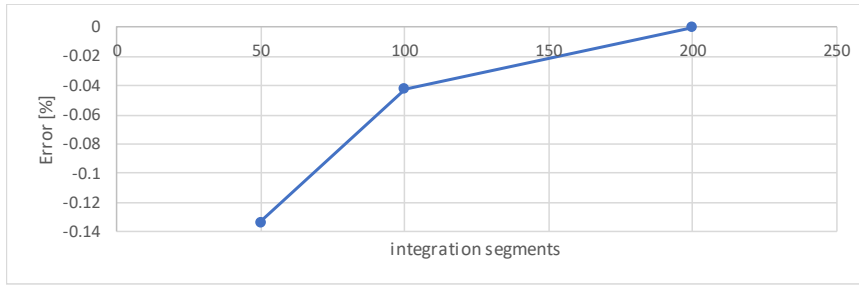


Fig. 8 Dependence of error on integration points for predefined section rotation of 30 degree (CDT mesh)

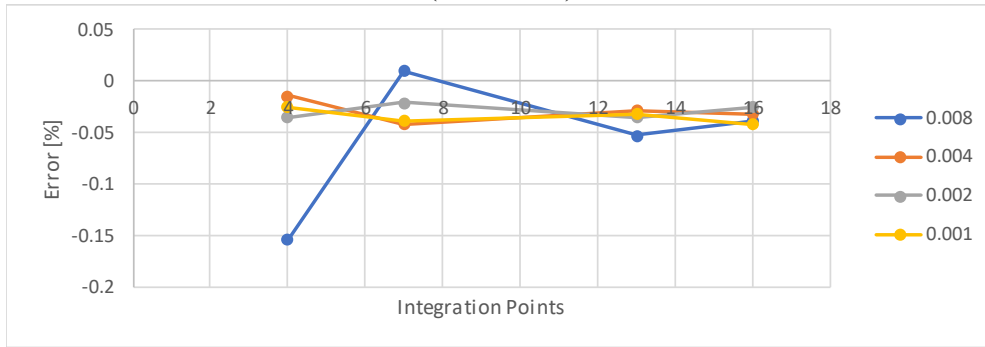


Fig. 9 Dependence of error on integration points for designed section (CCDT mesh)

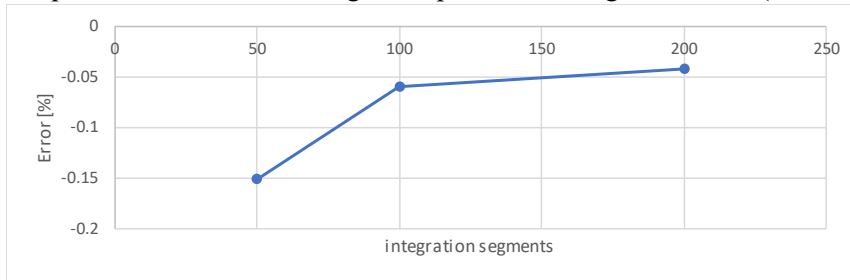


Fig. 10 Error for designed section (CDT mesh)

Finally, the influence of triangle element area on the solution was analyzed on section discretized by four CCDT meshes with triangle element areas of 0.001, 0.002, 0.004 and 0.008. The results are grouped by number of iteration points (Fig 11 and Fig 12). From the presented results, it can be seen that decreasing the element area from 0.008 to 0.004 dramatically increases the accuracy of the solution for cases with four and seven integration points. For higher order of integration points the difference in element size does not significantly affect the solution. This was observed for predefined section rotation of 30 degree and for regular section design.

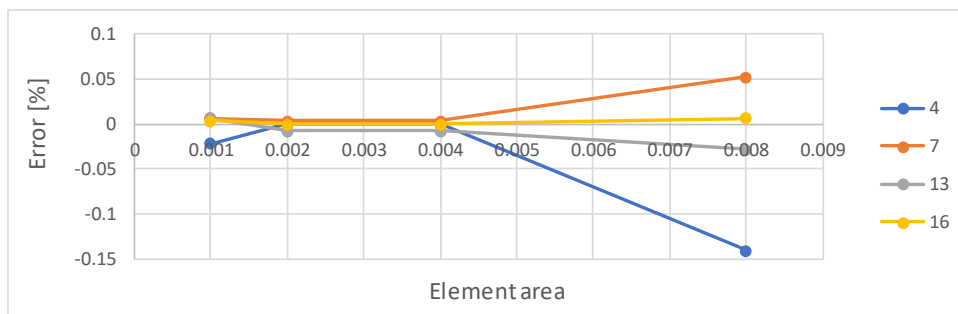


Fig. 11 Dependence of error on element area for predefined section rotation of 30 degree (CCDT mesh)

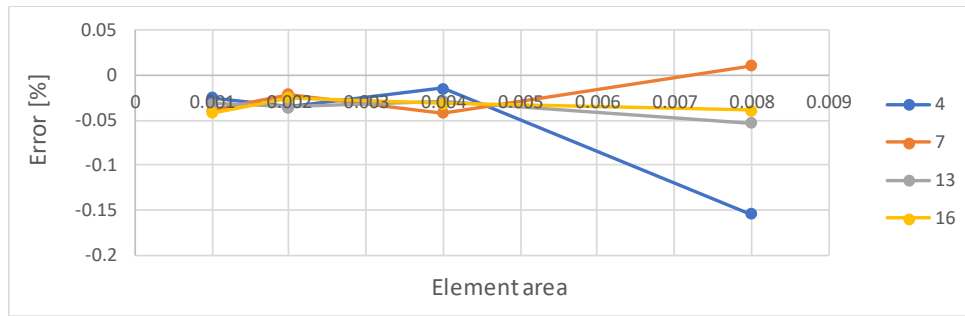


Fig. 12 Dependence of error on element area for designed section (CCDT mesh)

From presented results can be calculated that with selecting the mesh type and integration method the design procedure for reinforced concrete members can be optimized for speed and accuracy. This approach can be implemented for predefined column shapes such as rectangular, T, L, I and other. The optimization of the calculation speed is very important for designing the large structures exposed to large number of load combinations. The performed analysis showed that the presented tool has large number of optimization parameters which are decreasing the calculation time without effecting the solution accuracy.

6. CONCLUSION

A new methodology was presented in this study for an optimized design of arbitrary cross-sections subjected to axial load and biaxial bending. The method presented makes use of the graphical interface, optimization in the meshing and implementation of two separate stress integration procedures depending on the complexity of the cross-section. The accuracy of the results is very high with regards to all types of sections investigated, with and without holes, composite or both regular and irregular reinforced concrete types.

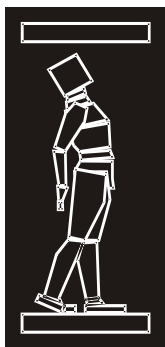
It is suggested that the mesh optimization is playing a great role in the accuracy and computational efficiency of the solution. Thus, the coarser meshing and the simple trapezoidal rule for approximating the definite integral provide excellent results within regular cross-sections. On the other hand, the finer mesh in combination with Gaussian quadrature method is required for the design of irregular and complex cross-sections.

Finally, it can be stated that many advancements in the current software package are possible and investigated in the direction of transferring the solution from local cross-sectional, to a wider domain on a level of a full element and even a whole structure. Also, some other materials could be considered in future and different structural materials such as prestressing tendons, jacketing of cross-sections etc.

REFERENCES

- [1] Beyer, K., Dazio, A. & Priestley, M. (2008) Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*. 12 (7), 1023-1053.
- [2] Bonet, J., Barros, M. & Romero, M. (2006) Comparative study of analytical and numerical algorithms for designing reinforced concrete sections under biaxial bending. *Computers & Structures*. 84 (31), 2184-2193.
- [3] CEN [European Committee for Standardization]. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings (EN 1992-1-1), Brussels; 2004.
- [4] Papanikolaou, V. K. & Sextos, A. G. (2016) Design charts for rectangular R/C columns under biaxial bending: A historical review toward a Eurocode-2 compliant update. *Engineering Structures*. 115 196-206.
- [5] Sfakianakis, M. (2002) Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics. *Advances in Engineering Software*. 33 (4), 227-242.

- [6] Shewchuk, J. R. (1996). Triangle: Engineering a 2D quality mesh generator and Delaunay triangulator. In *Applied computational geometry towards geometric engineering* (pp. 203-222). Springer Berlin Heidelberg.
- [7] Shewchuk, J. R. (2002). Delaunay refinement algorithms for triangular mesh generation. *Computational geometry*, 22(1), 21-74.
- [8] Sousa, J. B. M. & Muniz, C. F. (2007) Analytical integration of cross section properties for numerical analysis of reinforced concrete, steel and composite frames. *Engineering Structures*. 29 (4), 618-625.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Иван ИГЊАТОВИЌ¹, Ведран ЦАРЕВИЌ², Золтан САС³, Јелена ДРАГАШ²

БЕТОН СО ВИСОК ВОЛУМЕНСКИ ПРОЦЕНТ НА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ: ДЕЛ 2: ТРАЈНОСТ И РАДИОЛОШКИ ОСОБИНИ

РЕЗИМЕ

Примената на индустриските остатоци како што е летечката пепел може да биде корисно од економски и еколошки аспект, но трајноста на конечниот производ и неговото влијание врз човечкото здравје се клучни својства кои обезбедуваат сигурна примена на овие производи. Фокусот на овој труд е отпорноста од карбонизација на бетонот со висок волуменски процент на летечка пепел (HVFAC), но исто така и неговите радиолошките својства бидејќи припаѓа на групата природни радиоактивни материјали. HVFAC смесите се изложени на природна и забрзана карбонизација и резултатите се споредени и дискутирани. Мерна е содржината на природните радионуклиди (⁴⁰K, ²²⁶Ra и ²³²Th) и споредувана е со експерименталните резултати добиени со користење на алатка за оцена на концентрација на активност - индекс I.

Клучни зборови: летечка пепел, трајност, карбонизација, радионуклиди, индекс на концентрација на активност I

Ivan IGNJATOVIĆ¹, Vedran CAREVIĆ², Zoltan Sas³, Jelena DRAGAŠ²

HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE: PART 2: DURABILITY AND RADIOLOGICAL PROPERTIES

SUMMARY

The reuse of industrial residue streams such as fly ash can be beneficial from economic and ecological points of view but durability properties of the final product and its effect on human health are the key properties to ensure safe inbuilt materials. The focus of the paper is on carbonation resistance of the high-volume fly ash concrete (HVFAC), but also on the radiological aspect of the use of fly ash in concrete as it belongs to the group of Naturally Occurring Radioactive Materials. HVFAC mixtures were exposed to natural and accelerated carbonation and results were compared and discussed. The contents of natural radionuclides (⁴⁰K, ²²⁶Ra and ²³²Th) were measured and experimental results were compared by using the activity concentration assessment tool - index I.

Keywords: fly ash, concrete, durability, carbonation, radionuclides, activity concentration index I

¹ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, ivani@imk.grf.bg.ac.rs

² Teaching Assistant-PhD candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia

³ PhD, Marie Curie Research Fellow, School of Natural and Built Environment, Queen's University, Belfast, z.sas@qub.ac.uk

1. INTRODUCTION

The reuse of industrial residue streams can be beneficial from economic and ecological points of view. Namely, extremely high source and energy consumptions combined with high carbon dioxide (CO₂) emissions during the Ordinary Portland cement production can be reduced by utilization of industrial residue streams as a partial or complete cement replacement. There are several industrial sectors which produce significant amounts of residues such as fly ash (FA), bottom ash, red mud, steel slag, nonferrous slag, etc. which can be used for that purpose (Shi, C., Krivenko, P., Roy 2006). In Serbia, there are six coal-burning power plants with annual production of 6 million tons of fly ash while 200 million tons of fly ash is already deposited in the landfills (Electric Power Industry of Serbia 2011). Possible applications of this industrial residue can be found in the road basis and pavements, embankments, but also in production of structural and nonstructural concrete such as high volume fly ash concrete or alkali-activated fly ash concrete. In that way, fly ash moves from category “waste” to the groups of industrial by-products or secondary raw materials.

High volume fly ash concrete (HVFAC) is defined as concrete usually containing more than 50% FA in the total cementitious material's mass (ACI Committee 232.3R-14 2014). Generally, HVFAC exhibits good workability, low heat of hydration, low drying shrinkage compared to ordinary cement concrete (Huang *et al.*, 2013; Malhotra, 2002). Concrete mixtures with an amount of FA that is equal or greater than the amount of cement can achieve a compressive strength equal to or comparable with concrete without FA (Bouzoubaâ and Fournier, 2003; Lam L., Wong, Y.L, Poon, 1998; Poon, Lam and Wong, 2000; Atis, 2005). Obviously good mechanical properties combined with a lower carbon footprint compared to Ordinary Portland cement concrete (OPC) promote HVFAC as a sustainable solution in construction sector. However, the durability properties and the effect on human health remain the key properties to ensure safe inbuilt materials. Generally, HVFAC shows an increased resistance to chloride ingress compared to OPC (Kumar *et al.* 2012) and lower salt scaling resistance (Van Den Heede *et al.* 2013), while the clear conclusion regarding the carbonation resistance cannot be made based on the data from the literature. There are researches in which deeper carbonation zones were reported (Khunthongkeaw *et al.* 2006), while in other the smaller carbonation depth was observed (Atis 2003), compared to OPC. Since the level of CO₂ in the atmosphere is constantly increasing, especially in urban areas where buildings are being rapidly built in these days, the carbonation process should be considered as one of the main deterioration mechanisms of reinforced concrete (RC) structures.

The utilization of FA in concrete should be also considered from a radiological point of view. As a result of coal combustion the initial radionuclide content of the coal remains and thereby also accumulates in the solid residues such as FA. This is the reason why the FA belongs to the group of Naturally Occurring Radioactive Materials (NORM), materials which contain elevated natural radionuclide content. A very large scatter of data for radionuclide content in fly ash can be found between different countries (Nuccetelli *et al.* 2015) and only limited data can be found for Serbian fly ashes (Kisić *et al.* 2013). Several studies found that the natural radionuclide content in fly ash can be significantly high (Somlai *et al.*, 1998; Petropoulos *et al.*, 2002; Stojanovska *et al.*, 2010).

The natural isotopes found in building materials can significantly contribute to radiation exposure in two ways, from external and internal exposure. Gamma radiation released from building materials is responsible for external exposure owing to the presence of terrestrial radioisotopes. Classification of building materials radioactivity is commonly based on activity concentration index (I-index), taking into account the total effect of three main natural radionuclides usually present in building materials – ²²⁶Ra, ²³²Th and ⁴⁰K (THE COUNCIL OF THE EUROPEAN UNION 2013).

2. OBJECTIVES

Two important issues for application of fly ash in structural concrete production were stressed and analyzed in this paper: 1) carbonation of HVFAC, and 2) radiological aspect of the use of fly ash in concrete as it belongs to the group of NORM. HVFAC mixtures were exposed to natural carbonation up to 40 months and results were compared and discussed. The contents of natural radionuclides (⁴⁰K, ²²⁶Ra and ²³²Th) both in raw materials (cement, FA, aggregate) and in the final product- HVFAC, were measured and experimental results were compared by using the activity concentration assessment tool - index I. The following procedures, measurements and analysis were performed:

1. Design and preparation of concrete mixtures with FA content between 50% and 70% by mass of the total amount of cementitious materials as well as measurement of basic physical and mechanical properties of fresh and hardened concrete. The results of this task have been presented within the PART 1 of the study on HVFAC,
2. Measurements of natural carbonation 24 and 40 months after preparation of samples and comparison with standard predictions of carbonation depth for OPC,
3. Determination of radionuclide content (226Ra, 232Th and 40K) in all solid components of concrete (FA, cement and aggregate) and also in the final product (HVFAC) using gamma spectrometry,
4. Analysis of all investigated materials by means of I-index as a widely accepted screening tool,
5. Analysis of the effect of the amount of FA on radioactivity concentration of HVFAC.

3. CARBONATION RESISTANCE OF HVFAC

○ Carbonation reaction of fly ash concrete

In RC structures, reinforcement is physically and chemically protected by the surrounding concrete. Concrete pore solution represents an alkaline environment with a pH value close to 13.5, which makes the reinforcement passivated or protected with a thin oxide layer (Papadakis and Fardis 1989). One of the most important depassivation processes in RC structures is carbonation. It represents the process of cement matrix neutralization and leads to the decrease of pH value of concrete (from 13.5 to below 9), which reduces the chemical protection of the reinforcement. When carbon dioxide (CO₂) from the atmosphere penetrates through concrete pores, it dissolves in the pore solution and reacts with calcium hydroxide (Ca(OH)₂) and changes the chemistry balance between the pore solution and the hydrates. This leads to the formation of calcium carbonate (CaCO₃) within the concrete structure:



The use of fly ash leads to a denser structure due to the formation of an additional C-S-H (Calcium-Silicate-Hydrate) bond through the pozzolanic reaction, which increase compressive strength and decrease porosity. However, use of fly ash in concrete as replacement of cement decreases the amount of Ca(OH)₂ due to a lower amount of used cement and a secondary pozzolanic reaction. Therefore, the binding capacity of CO₂ (the reaction of CO₂ and Ca(OH)₂) will be decreased in HVFAC compared to OPC, and therefore the depth of carbonation will be higher (Thomas and Matthews 1992).

The process of carbonation can increase the porosity of fly ash concrete and thus reduce its durability (Thierry et al. 2007). Namely, due to the lower amount of Ca(OH)₂, CO₂ will react with C-S-H bond and that will result in the higher concrete porosity. The C-S-H bond formed in the pozzolanic reaction is subjected to decalcification during process of carbonation more than C-S-H bond formed by the hydration of cement (Thomas et al. 2004). After the pozzolanic reaction, a large amount of non-crystalline and non-alkaline C-S-H products are formed with a large specific surface, which makes calcification easier. The increase of porosity in HVFAC is the opposite process in relation to the OPC, where there is a decrease in porosity as a result of CaCO₃ formation.

Some experimental results show that 50% of cement replacement with fly ash has a lower or equal degree of carbonation compared to OPC (Atis 2003). On the other hand, 70% of fly ash showed a greater degree of carbonation (Atis 2003). With an increase of fly ash amount, there is an increase in carbonation depth (Papadakis 2000; Sisomphon and Franke 2007).

○ Natural carbonation test

The concentration of CO₂ in the atmosphere varies considerably depending on the geographical area. The natural CO₂ concentration in the atmosphere is approximately 0.03% in rural and 0.3% in urban areas (Eguez et al. 2014; Tam et al. 2008). Standard (EN12390-10 2008) provides guidelines for determination of carbonation resistance using natural exposure conditions. In practice, the depth of carbonation in natural conditions is the most important information during the stage of concrete cover design of concrete structures. The critical value of the concrete carbonation coefficient is 6 mm/year^{0.5} (Jimenez and Moreno 2015). If the coefficient exceeds this value, it is considered that the concrete is poorly resistant to carbonation.

○ **Experimental results**

HVFACs were exposed to natural conditions of 0.0517% CO₂, RH 52.5%, 24.0°C in the laboratory for a period of 40 months. After 24 and 40 months, depth of carbonation depth on these samples was measured, with a phenolphthalein solution on the freshly broken concrete surface (EN12390-10: 2008), using a caliper with an accuracy of ± 0.5 mm. The depths of carbonation of HVFAC with 150 kg/m³ of cement for exposure in natural conditions for a period of 24 and 40 months are shown in Fig. 1. Carbonation depth of concrete with 150 kg/m³ of cement after 24 month in natural conditions in **Error! Reference source not found.**

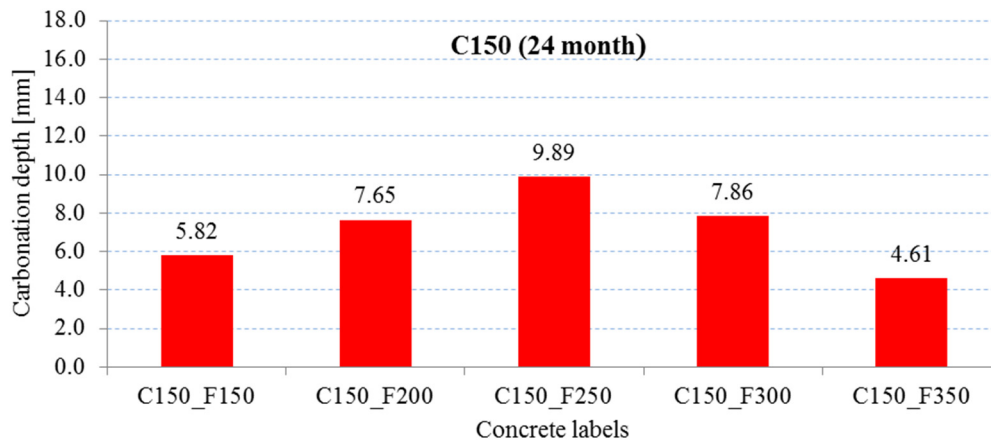


Fig. 1. Carbonation depth of concrete with 150 kg/m³ of cement after 24 month in natural conditions

It can be seen from Fig. 1 that increasing the fly ash content in concrete from 150 kg/m³ up to 250 kg/m³ increases the carbonation depth. However, with a further increase of fly ash up to 350 kg/m³, the depth of carbonation decreased. Obviously, in this particular case there was a maximum depth of carbonation depending on the amount of fly ash in concrete. The carbonation depth of concrete with 350 kg/m³ of fly ash was even lower compared to concrete with 150 kg/m³ of fly ash.

With the increase of fly ash amount in these concrete mixtures, the amount of Ca(OH)₂ decreases because it is being consumed in pozzolanic reaction. The minimum value of Ca(OH)₂ was reached with 250 kg/m³ of fly ash, related to the fact that the maximum depth of carbonation was achieved in this concrete mixture. Since the amount of available Ca(OH)₂ is limited due to a small amount of cement (150 kg/m³), the amount of Ca(OH)₂ remains constant regardless of the further increase of fly ash.

On the other hand, it can be seen (PART 1-Table 4) that with the increase of fly ash amount, concrete strength remains constant up to a value of 250 kg/m³ of fly ash, and after that concrete strength increases slightly with further increase of fly ash. The reason may be in the fact that when a large amount of fly ash is used, the entire amount cannot react in the pozzolanic reaction, due to before mentioned lack of Ca(OH)₂. A part of the fly ash becomes a filler and thus increases the concrete strength, decreases porosity and therefore increases carbonation resistance (Papadakis 2000).

This positive effect of the filler on compressive strength can compensate the negative effect of reduced Ca(OH)₂, which is the basic alkaline component in concrete. When these two opposing effects are combined (decreasing the amount of Ca(OH)₂ and increasing the concrete strength), the following conclusions can be drawn: for concretes up to 250 kg/m³ of fly ash, the depth of carbonation increases with the increase of fly ash content (Ca(OH)₂ reduction and constant concrete strength); with a further increase of fly ash amount, the depth of carbonation decreases (constant amount of Ca(OH)₂ and a slight increase of concrete strength).

After 40 months of exposure to natural conditions, concrete with 150 kg/m³ of cement showed a similar trend like in case of 24 months (**Error! Reference source not found.**). The maximum value of carbonation depth was again determined for concrete with 250 kg/m³ of fly ash. Subsequently, the depth

of carbonation decreases with the increase of fly ash, but this trend was less pronounced than after 24 months of exposure to natural conditions.

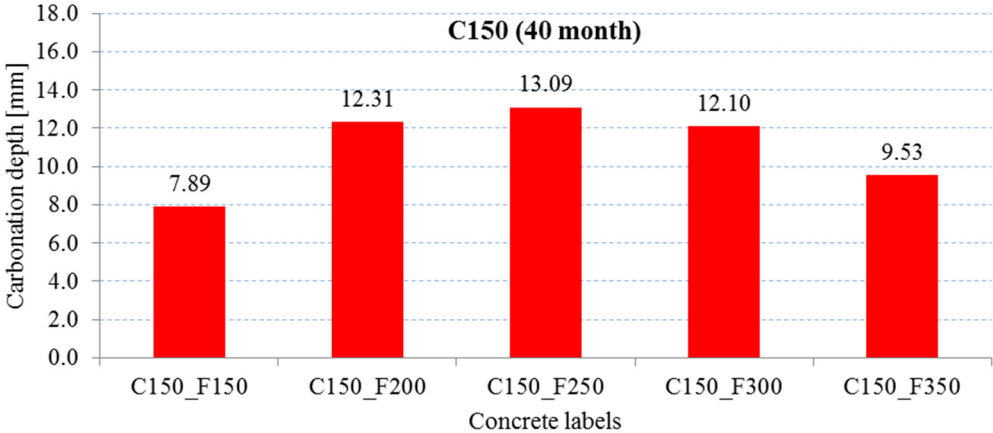


Fig. 2. Carbonation depth of concrete with 150 kg/m³ of cement after 40 month in natural conditions

Fig. 2 shows that for concrete with 200 kg/m³ of cement there was no significant increase in the carbonation depth regardless the increase in fly ash content in HVFAC. The peak carbonation depth value was not obvious in this case. Although the figures of measured carbonation depth look quantitatively different in groups with 150 kg/m³ and 200 kg/m³ of cement (Fig. 1. Carbonation depth of concrete with 150 kg/m³ of cement after 24 month in natural conditions vs Fig. 2 and **Error! Reference source not found.** vs Fig. 3), the explanation given above can be applied for both groups of HVFAC. It can be seen that as the quantity of fly ash increases, the concrete strength also increases due to a double effect: pozzolanic reaction and the effect of fly ash as filler. This increase was even more pronounced in the group of HVFAC with 200 kg/m³ of cement compared to concretes with smaller amount of cement (PART 1-Fig. 1). On the other hand, the decrease of Ca(OH)₂ amount reach the minimum value at 300 kg/m³ of fly ash, due to higher amount of used cement. When these two opposing effects are combined concrete will reach approximately a constant value of carbonation depth, regardless of the amount of fly ash, Fig. 2.

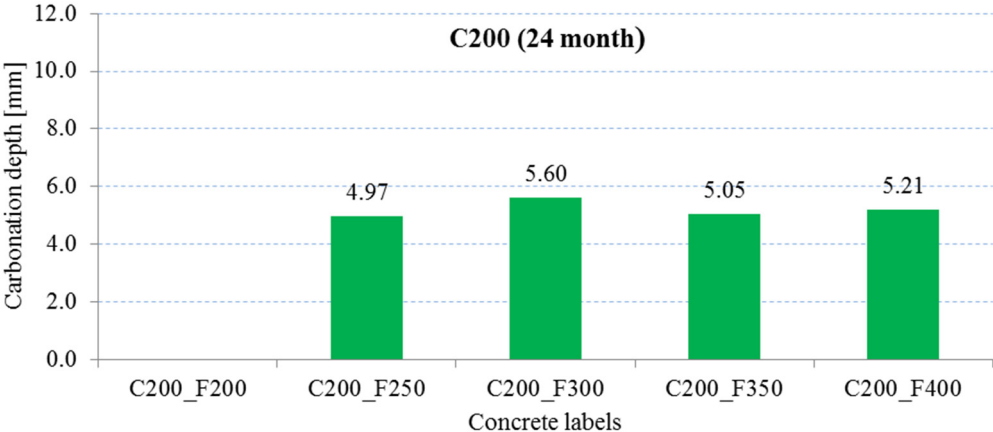


Fig. 2. Carbonation depth of concrete with 200 kg/m³ of cement after 24 month in natural conditions

The same trend was maintained after 40 months of exposure to natural conditions (Fig. 3). Carbonation depth slightly decreases with the increase of fly ash for more than 300 kg/m³ due to slight increase in compressive strength in this group of HVFAC.

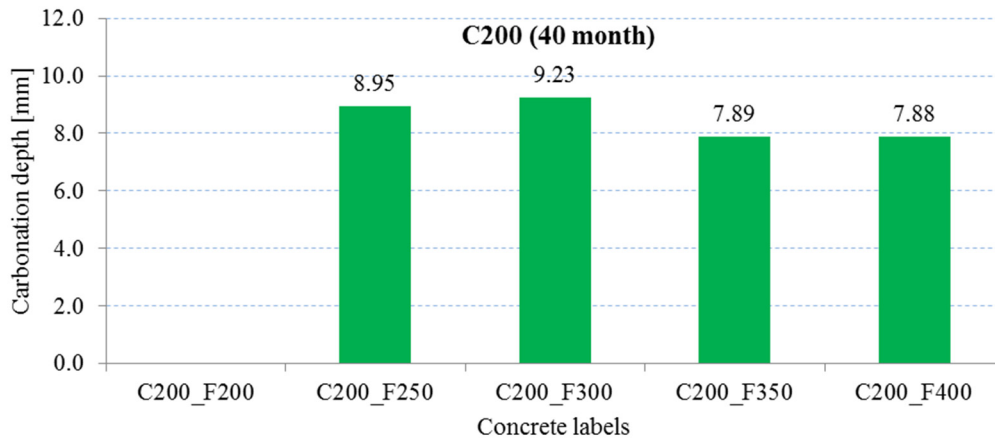


Fig. 3. Carbonation depth of concrete with 200 kg/m³ of cement after 40 month in natural conditions

It can be noticed that group of HVFACs with 200 kg/m³ had lower carbonation coefficient, while group of HVFACs with 150 kg/m³ had higher carbonation coefficient compared to adopted limit value of 6 mm/year^{0.5}, Table 1. It is obvious that tested HVFAC with 150 kg/m³ of cement had a low carbonation resistance regardless of the used amount of cement or fly ash.

Concrete label	24 month		40 month	
	Carbonation depth[mm]	Carbonation coefficient [mm/year ^{0.5}]	Carbonation depth[mm]	Carbonation coefficient [mm/year ^{0.5}]
C150_F150_0.610	5.82	4.12	7.89	4.32
C150_F200_0.523	7.65	5.41	12.31	6.74
C150_F250_0.458	9.89	6.99	13.09	7.17
C150_F300_0.407	7.86	5.56	12.10	6.63
C150_F350_0.366	4.61	3.26	11.98	6.56
C200_F250_0.433	4.97	3.51	8.95	4.90
C200_F300_0.390	5.60	3.96	9.23	5.06
C200_F350_0.355	5.05	3.57	7.89	4.32
C200_F400_0.325	5.21	3.68	7.88	4.32

Table 1. Carbonation coefficient after 24 and 40 months

4. RADIOLOGICAL CHARACTERIZATION OF HVFAC

○ Determination of radionuclide content by gamma spectrometry

Radiological characterization was performed on all 10 concrete samples but also on their components – three fractions of aggregate, cement and fly ash from a coal burning power plant. All samples were dried in a drying oven for 24 hours at 105 °C to remove moisture and achieve a constant weight. Concrete components and the solidified HVFAC samples were grinded and sieved through a mesh containing holes of 5.0 mm in diameter. Approximately 500-700g of sample prepared in this way was put into airtight aluminium Marinelli beakers, weighed and enclosed for 30 days.

To obtain the radionuclide content, a (HPGe) semiconductor detector (ORTEC GMX40-76, with an efficiency of 40% and energy resolution of 1.95 keV at 1332.5 keV) was used. The data and spectra were recorded using an ORTEC DSPEC LF 8196 MCA. Other details regarding the measurement of gamma lines of 226Ra and 222Rn decay products have been presented elsewhere (Ignjatović et al.

2017). To calculate the activity concentration the obtained spectra were compared with a certificated reference material (IAEA-327 soil sample) (IAEA 2003). The sample measuring time varied between 60,000 and 80,000 s.

The measured activity concentrations of concrete components and all HVFAC samples are presented in Table 2. I-indexes of prepared HVFAC samples were calculated from the measured activity concentrations in Bq/kg of ^{226}Ra (CRa-226), ^{232}Th (CTh-232) and ^{40}K (CK-40), using Eq. (3):

$$I = \frac{C_{\text{Ra-226}}}{300[\text{Bq/kg}]} + \frac{C_{\text{Th-232}}}{200[\text{Bq/kg}]} + \frac{C_{\text{K-40}}}{3000[\text{Bq/kg}]} \quad (3)$$

The I-index value of 1 can be used as a conservative screening tool for identifying building materials that during their use would cause doses exceeding the reference level laid down in Article 75(1) of the 2013/59/EURATOM council directive (THE COUNCIL OF THE EUROPEAN UNION 2013).

Obtained results show that the ^{40}K content in aggregate samples was approximately 30% higher than in the case of other components (Cement and FA), Table 2. However, it was below the value which is considered as average activity concentration of ^{40}K for aggregate in European Union (EU), Table 3.

ID of sample	^{40}K		^{226}Ra		^{232}Th		I-index
	Bq/kg	±	Bq/kg	±	Bq/kg	±	
Aggregate	311	41	<LD	<LD	24	9	
Cement	230	35	66	24	29	10	
Fly ash (FA)	240	36	90	28	66	19	
C200_F200_0.488	247	36	27	15	22	11	0.28
C200_F250_0.433	249	37	28	15	23	11	0.29
C200_F300_0.390	239	36	29	15	24	11	0.29
C200_F350_0.355	239	36	34	17	27	12	0.33
C200_F400_0.325	248	37	31	16	27	13	0.32
C150_F150_0.610	229	35	20	13	18	10	0.23
C150_F200_0.523	247	36	22	13	21	11	0.26
C150_F250_0.458	235	36	28	15	25	12	0.29
C150_F300_0.407	255	37	33	16	28	13	0.33
C150_F350_0.366	248	37	32	16	27	13	0.33

Table 2. Measured activity concentration and calculated I-indexes of investigated samples

Material	^{40}K [Bq/kg]	^{226}Ra [Bq/kg]	^{232}Th [Bq/kg]
Cement ²	216 (4-846) ¹	45 (4-422) ¹	31 (3-266) ¹
Aggregate ^{2,3}	333 (3-1700)	21 (1-210)	24 (1-370)
Fly ash in EU ⁴	546 (301-1049)	207 (27-750)	80 (14-130)
Fly ash in USA ⁵	- (100-1200)	(100-600)	(30-300)
Concrete ²	392 (7-1450)	60 (1-1300)	35 (1-152)

¹ Minimum and maximum values are given in brackets

² European Union countries, (Trevisi et al. 2012)

³ Sedimentary origin

⁴ European Union countries, (Nuccetelli et al. 2015)

⁵ (IAEA 2003)

Table 3. Average activity concentration in concrete and raw building materials

As expected, the potassium content of the produced concrete samples was between the values of the component material. The ^{226}Ra content was under the detection limit (DL) in the aggregate samples. Compared to the cement samples, FA had a 36% higher ^{226}Ra activity concentration. The obtained results of current study show that the applied cement has slightly higher radionuclide content than its average value for EU countries, Table 3. The ^{40}K , ^{226}Ra and ^{232}Th content of examined Serbian FA samples were relatively low compared with the data from different database, Table 3. Activity concentrations of all three isotopes were below the average value for EU samples while ^{226}Ra content was even below the lower boundary of the range for USA samples.

Regarding the final product - concrete, measured activity concentrations of all three radionuclides in all ten concrete mixtures were below the average values in the database presented by Trevisi et al. (2012) database, Table 3. Radionuclide content increases in the case of 150 kg/m³ (HVFAC_150) and 200 kg/m³ (HVFAC_200) mixtures as FA content increases, for ^{226}Ra and ^{232}Th .

I-indexes of all HVFAC samples were also calculated from the measured activity concentrations of the concrete components taking into account its mass portion in concrete mass of unit volume (Ignjatović et al. 2017). Afterwards, these calculated values were compared with the I-indexes obtained from the measured activity concentration of HVFAC samples. I-indexes obtained from calculated radionuclide contents were very close to the I-indexes calculated from the measured activity concentrations. In the group of concretes with higher cement content, differences between calculated and measured based values of I-indexes are within 5%. A larger scatter of these results is observed in the group of concretes with 150 kg/m³ of cement and increases up to 14% on the conservative side and up to 11% on the underestimate side. These differences can be explained by the extraordinary low radionuclide content of the applied aggregates and also with the sensitivity of the detector. Another reason for disagreement between measured and calculated values most likely originates from uncertainties of the mass portion of components in the total mass of particular concrete samples. From this analysis it was possible to conclude that the I-indexes obtained from calculated radionuclide contents were very close to the I-indexes calculated from the measured activity concentrations. This means that knowing the activity concentrations and mass participations of raw materials it is possible to obtain activity concentrations for the final product- HVFAC and its I-index. This can be a useful tool during the design stage in which the predictions of environmental impact and risk for human life are possible.

A combination of mechanical property and natural radiation results of radiological analysis leads to the conclusion that an increase in FA content in concrete ensures increased compressive strength but at the same time higher I-indexes. This means that despite the beneficial effect of FA on mechanical properties the risk originating from the gamma dose caused by the elevated radionuclide content of FA requires a survey of concrete components especially the FA. However, obtained I-indexes for all concrete mixtures are significantly lower than the recommended limit value (1.0) which enables the utilization of HVFAC without any elevated gamma radiation exposure on resident.

According to these results, HVFACs based on the analysed type of FA in amounts up to 400 kg/m³ can be widely used as building materials, both for indoor or outdoor applications and for structural as well as for non-structural uses.

5. CONCLUSIONS

Based on the conducted measurements of carbonation and radiological features of HVFAC prepared with FA from a Serbian coal burning power plant and performed calculations, the following conclusions were made:

1. HVFACs made with 150 kg/m³ of cement had greater carbonation depth compared with HVFACs with 200 kg/m³ of cement.
2. Carbonation depth is a function of both the quantity of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ and compressive strength of tested HVFAC. Increasing the amount of FA (with constant quantity of cement) can result both in higher or lower carbonation depth depending on which of these two opposing effects prevailing.
3. Calculated carbonation coefficients for group of HVFACs with 200 kg/m³ of cement satisfy recommended maximum value of 6 mm/year^{0.5}. On the other hand, in the group of tested HVFACs

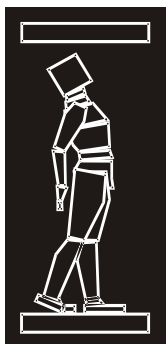
with 150 kg/m³ of cement only the concrete with the smallest amount of FA matched this target value of carbonation coefficients.

4. The natural radionuclide content of ²²⁶Ra, ²³²Th and ⁴⁰K in all HVFAC solid components – aggregate, cement and FA, led to significantly lower values of I-index for all concrete samples than the recommended limit value of 1.0. As a result, the investigated FA from Serbian coal burning power plant does not require any restrictions regarding the amount for HVFAC production from a radiological point of view.
5. The ²²⁶Ra activity concentration of the investigated FA was 90 Bq/kg, which was the highest among the investigated components. As the FA content in the HVFAC samples increased, an increase in the I-index was observed.
6. Differences in the measured I-index of HVFAC and I-index calculated from the activity concentrations of solid concrete components were within 5% for higher cement content mixtures and within 14% for lower cement content mixtures. Generally, the I-index of the final product (HVFAC) can be predicted from the activity concentrations of the concrete components with the acceptable accuracy.

REFERENCES

- [1] ACI Committee 232.3R-14. (2014). *Report on High-Volume Fly Ash Concrete for Structural Applications*. Farmington Hills, MI, USA.
- [2] Atis, C. D. (2003). “Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash.” *Construction and Building Materials*, 17, 147–152.
- [3] Atis, C. D. (2005). “Strength properties of high-volume fly ash roller compacted and workable concrete, and influence of curing condition.” 35, 1112–1121.
- [4] Bouzoubaâ, N., and Fournier, B. (2003). “Optimization of fly ash content in concrete Part I: Non-air-entrained concrete made without superplasticizer.” *Cement and Concrete Research*, 33(7), 1029–1037.
- [5] Eguez, H. E., Belie, N. De, and Geert De Schutter. (2014). “The influence of carbonation on deicer scaling resistance of Blast furnace slag concrete (BFSC).” *XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components - XIII DBMC*, M. Quattrone and V. M. John, eds., RILEM, Sao Paulo, Brazil, 138–146.
- [6] Electric Power Industry of Serbia. (2011). *Technical Report for 2011*. Beograd, Srbija.
- [7] EN12390-10. (2008). “Testing hardened concrete — Part 10: Determination of the relative carbonation resistance of concrete.” CEN/TS, Brussels, Belgium.
- [8] Van Den Heede, P., Furniere, J., and De Belie, N. (2013). “Influence of air entraining agents on deicing salt scaling resistance and transport properties of high-volume fly ash concrete.” *Cement and Concrete Composites*, 37(1), 293–303.
- [9] Huang, C. H., Lin, S. K., Chang, C. S., and Chen, H. J. (2013). “Mix proportions and mechanical properties of concrete containing very high-volume of Class F fly ash.” *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, 46, 71–78.
- [10] IAEA, T. R. S. N. 419. (2003). *Extent of environmental contamination by naturally occurring radioactive material (NORM) and technological options for mitigation*.
- [11] Ignjatović, I., Sas, Z., Dragaš, J., Somlai, J., and Kovacs, T. (2017). “Radiological and material characterization of high volume fly ash concrete.” 168, 38–45.
- [12] Jimenez, L. F., and Moreno, E. I. (2015). “Durability Indicators in High Absorption Recycled Aggregate Concrete.” *Advances in Materials Science and Engineering*, 2015.
- [13] Khunthongkeaw, J., Tangtermsirikul, S., and Leelawat, T. (2006). “A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete.pdf.” *Construction and Building Materials*, 20, 744–753.
- [14] Kisić, D. M., Miletić, S. R., Radonjić, V. D., Radanović, S. B., Filipović, J. Z., and Gržetić, I. A.

- (2013). “Prirodna radioaktivnost uglja i letećeg pepela u termoelektrani „Nikola Tesla B“.” 67(5), 729–738.
- [15] Kumar, M. K., Rao, P. S., Swamy, B. L. P., and Chandra Mouli, C. (2012). “Corrosion resistance performance of fly ash blended cement concrete.” *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 1(3), 448–454.
- [16] Lam L., Wong, Y.L, Poon, C. S. (1998). “Effect of fly ash and silica fume on compressive and fracture behaviours of concrete.” 28(2), 271–283.
- [17] Malhotra, V. M. (2002). “High-performance high-volume fly ash concrete.” *Concr. Internacional*, 24(7), 30–34.
- [18] Nuccetelli, C., Pontikes, Y., Leonardi, F., and Trevisi, R. (2015). “New perspectives and issues arising from the introduction of (NORM) residues in building materials : A critical assessment on the radiological behaviour.” *Construction and Building Materials*, 82, 323–331.
- [19] Papadakis, V. G. (2000). “Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress.” *Cement and Concrete Research*, 30, 291–299.
- [20] Papadakis, V. G., and Fardis, M. N. (1989). “A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation.” *American Institute of Chemical Engineers*, 35(10), 1639–1651.
- [21] Petropoulos, N. P., Anagnostakis, M. J., and Simopoulos, S. E. (2002). “Photon attenuation , natural radioactivity content and radon exhalation rate of building materials.” 61, 257–269.
- [22] Poon, C. S., Lam, L., and Wong, Y. L. (2000). “A study on high strength concrete prepared with large volumes of low calcium fly ash.” *Cement and Concrete Research*, 30, 447–455.
- [23] Shi, C., Krivenko, P., Roy, D. (2006). *Alkali activated cements and concrete*. Taylor&Francis, London and New York.
- [24] Sisomphon, K., and Franke, L. (2007). “Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic material.” *Cement and Concrete Research*, 37, 1647–1653.
- [25] Somlai, J., Horvath, M., Kanyar, B., Lendvai, Z., Nemeth, C. (1998). “Radiation Hazard of Coal-Slags as Building Material in Tatabanya Town (Hungary).” *Health Physics*, 75(6), 648–651.
- [26] Stojanovska, Z., Nedelkovski, D., and Ristova, M. (2010). “Natural radioactivity and human exposure by raw materials and end product from cement industry used as building materials.” *Radiation Measurements*, Elsevier Ltd, 45(8), 969–972.
- [27] Tam, V. W. Y., Wang, K., and Tam, C. M. (2008). “Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis.” *Journal of Hazardous Materials*, 152(2), 703–714.
- [28] THE COUNCIL OF THE EUROPEAN UNION. (2013). *COUNCIL DIRECTIVE 2013/59/EURATOM*.
- [29] Thiery, M., Villain, G., Dangala, P., and Platret, G. (2007). “Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics.” *Cement and Concrete Research*, 37, 1047–1058.
- [30] Thomas, J. J., Chen, J. J., Allen, A. J., and Jennings, H. M. (2004). “Effects of decalcification on the microstructure and surface area of cement and tricalcium silicate pastes.” *Cement and Concrete Research*, 34(12), 2297–2307.
- [31] Thomas, M. D. A., and Matthews, J. D. (1992). “Carbonation of fly ash concrete.” *Magazine of Concrete Research*, 44(160), 217–228.
- [32] Trevisi, R., Risica, S., Alessandro, M. D., Paradiso, D., and Nuccetelli, C. (2012). “Natural radioactivity in building materials in the European Union : a database and an estimate of radiological significance.” *Journal of Environmental Radioactivity*, Elsevier Ltd, 105, 11–20.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ксенија ЈАНКОВИЌ¹, Марко СТОЈАНОВИЌ², Лилјана ЛОНЧАР³, Драган БОЈОВИЌ⁴,
Лилјана МИЛИЧИЌ⁵

МОЖНОСТ ЗА КОРИСТИЊЕ И ВЛИЈАНИЕ НА ТАЛОГОТ ОД РУДНИКОТ НА БАКАР, РАДОВИШ ВРЗ СВОЈСТВАТА НА САМОВГРАДЛИВИОТ БЕТОН

РЕЗИМЕ

Талогот кој се формира при флотација на рудата од рудниците претставува опасност за околината. Земени се примероци од рудникот на бакар во Радовиш, Македонија. Направено е испитување на хемискиот состав како и на можноста за негова имплементација во производството на бетон. Испитувањето покажа дека талогот нема пуцолански карактеристики. Физичко – механичките карактеристики се испитани на примероци од самовградлив бетон подготвен со додаток на талогот како делумна замена на фракцијата 0/4 mm (со застапеност од 10% или 20%). Врз база на добиените резултати може да се дојде до заклучок дека имплементацијата на 20% од талогот како замена за фината фракција на агрегатот е повољна.

Клучни зборови: талог од руда, самовградлив бетон, јакост на притисок

Ksenija JANKOVIĆ¹, Marko STOJANOVIĆ², Ljiljana LONČAR³, Dragan BOJOVIĆ⁴,
Ljiljana MILIČIĆ⁵

INFLUENCE AND THE POSSIBILITY OF TAILINGS FROM THE COPPER MINE RADOVIŠ ON THE PROPERTIES OF SCC CONCRETE

SUMMARY

Tailings that pose a threat to the environment are created during the flotation of ore from the mines. Samples were taken from the tailings from the copper mine Rudovis in Macedonia. The testing of the chemical composition was performed, as well as the possibility of application in the production of concrete. Testing has shown that tailings have no pozzolanic properties. Physical - mechanical properties were examined on the samples of self-compacting concrete prepared with the addition of tailings, as a partial replacement of the fraction 0/4mm (in quantity of 10 or 20%). Based on the obtained results it can be concluded that the application of up to 20% of the tailings as a substitute for the fine fraction of aggregates is justified.

Keywords: tailing, self-compacting concrete, compressive strength

¹ PhD, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, ksenija.jankovic@institutims.rs

² MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, marko.stojanovic@institutims.rs

³ BScCE, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, liljana.loncar@institutims.rs

⁴ MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, dragan.bojovic@institutims.rs

⁵ MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, liljana.milicic@institutims.rs

1. INTRODUCTION

With the continually improving standard of living the demand for natural resources is also increasing which results in the production of more and more industrial waste. Reusing waste materials as secondary resources can be a solution for reducing the pressures on the environment and achieving sustainability. This is why the concrete industry has already absorbed millions of tons of industrial by-products containing toxic elements.

The amount of tailings is increased with the increase in metal production, which causes a serious problem for the environment. In industrial areas, large amounts of flotation tailings are produced during the flotation of ore from the mine, and technogenic raw slag from the furnace.

A study on the thermal treatment effectiveness in the immobilization of various chemical elements within the structure of artificial lightweight aggregates (LWAs) produced from fly ash and contaminated mine soil is presented by the same group of authors (González-Corrochano et al. 2012).

Physical, chemical and microstructural properties of the lightweight aggregate, which were obtained in the mining process and from industrial waste, including the combustion of coal products and soil pollution from the mines, were investigated (González-Corrochano et al. 2014).

The effects of the application of copper tailings substituting 0%, 5% and 10% of the cement mass on the properties of fresh and hardened concrete have been determined (Onuaguluchi and Eren 2012). The study showed that mortars with copper tailings have greater strength and abrasion resistance.

2. EXPERIMENTAL WORK

2.1. The results of tailings testing

The aim of this study was to investigate the possibility of applying tailings in self-compacting concrete as a partial replacement of river sand.

For this study, a sample of tailings from the Cu mine was used. The sample was tested to determine its physical, chemical and mechanical properties. The chemical composition of the sample of the tailings was determined by using the classical chemical analysis in accordance with the SRPS EN 196-2 standard. The test results are presented in Table 1.

Loss on ignition at 950°C, %	1.95
SiO ₂ , %	62.40
Al ₂ O ₃ , %	14.20
Fe ₂ O ₃ , %	6.18
CaO, %	5.20
MgO, %	3.28
SO ₃ , %	0.60
Na ₂ O, %	0.33
K ₂ O, %	4.91
MnO, %	0.34
CO ₂ , %	1.00
Insoluble residue in HCl/Na ₂ CO ₃ , %	65.20
Insoluble residue in HCl/KOH, %	56,15
content reactive silicon dioxide SiO ₂ , %	10.25
content reactive calcium oxide CaO, %	1.15

Table 1. The chemical composition of the tailings samples

The results of chemical analysis according to the SRPS EN 197-1 standard were used to calculate the content of reactive SiO₂ and CaO.

Heavy metal content of the samples was determined by X-ray fluorescence spectroscopy (XRF). Tailings samples were first finely milled in a planetary mill and then pressed into pellets. The calibration curve was made using certified referential materials (CRM) - waste samples with NIST certificate. The results are shown in Table 2.

Pb, mg/kg	0.0
Cd, mg/kg	3.0
Zn, mg/kg	0.0
Cu, mg/kg	149.8
Ni, mg/kg	25.7
Cr, mg/kg	127.7
Co, mg/kg	451.1
Hg, mg/kg	2.0
As, mg/kg	59.3
Ba, mg/kg	35.3
Sb, mg/kg	0.0
Se, mg/kg	0.4

Table 2. Heavy metal content of tailings samples

The physical properties of the tailings were defined in accordance with the SRPS B.C1.018 standard. The results of the pozzolanic activity were extremely low, so the conclusion was that this material is not suitable for cement replacement in concrete and mortar or for being a pozzolanic additive for cement. The focus of the further research will be the possibility of using tailings as a partial aggregate replacement in concrete. The tailings samples can only be used for substituting a part of aggregate fractions 0/4 mm due to its grain size.

2.2. The testing of self-compacting concrete properties

2.2.1. Fresh concrete

For the tests described in this paper self-compacting concretes with a part of the aggregate replaced with tailings from the mine were made (Table 1).

For the preparation of self-compacting concrete the following materials were used:

- Cement: CEM I 42.5 R, Lafarge BFC, Beocin
- Aggregate: river, washed and separated into fractions 0/4, 4/8, 8/16 mm
- Mineral additive Type I: filler
- Mine tailing: Radovis, Macedonia
- Chemical admixture: Superfluid 21 M EKO, Ading – Macedonia
- Water: potable water

The appearance of the component materials is shown in Fig. 1.



Fig. 1. Mine tailing: Radovis, Macedonia

Mix number	Aggregate 0/4mm fraction		Tailings for replacement 0/4mm fraction	
	%	kg/m ³	%	kg/m ³
T_SCC -0%	45%	795.6	0%	0
T_SCC -10%	45%	716.0	10%	79.6
T_SCC -20%	45%	636.4	20%	159.2

Cement = 350 kg/m³; Aggregate=1768 kg/m³; Filler=100kg/m³; Water=178kg/m³; Superplasticizer – 1.0%; w/b=0.4

Table 3. Composition of concrete mixtures

Fresh concrete is designed to meet the minimum properties of self-compacting concrete, according to SRPS EN 209-1 standard. A referent mixture and two mixtures in which a part of the fine aggregate (10 or 20%) was replaced with tailings were prepared.

The testing of the properties of fresh SCC concrete should demonstrate the impact that the replacement of fine fractions of aggregate has on the rheological properties of fresh SCC concrete. The properties of SCC concrete that were tested are: slump flow, testing with V-funnel and L-box according to SRPS EN 12350-8, SRPS EN 12350-9 and SRPS EN 12350 -10 standards.

Slump flow testing is used to receive insight into the horizontal flow of self-compacting concrete in case there are no obstacles. V- funnel testing is used for the estimation of the SCC concrete viscosity and represents the amount of time necessary for the concrete to flow from the funnel. The L-box is used for testing of the SCC concrete ability to pass through the narrow passages between the armature and other obstructions without blocking and segregation. Method with three bars was used.

The properties of self-compacting concrete with and without tailings are given in Table 2. Bulk density of fresh concrete was tested according to SRPS EN 12350-6 standard and ranged from 2400 to 2420 kg/m³. Besides this testing, the testing of entrained air in fresh concrete was performed according to SRPS EN 12350-7 standard.

Mix number	Slump flow SRPS EN 12350-8	Viscosity classes SRPS EN 12350-8 t ₅₀₀	V funnel SRPS EN 12350-9	L-box (3 bars) SRPS EN 12350-10	Entrained air SRPS EN 12350-7
	(mm)	(s)	(s)	PL=H2/H1	%
T_SCC -0%	680	6.0	7.9	0.88	1.2
T_SCC -10%	560	10.1	13.8	0.80	1.4
T_SCC -20%	650	9.2	12.1	0.82	1.4

Table 4. The properties of self-compacting concrete with and without tailings

2.2.2. Hardened concrete

The samples for testing concrete compressive strength were made. Concrete was compacted without vibration in metal cube-shaped molds with an edge length of $d = 150$ mm, and the samples were cured in water at a temperature of $+ 20$ ° C until they were tested according to SRPS EN 12390-2 standard.

Testing of concrete compressive strength at the age of 3, 7 and 28 days was carried out according to SRPS EN 12390-3 standard. Bulk density of hardened concrete was tested according to SRPS EN 12390-7 standard and ranged from 2400 to 2430 kg/m^3 . The results of the testing are shown in Fig. 2.

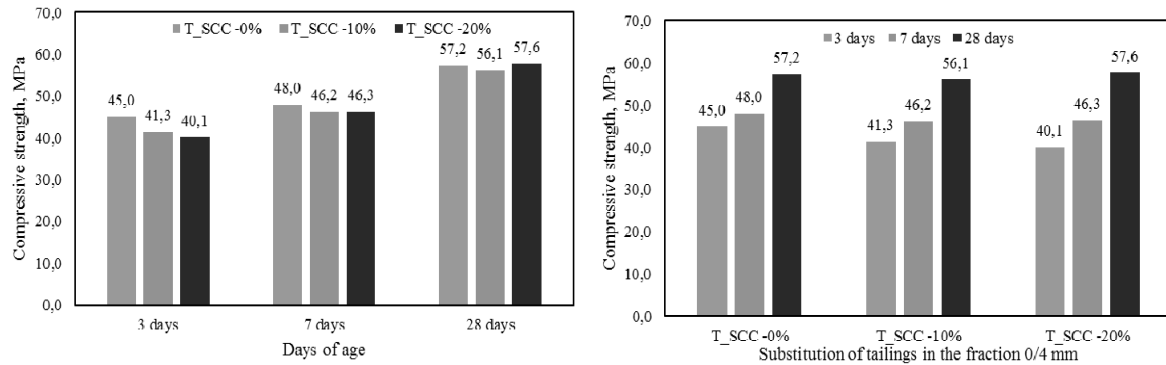


Fig. 2. Compressive strength of SCC concrete at a certain age

3. CONCLUSION

SCC concrete was made by replacing a part of fine aggregate with tailings, and it can be classified into following classes based on its properties in fresh state: T_SCC -0% (SF2, VS2, VF1, PL2), T_SCC -10% (SF1, VS2, VF2, PL2), T_SCC -20% (SF1, VS2, VF2, PL2). All concrete satisfy the consistency class for self-compacting concrete according to EN 206-9.

The obtained results of compressive strength testing have shown that there is no significant variation with regard to the reference concrete made without tailings.

The results presented in this paper show that there is a possibility to use tailings from the Cu mine in self-compacting concrete made that replacing the fine fractions of aggregate with 20% of the tailings provides the best effect.

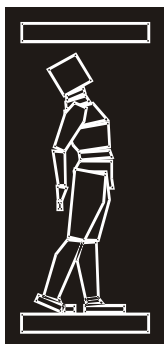
ACKNOWLEDGMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

Special thanks to company Ading, Skopje that allowed us the use of tailings from the mine Radovis, Macedonia.

REFERENCES

- [1] González-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M. Effect of thermal treatment on the retention of chemical elements in the structure of lightweight aggregates manufactured from contaminated mine soil and fly ash, *Construction and Building Materials* 35 (2012) 497–507
- [2] González-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M. Effect of pre-firing and firing dwell times on the properties of artificial lightweight aggregates, *Construction and Building Materials* 53 (2014) 91–101
- [3] Onuaguluchi O., Eren O. Recycling of copper tailings as an additive in cement mortars, *Construction and Building Materials* 37 (2012) 723–727



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ксенија ЈАНКОВИЌ¹, Марко СТОЈАНОВИЌ², Лилјана ЛОНЧАР³, Драган БОЈОВИЌ⁴,
Лилјана МИЛЧИЌ⁵

ВЛИЈАНИЕ НА ОСТАТОЦИТЕ ОД ПРОИЗВОДСТВО НА ЛЕГУРИ НА ЧЕЛИК ВРЗ СВОЈСТВОТА НА БЕТОНОТ КОГА СЕ ПРИМЕНУВААТ КАКО АГРЕГАТ

РЕЗИМЕ

Во металуршката индустрија при производството на легури на челик останува отпаден материјал кој нема понатамошна примена. Земени се примероци од депониите на претпријатието Скопски легури-Македонија и испитан е нивниот хемискиот состав и можноста за примена во производството на бетон. Истражувањата покажуваат дека овие остатоци немаат пуцолански својства и поради тоа не може да се користат како делумна замена за цемент. На бетонски примероци подготвени со додавање на ваквите остатоци како делумна замена на фракцијата 0/4mm (во износ од 10 или 20%), испитани се физичко-механичките својства. Произлегува дека примената до 10% отпаден материјал како агрегат е оправдана.

Клучни зборови: отпад при производство на легури, агрегат, бетон

Ksenija JANKOVIĆ¹, Marko STOJANOVIĆ², Ljiljana LONČAR³, Dragan BOJOVIĆ⁴,
Ljiljana MILIĆIĆ⁵

INFLUENCE OF THE WASTE FROM THE PROCESS OF STEEL ALLOYING AS A PARTIAL REPLACEMENT OF AGGREGATE ON CONCRETE PROPERTIES

SUMMARY

In the metallurgical industry, in the production of various alloys of steel, waste material that has no further application is produced. Samples from the waste dumps from the Skopski Leguri – Skopje, Macedonia company were taken. Testing of chemical composition, as well as the possibility of the application of waste material obtained during alloying of metals in the production of concrete, was performed. Studies have shown that the waste material has no pozzolanic properties. For this reason, this material cannot be used as a partial replacement for cement. On the concrete samples prepared with the addition of tailings, as a partial replacement of the fraction 0/4mm (in the amount of 10 or 20%), physical - mechanical properties were examined. Based on the obtained results, it can be concluded that the application of up to 10% of the waste material is justified.

Keywords: waste from the steel alloying process, aggregate, concrete

¹ PhD, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, kсенija.jankovic@institutims.rs

² MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, marko.stojanovic@institutims.rs

³ BScCE, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, ljliljana.loncar@institutims.rs

⁴ MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, dragan.bojovic@institutims.rs

⁵ MSc, IMS Institute, Serbia, Bulevar vojvode Mišića 43, Belgrade, ljliljana.milicic@institutims.rs

1. INTRODUCTION

With the continually improving standard of living, the demand for natural resources is also increasing and thus more and more industrial waste is being produced. Reusing waste materials as secondary resources is a feasible solution for reducing pressures on the environment and achieving sustainability. For this purpose, the concrete industry has already absorbed millions of tons of industrial by-products containing toxic elements.

For research carried out in Brazil, tailings from waste mines that are non-hazardous (Class II-A according to the ecological classifications) have been used and therefore there are no hazardous properties such as corrosivity, reactivity, toxicity, pathogenicity or flammability. It has been shown that tailings can be used in the production of ceramic products with intense paint [1] and for mortars for masonry and plastering [2]. The possibility of substitution of up to 50% of natural aggregates with tailings from the iron mines in the production of concrete blocks for paving was investigated [3]. The use of a large tailings fraction instead of natural aggregate affects the increase in mechanical properties of concrete blocks, but also the increase in porosity. By varying the amount of tailings, blocks of different colors are obtained, which increases their potential in exterior design [3].

Based on the results of the researchers from China, it can be concluded that the tailings from the iron mines can also be used as a replacement for microsilica in cementitious composites of high ductility [4] and as a partial replacement of aggregates (up to 40%) in ultra-high strength concrete [5].

Depending on the granulometric composition, tailings can be used in the production of bricks or as a replacement for aggregate in cement composites [6].

2. EXPERIMENTAL WORK

2.1. The results of tailings testing

The aim of this study was to investigate the possibility of applying waste during alloying of steel in concrete as a partial replacement of river sand.

For this study, a sample of waste during alloying of steel was used. The appearance of waste sample from the steel alloying process is shown in Figure 1.



Figure 1. Waste sample from the steel alloying process

Testing of chemical properties was performed on the sample. The chemical composition of the sample of the waste during steel alloying was determined by using the classical chemical analysis according to SRPS EN 196-2 standard. The test results are shown in Table 1.

SiO ₂ , %	0.39
Al ₂ O ₃ , %	0.03
Fe ₂ O ₃ , %	97.11
CaO, %	0.08
MgO, %	0.06
Na ₂ O, %	0.09
K ₂ O, %	0.01
MnO, %	1.17
Co, %	0.65

Table 1. The chemical composition of the tailings samples

The results of chemical analysis according to SRPS EN 197-1 standard were used to calculate the reactive SiO₂ and CaO content.

The results of chemical analysis show that iron is the waste material.

2.2. The testing of concrete properties

The aim of the research is the possibility of the application of waste material produced in the production of steel alloys in concrete.

2.2.1. Fresh concrete

Concrete mixes with a part of the aggregate replaced with waste during steel alloying were made for the tests described in this paper (Table 2).

The following materials were used for concrete preparation:

- Cement: CEM I 42.5 R, Lafarge BFC, Beocin
- Aggregate: river, washed and separated into fractions 0/4, 4/8, 8/16 mm
- waste during alloying of steel: Skopski Leguri – Skopje, Macedonia
- Chemical admixture: Superfluid 21 M EKO, Ading – Macedonia
- Water: potable water

Mix number	Aggregate 0/4mm fraction		Waste during alloying of steel for replacement 0/4mm fraction	
	%	kg/m ³	%	kg/m ³
AS - 0%	45%	810.9	0%	0
AS - 10%	45%	729.8	10%	81.1
AS - 20%	45%	648.7	20%	162.2

Cement = 370 kg/m³; Aggregate=1802 kg/m³; Water=178kg/m³; Superplasticizer – 0.8%; w/b=0.481

Table 2. Composition of concrete mixtures

After mixing the components in a concrete mixer with a volume of 60 l, the properties of fresh concrete were tested. The results of testing of fresh concrete properties are shown in Table 3. Testing of concrete in its fresh state, concrete consistency by the slump method, bulk density of the built in concrete in its fresh state and air content were performed.

Mix number	Slump	Bulk density	Air content
	mm	kg/m ³	%
AS - 0%	190	2390	1.4
AS - 10%	220	2430	1.2
AS - 20%	240	2510	1.2

Table 3. Results of testing fresh concrete

2.2.2. Hardened concrete

The samples for testing the compressive strength of concrete were made. Concrete was compacted by vibration with the vibrating needle in metal cube-shaped molds with an edge length of $d = 150$ mm, and the samples were cured in water at a temperature of $+ 20$ ° C before testing in accordance with SRPS EN 12390-2 standard.

Testing of the compressive strength of concrete at the age of 3, 7 and 28 days was performed according to SRPS EN 12390-3 standard. Bulk density of hardened concrete was tested in accordance with SRPS EN 12390-7 standard and ranged from 2400 to 2510 kg/m³. The test results are shown in Figure 2.

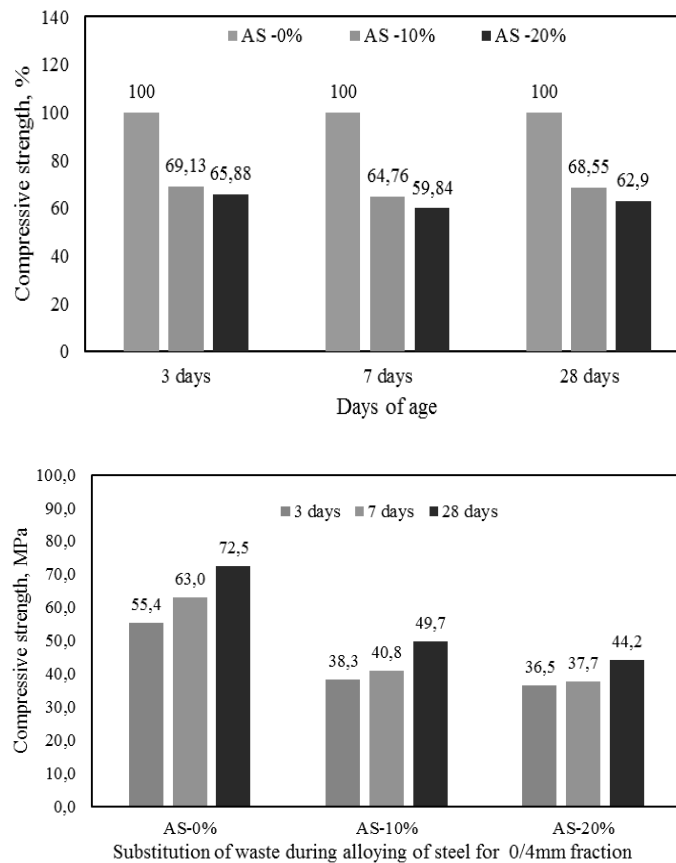


Figure 2. Compressive strength of concrete at a certain age

Testing of the resistance of concrete surface to wear grinding was performed on cube-shaped samples with the dimensions of edge $d=71$ mm, which were cut from the cube-shaped samples $d=150$ mm according to SRPS B.B8015 standard. The test results are shown in Table 4.

Mix number	Resistance to wear by grinding
	cm ³ /50cm ²
AS -0%	17.75
AS -10%	15.68
AS -20%	16.32

Table 4. Resistance to wear by grinding concrete

3. CONCLUSION

Based on the chemical analysis, it has been found that waste from the steel alloying process has no pozzolanic properties. As such, it can be used as a substituent of a small fraction of aggregate (10 or 20%).

Based on the obtained results of the chemical analysis of the sample of the waste during the steel alloying process it was established that the waste material was steel 97.11%.

By testing fresh concrete after mixing in the mixer, concrete with greater slump is obtained: AS - 10% for 30 mm and AS - 20% for 50 mm compared to AS - 0% (Ordinary concrete). It was also noted that the bulk density of fresh compacted concrete is increased for AS - 10% for 40 kg/m³ and AS - 20% for 120 kg/m³ compared to AS - 0% (Ordinary concrete). The content of recycled air in concrete AS - 10% and AS - 20% is lower by 0.2% compared to ordinary concrete.

Compressive strengths of concrete at the age of 3, 7 and 28 days in concrete with 10% waste added showed better results compared to concrete with 20% of added waste. Compared to conventional concrete, a drop in the compressive strength of concrete (30.87%, 35.24% and 31.45% - concrete age 3, 7 and 28 days) was observed in the series of tested samples AS - 10% and a decrease in compressive strength (34.12%, 40.16 %, 37.1% - concrete age 3, 7 and 28 days) in the series of samples for testing AS - 20%.

The best result of the testing of wear grinding resistance of concrete surfaces was achieved with an addition of 10% waste.

Concrete that was made with the addition of 10% of waste material from the steel alloying showed better properties in fresh and hardened state compared to concrete with the replacement of 20% of fine fraction of aggregate with the waste from the steel alloying process.

ACKNOWLEDGMENTS

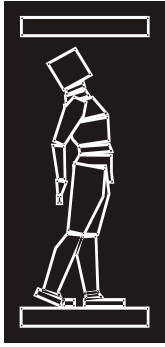
The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

Special thanks to company Ading, Skopje that allowed us the use of waste sample from the steel alloying process from the company Skopski Leguri, Macedonia.

REFERENCES

- [1] F.L. Silva, F.G.S. Araújo, M.P. Texeira, R.C. Gomes, F.L. Vonkruger: Study of the recovery and recycling of tailings from the concentration of iron ore for the production of ceramic, *Ceram. Int.* 40 (2014) 16085–16089

- [2] Wanna Carvalho Fontes, Júlia Castro Mendes, Sidney Nicodemos Da Silva, Ricardo André Fiorotti Peixoto: Mortars for laying and coating produced with iron ore tailings from tailing dams, *Construction and Building Materials* 112 (2016) 988–995
- [3] F. L. da Silva, F. G. S. Araújo, C. G. Castro, J. J. Mendes, F. L. von Krüger: Recycling of concentration tailings of iron ore for the production of concrete block (Pavers), *Mater.Sci.Forum* 775–776 (2014) 631–634
- [4] Xiaoyan Huang, Ravi Ranade, Wen Ni, Victor C. Li: Development of green engineered cementitious composites using iron ore tailings as aggregates, *Construction and Building Materials* 44 (2013) 757–764
- [5] Sujing Zhao, Junjiang Fan, Wei Sun: Utilization of iron ore tailings as fine aggregate in ultra-high performance concrete, *Construction and Building Materials* 50 (2014) 540–548
- [6] M. Yellishetty, V.Karpe, E.H Reddy, K.N.Subhash: Reuse of iron ore mineral wastes in civil engineering constructions: a casestudy, *Resources, Conserv. Recycl.* 52 (2008)1283–1289



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Драган МАНОЈЛОВИЌ¹, Александра РАДУЈКОВИЌ², Татјана КОЧЕТОВ МИШУЛИЌ³

ПРИМЕНА НА RITZ МЕТОДОТ ЗА АНАЛИЗА НА СПРЕГНАТИ ДРВО-БЕТОН КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ

РЕЗИМЕ

Поради сложеноста во анализата и проектирањето на спрегнатите дрво-бетон конструкции, која се должи пред се на меѓуслојното пролизгување на составните елементи, поедноставената "γ-постапка" усвоена во EN 1995 е пошироко прифатена во праксата. Познавањето на приближните нумерички методи базирани на диференцијални и варијациони формули е од голем интерес, поради можноста за имплементација на FEM софтвер за анализа на конструкции. Методот на Ritz, како еден од најуопотребуваните варијацијски методи, е искористен во овој труд за решавање и компаративна анализа на ТСС прости греди товарени со рамномерно распределен товар. Три модели се изработени со различни комбинации на пробни функции, и за потребите на нумеричките кодови за анализа тие се запишани во MATLAB, и на крај добиените резултати со аналитичките и апроксимативните добиени решенија се споредени.

Клучни зборови: Методот на Ritz, дрво-бетон спрегнати конструкции, нумеричка анализа

Dragan MANOJLOVIĆ¹, Aleksandra RADUJKOVIĆ², Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ³

APPLICATION OF RITZ METHOD IN ANALYSIS OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE SYSTEM

SUMMARY

As the analysis and design of timber-concrete composite (TCC) structures is a complex task because of the interlayer slip between the subelements, the simplified "γ-procedure" adopted in EN 1995 is widespread in practice. The knowledge of approximate numerical methods based on differential or variational formulation is of great interest, because of possibility of their implementation in FEM software for structural analysis. Ritz method, as one of the most commonly applied variational methods, is used in this paper for solving and comparative analysis of the TCC simply supported beam loaded with uniform distributed load. Three design models are created with different combinations of trial functions, and for the needs of numerical analysis codes are written in MATLAB, then obtained results were compared with the analytical and approximate solutions.

Keywords: Ritz method, timber-concrete composite, numerical analysis, FEM

¹ Teach. Assist., MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, manojlovic.dragan@uns.ac.rs

² Assist. Prof., PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, leksa@uns.ac.rs

³ Assist. Prof., PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, tanya@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Composite systems in construction consider the rational structural composition of the right materials at the right places in order to optimally exploit their properties. Composite structures have the widest application in large-span engineering constructions, but they can be applied in the construction of residential and commercial buildings. By adequate coupling of the constructive elements of the same or different physical-mechanical characteristics into an integral cross-section, the basic goal of the procedure is achieved, i.e. the capacity of the system is increased in relation to the individual elements. Depending on the applied materials, composite structures that are often in use in the construction industry are timber-timber, concrete-concrete, steel-concrete and timber-concrete.

Connecting of the constitutive elements can be achieved in different ways, where one of the most common procedure is the use of number of individual shear connectors (mechanical fasteners, anchors, ...). Shear connectors should ensure bond of two different materials, transferring the shear forces between two elements, enabling the composite action of the structure. Since the application of connectors is the most common in timber-concrete composite structures, and since the behaviour of the overall construction depends on their behaviour, the interest of researchers and constructors, also numerous studies and researches, are referred to these types of fasteners. Use of mechanical fasteners for coupling two different materials such as timber and concrete are, shows that the behaviour of the composite structure is very complex, since the fasteners allow certain interlayer slip that leads to partially interaction (partially composite action). Therefore, the analysis and design of timber-concrete composite (TCC) structures requires the consideration of the interlayer slip between the subelements.

Considering the one-dimensional problem, the first theories for partial composite action for beams subjected to static loads were developed by Newmark (1943,1951), Granholm (1949), Pleshov (1952) and Goodman (1967). The application of partial composite action theory was performed by Girhammar and Gopu (1991) in analysis of columns with interlayer slip subjected to one particular axial loading case, that is extended and generalized in their further work. Based on previous research and analysis, Girhammar (Girhammar and Gop 1993) presented an exact static analysis of partial composite structures with interlayer slip. In papers (Girhammar and Pan 2007) and (Girhammar 2007, 2008), Girhammar et al. presented an exact and simplified methods for analysis of the partial composite structures applied to the beams and columns. In Serbia, in the field of timber-concrete composites, the theoretical basis for analysis of partially composite system using the theory of elasticity was given by prof. Boško Stevanović (Stevanović 1994).

As the exact calculation of the partial composite action is based on solving of differential equations, whose closed form solutions can be formulated only for some particular (simple) cases of boundary and loads conditions, in EN 1995 is adopted the simplified manual design procedure (" γ -method"), that is also widespread in practice. This method was originally applied by Mohler (1956), considering the problem of interlayer slip between composite members (timber-timber) coupled with mechanical fasteners, but, with appropriate modifications, this procedure can be applied to the other types of composite constructions such as timber-concrete system. "Gamma" method is based on solving differential equations, subject to sinusoidal load $q=q_0 \sin(\pi \cdot x/L)$ in the case of simply supported beam. In this case, there is a simple closed-form solution, that could be applied to the other types of loads as well, due to a slight deviation from the exact analytical solution of the differential equation.

Based on the previous exposition, it can be concluded that the application of simplified and/or approximatively numerical methods for the analysis and design of TCC structures is welcomed and recommended. For that reason approximatively methods based on differential or variational formulation (Reddy 2002) are widely used, because they can be implemented in structural analysis software in order to provide a specific tool for engineers for design of partial composite structures.

In this paper Ritz's method (based on the variational formulation) is presented and the results obtained from the analysis of timber-concrete composite system using this method with three variants models are analysed and compared to the exact analytical and simplified procedure solutions.

2. APROXIMATIVE METHOD - RITZ METHOD

The problems of the theory of elasticity are described by means of the differential formulation (differential equations and corresponding boundary conditions) or in the variational formulation in the form of the functional. Although the solutions to these problems in the mathematical sense exist as unambiguous, finding analytical solutions is a delicate and often unsolvable task. Therefore, the approximate methods are most often used to find solutions to these problems. Of particular interest are those methods in which the assumption of a solution in the form of approximative or trial functions is used as the baseline, wherein one of the most commonly applied variational method is Ritz method.

The Ritz method is based on the approximation of the problem function $u(x)$ through the trial functions (1) in the observed functional $I(u)$, where the trial functions are suitable functions from the order of admissible functions, and they satisfy the conditions of continuity, that is, the differentiability and essential boundary conditions.

$$\bar{u} = \sum_{i=1}^n c_i \cdot \Phi_i \quad (1)$$

where:

- Φ_i set of chosen linearly independent functions $\Phi_i(x_j)$,
- c_i are unknown parameters, constants or functions to be determined.

The most common trial functions are polynomials or trigonometric functions. Functions Φ_i are known, they are adopted in advance by taking into account of essential boundary conditions. As regards other conditions, the choice of functions Φ_i is generally arbitrary, but the quality of the solution largely depends on the choice of functions Φ_i . It is desirable that the function Φ_i satisfies natural boundary conditions, and its shape qualitatively corresponds to the exact analytical solution. Therefore, qualitative knowledge of the nature of the solution is very useful in order to avoid the wrong choice of functions that in their form represent a rough deviation from the analytical solution.

As the Ritz method is based on a variational formulation, it is necessary to satisfy the requirement of extremum of a functional that describes the problem under consideration. To solve problems in the mechanics of deformable bodies, the functional is equal to the total potential energy, and the stationary value corresponds to its minimum value. In the theory of construction, this method is the most famous variation procedure, the reason for that is that there is a functional in the form of potential energy. When one-dimensional beam problem with the defined domain $x \in [x_1, x_2]$, is observed, functional (potential energy) is expressed as an integral over the entire domain (2):

$$I(u) = \int_{x_1}^{x_2} \Pi \left(x, u(x), \frac{du(x)}{dx}, \frac{d^2u(x)}{dx^2}, \dots \right) dx \quad (2)$$

where $\Pi(\dots)$ represents the functional of function $u(x)$, $du(x)/dx$, $d^2u(x)/dx^2, \dots$

Extremum of a functional is represented by requirements that the total differential is zero (3):

$$\delta \Pi = 0 \quad (3)$$

or shown in the developed form (4):

$$\delta \Pi = \frac{\partial \Pi}{\partial c_1} \delta c_1 + \frac{\partial \Pi}{\partial c_2} \delta c_2 + \dots + \frac{\partial \Pi}{\partial c_n} \delta c_n = 0 \quad (4)$$

Since c_1, c_2, \dots, c_n are mutually independent parameters, then $\delta I = 0$ is represented by following conditions (5):

$$\frac{\partial \Pi}{\partial c_i} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

which represents a system of algebraic equations with unknown coefficients c_i .

3. VARIATIONAL FORMULATION OF TCC SYSTEM

Based on the differential formulation of the partially composite problem, it is possible to define a functional according to variation principles (Girhammar and Pan 2007). As mechanical fasteners are the most commonly used for connecting timber and concrete, due to the external load, they have a certain displacements, i.e. there occurs an interlayer slip on the contact of these two materials. Besides the strain energy due to internal forces (M_1, N_1, M_2 i N_2 , where $N=N_1=-N_2$), it is also necessary to take into account the strain energy due to interlayer slip. Functional, or total potential energy of the composite system, in the case of simply supported beam with uniform distributed load $q(x)$ (Fig. 1), can be shown in the following form (Szabó 2006), (6-9):

$$I = W_i - W_e \quad (6)$$

$$W_i = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M_1^2(x)}{E_1 I_1} dx + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M_2^2(x)}{E_2 I_2} dx + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{N^2(x)}{EA^*} dx + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{(N')^2}{k} dx \quad (7)$$

$$W_e = \int_0^l w(x) \cdot q(x) \cdot dx \quad (8)$$

where:

$$EA^* = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} \quad (9)$$

- W_i strain energy due to internal forces
- W_e potential energy due to external forces

As the bending moment $M(x)$ can be expressed by deflection $w(x)$, using the condition of equal rotations of the composite members (timber and concrete), introducing the relation $g(x)$, the expression (7) is represented in the following form (10), (11), (12):

$$W_i = \frac{(EI)_0}{2} \int_0^l [w''(x)]^2 dx + \frac{(E_2 I_2)^2}{EA^*} \int_0^l \left[\frac{w''(x)}{g(x)} \right]^2 dx + \frac{1}{2 \cdot k} \int_0^l \left[\left(-\frac{E_2 I_2 \cdot w''(x)}{g(x)} \right)' \right]^2 dx \quad (10)$$

where:

$$g(x) = \frac{M_2(x)}{N(x)} = \frac{E_2 I_2}{r} \cdot \left(\frac{1}{EA^*} - \frac{N''(x)}{N(x)} \right) \quad (11)$$

$$N(x) = \frac{M_2(x)}{g(x)} = -\frac{E_2 I_2 \cdot w''(x)}{g(x)} \quad (12)$$

The introduced relation $g(x)$ was derived from the compatibility of displacements at the interface of the two subelements, that could be written in the following form (13):

$$\frac{N(x)}{EA^*} - \frac{M_2(x) \cdot r}{E_2 I_2} = \frac{N''(x)}{k} \quad (13)$$

Knowing the strain energy due to internal forces W_i , functional for a partial TCC system is determined. As in the expression $g(x)$ the normal force $N(x)$ appears, for solving the problem, beside assumed trial function of displacement $w(x)$, it is also necessary to assume the trial function for $N(x)$. By applying variation principles to a functional, with Ritz method, the problem of partially composite system can be solved, which means to determine displacement and internal forces in the composite members.

3.1. An example of displacement determination using the Ritz method

Based on the general variation formulation shown in the previous section, for a simply supported composite beam loaded with uniformly distributed load $q(x)=q$, (Fig. 1), a general solution for displacement $w(x)$ will be determined.

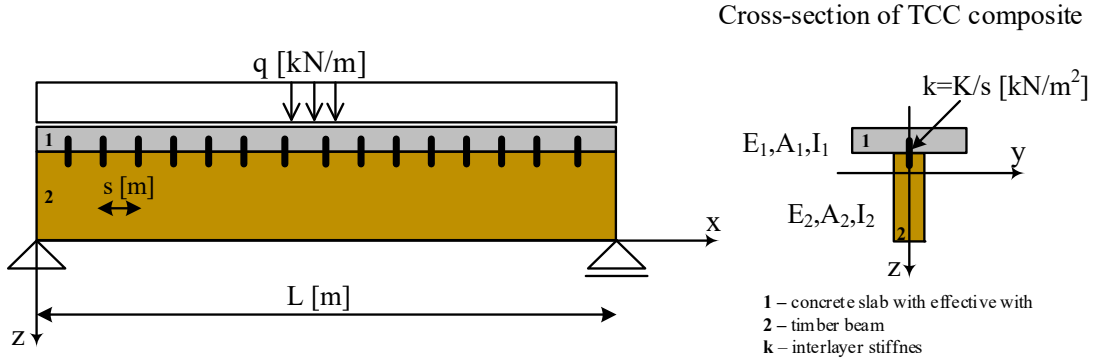


Fig. 1. Timber-concrete composite beam

The trial functions for the $w(x)$ and axial force $N(x)$ should be adopted based on qualitative knowledge of the nature of the solution. The functions of deflection and axial forces are such that the values on the boundaries ($x=0$ and $x=L$) are equal to zero, and their maximum is reached in the middle of the beam. Trial functions must satisfy essential boundary conditions, i.e. the essential boundary conditions ($w(x)=0$ and $dw(x)/dx \neq 0$) on the contours $x=0$ and $x=L$ will be satisfied if the solutions for $w(x)$ and $N(x)$ are approximated by trial functions in the form of polynomial or trigonometric functions.

If we adopt a trigonometric function as a trial functions, taking into account only the first member of sine-series, the trial functions for displacement $w(x)$ and the axial force $N(x)$ are (14-15):

$$\bar{w}(x) = c_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (14)$$

$$\bar{N}(x) = a_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (15)$$

For adopted trial functions, the strain energy due to internal forces (16) is equal to:

$$W_i = \frac{c_1^2}{4} \cdot \frac{\pi^4}{L^3} \cdot \left[(EI)_0 + \frac{(E_2 I_2)^2}{(g(x))^2} \cdot \left(\frac{1}{EA^*} + \frac{\pi^2}{k \cdot L^2} \right) \right] \quad (16)$$

By substituting the trial function for $N(x)$ into the expression (13), and arranging it, the following relation is obtained (17):

$$\frac{(E_2 I_2)^2}{(g(x))^2} = \frac{r^2}{\left[\frac{1}{EA^*} - \frac{N''(x)}{N(x)} \right]^2} = \frac{r^2}{\left[\frac{1}{EA^*} + \frac{\pi^2}{k \cdot L^2} \right]^2} \quad (17)$$

The final form for strain energy due internal forces is (18):

$$W_i = \frac{c_1^2}{4} \cdot \frac{\pi^4}{L^3} \cdot \left[(EI)_0 + \frac{r^2}{\left(\frac{1}{EA^*} + \frac{\pi^2}{k \cdot L^2} \right)} \right] = \frac{c_1^2}{4} \cdot \frac{\pi^4}{L^3} \cdot (EI)_{ef} \quad (18)$$

where:

- $(EI)_{ef}$ represents the bending stiffness of partially composite beam (19):

$$(EI)_{ef} = \left[(EI)_0 + \frac{r^2}{\left(\frac{1}{EA^*} + \frac{\pi^2}{k \cdot L^2} \right)} \right] \quad (19)$$

The work of an external load (20) is equal to:

$$W_e = \int_0^L q \cdot c_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \cdot dx = \frac{2 \cdot c_1 \cdot q \cdot L}{\pi} \quad (20)$$

Functional for partially composite beam is given by the following expression (21):

$$I = W_i - W_e = \frac{c_1^2}{4} \cdot \frac{\pi^4}{L^3} \cdot (EI)_{ef} - \frac{2 \cdot c_1 \cdot q \cdot L}{\pi} \quad (21)$$

Based on generally variation principles the unknown coefficient c_1 is obtained as (22):

$$\frac{\partial \Pi}{\partial c_1} = 0 \quad \rightarrow \quad c_1 = \frac{4 \cdot q \cdot L^4}{\pi^5 \cdot (EI)_{ef}} \quad (22)$$

Therefore, the solution for beam displacement $w(x)$ is (23):

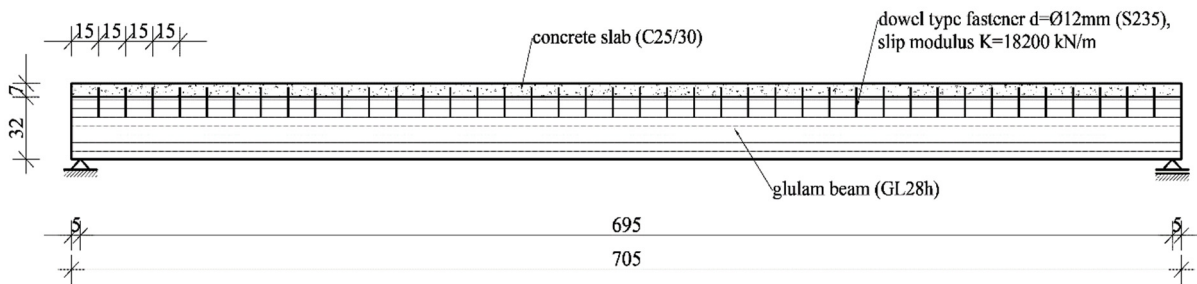
$$\bar{w}(x) = \frac{4 \cdot q \cdot L^4}{\pi^5 \cdot (EI)_{ef}} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (23)$$

Based on the solution (23), the internal forces (M_1 , M_2 and $N=N_1=-N_2$) in a partially composite beam can be determined.

4. NUMERICAL EXAMPLE AND VERIFICATION OF THE RESULTS

For the numerical analysis, the real timber-concrete composite floor structure is adopted. In Fig. 2 the disposition of the elements and fasteners, as well as their dimensions and characteristics of the applied materials, are shown. The floor structure consists of a glulam beams and a concrete slab connected with vertically arranged dowel type fasteners. In this paper, the slip modulus K is determined by the Gelfi model (Gelfi et al. 2002). The floor structure is loaded by the self-weight of the structural elements g , by additional permanent load d_g , as well as by the imposed load p . It is considered that the timber glulam beams will be supported in the stage of pouring and hardening of the concrete slab, and the composite section will receive imposed and total permanent load. It is possible to analyse the part of the composite floor structure separately (glulam beam with the effective width of the concrete slab), because in analysed TCC floor system all concrete slabs are one-way and glulam beams are simply supported with uniformly distributed load.

Longitudinal section of TCC floor structure



Cross-section of TCC floor structure

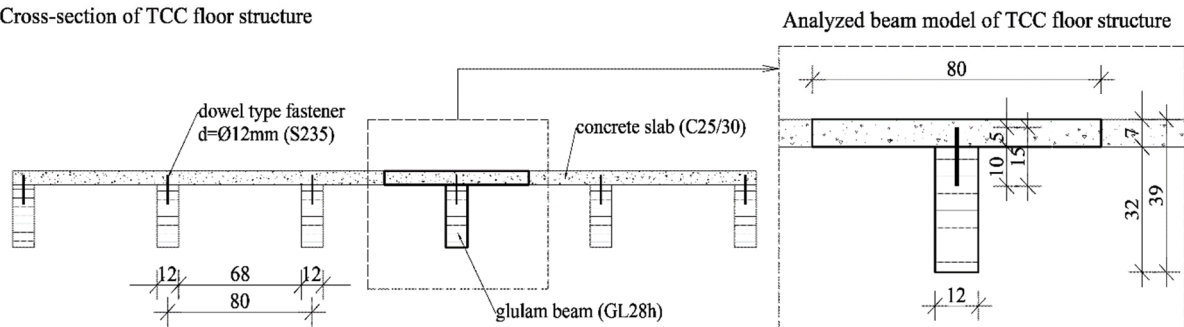


Fig. 2. Analysed model of the timber-concrete composite floor structure

Based on the selection of trial functions for deflection $w(x)$ and axial force $N(x)$, the following variant models are defined:

- Model 1 – for trial function of deflection $w(x)$ and axial force $N(x)$ the sinusoid functions were adopted by the given expressions (14) and (15),
- Model 2 – for trial function of deflection $w(x)$ the function in the fourth-order polynomial form was adopted (24), while for the axial force $N(x)$ a sinusoid function was adopted (15),

$$\bar{w}(x) = c_1 \cdot \left(\left(\frac{x}{L} \right) - 2 \cdot \left(\frac{x}{L} \right)^3 + \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right) \quad (24)$$

- Model 3 – for trial function of deflection $w(x)$ and axial force $N(x)$ the functions of the fourth-order polynomial form were adopted (24).

Based on the Ritz's method, several subprograms/codes for the analysis of TCC structures are written in MATLAB 2014. The results of performed analysis are shown in Tab. 1, where the values of the vertical displacements (w), moments (M_1 , M_2), axial forces (N_1 , N_2) and stresses (σ_1 , σ_2) for the timber and concrete elements are given for the middle beam span cross-section. The values of the maximum shear forces (F_s) in connectors and the maximum shear flow (T_s) values at the concrete-timber contact are also shown. Beside the results of variant models, the analysis is carried out according to the exact analytical solution and simplified “ γ -procedure”, in order to compare the results.

	Stevanović	γ -method	Model 1	Model 2	Model 3	
$N_1 = -N_2$ [kN]	80.311	79.087	81.622	78.826	81.349	
M_1 [kNm]	1.192	1.227	1.266	1.223	1.248	
M_2 [kNm]	7.057	7.261	7.494	7.237	7.390	
σ_1 [MPa]	$\sigma_{1,t}$	-3.259	-3.289	-3.395	-3.279	-3.363
	$\sigma_{1,b}$	0.390	0.465	0.480	0.464	0.458
σ_2 [MPa]	$\sigma_{2,t}$	-1.354	-1.486	-1.534	-1.481	-1.490
	$\sigma_{2,b}$	5.537	5.605	5.785	5.587	5.726
$T_{s,max}$ [kN/m]	39.366	45.517	36.895	45.367	37.456	
$F_{s,max}$ [kN]	5.905	6.828	5.534	6.805	5.618	
w_{max} [mm]	8.817	8.849	8.883	8.820	8.872	

Table 1. Results for analysed TCC floor structure (see Fig. 2)

In the next diagram, Fig. 3, the percentage deviations of the variant models with different combinations of trial functions, as well as the “ γ -method” in relation to the analytical solution.

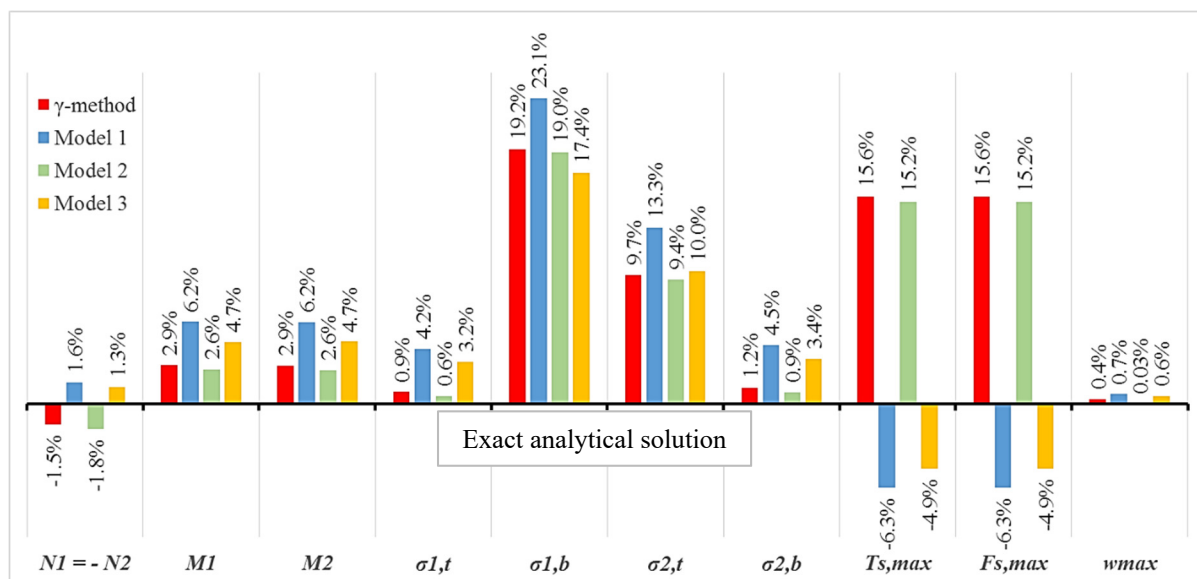


Fig. 3. Deviations of the variant models (Ritz) and “ γ -method” in relation to the analytical solution

Observing variant models (Model 1, 2, 3), the minimum deviation from the analytical solution shows the variant model 2, while the max deviation occurs in variant model 1. The results obtained by variant model 2 are on the safe side because they give a slightly higher values (up to 3%) for internal forces and displacements, while deviations for normal stresses and shear forces / shear flow, arise up to 19% and 15% respectively, comparing to exact analytical solution. The reason for such increase lays in the fact that normal stresses and shear forces / shear flow are derived values from baseline unknowns $w(x)$ and $N(x)$, so the cumulative errors are higher. It is obvious that the selection of trial functions for $w(x)$ and $N(x)$ has the significant impact on final result, as well as on derived statical values. It can be also noted that model 2 has the best match with the approximate " γ -method" proposed in EN 1995-1. Although variant model 3 shows smaller deviations from variant model 1, comparing these two models with analytical solutions it can be seen that obtained values overestimate or underestimate analytical ones, but both models are not on the safe side.

5. CONCLUSION

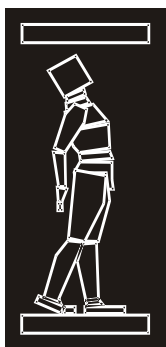
Based on the presented analysis using the Ritz method, it can be concluded that the selection of trial functions has a major influence on the final effect values, and qualitative knowledge of the solution nature can significantly contribute to the errors' reduction. Definition of functional is generally based on internal potential energy of system, that in a case of partially composite action becomes complex problem, so the understanding of internal physical behaviour of the system is of the greatest importance. Functional could be defined through one or more unknowns (forces/displacements), while the unknowns that are chosen as basic will be determined with more accuracy than the derived ones. As the variation formulation in the FEM is quite usual form, the Ritz method could be successfully applied when defining a composite FE for partially timber-concrete composite systems, thereby enabling an efficient engineering tool in practice.

ACKNOWLEDGMENTS

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

- [1] EN 1995-1. (2008). Eurocode 5: *Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*, European committee for standardization, Brussels.
- [2] Gelfi, P., Giuriani, E., Marini, A. (2002). "Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams", *Journal of Structural Engineering*, pp. 1544-1550.
- [3] Girhammar, U.A., Gopu V.K.A. (1993): "Composite beam-columns with interlayer slip – Exact analysis", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(4), pp. 1265–1282.
- [4] Girhammar, U.A., Pan D. (2007): "Exact static analysis of partially composite beams and beam-columns", *International Journal of Mechanical Sciences*, 49, pp. 239–255.
- [5] Girhammar, U.A. (2008): "Composite beam-columns with interlayer slip – Approximate analysis", *International Journal of Mechanical Sciences*, 50(12), pp. 1636–1649.
- [6] Girhammar, U.A. (2009): "A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip", *International Journal of Mechanical Sciences*, 51(7), pp. 515–530.
- [7] MATLAB. (2014): "MathWorks Inc. The Language of Technical Computing", MATLAB R2014a.
- [8] Reddy J. N. (2002): "Energy Principles and Variational Methods in Applied Mechanics", 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 608.
- [9] Stevanović B. (1994): "Analiza spregnutih nosača od drveta i betona", Magistarska teza, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 119 str.
- [10] Szabó B. (2006): "Influence of shear connectors on the elastic behaviour of composite girders", Doctoral dissertation, Helsinki University of Technology, Espoo, Finland, pp. 124.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Маја МАТЕСКА¹, Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА²

МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА НА БЕТОН СО РАЗЛИЧНО КОЛИЧЕСТВО НА ЗЕОЛИТ КАКО ДЕЛУМНА ЗАМЕНА ЗА ЦЕМЕНТ

РЕЗИМЕ

Делумната замена на портланд цемент со еколошки материјали не само што овозможува намалување на емисиите на CO₂ и заштеда на енергија при производството на цемент, туку исто така обезбедува материјал со задоволителни механички карактеристики оправдан за употреба во градежната индустрија. Во овој труд се прикажани експериментални испитувања за утврдување на механичките својства на бетонот, користејќи зеолит добиен од рудникот Стрмош, како делумна замена за цемент. Испитувањата се извршени на пет типа бетонски примероци, каде количината на зеолит како замена за цемент варира од 10% до 40%. Притоа, измерена е јакоста на притисок на сите примероци и направена е споредба на добиените резултати.

Клучни зборови: зеолит, бетон, цемент, јакост на притисок, механички карактеристики

Maја MATESKA¹, Ana TROMBEVA GAVRILOSKA²

MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE WITH DIFFERENT AMOUNT OF ZEOLITE AS A PARTIAL SUBSTITUTE FOR CEMENT

SUMMARY

Partial replacement of Portland cement by environmental materials, not only provides a reduction in CO₂ emissions and energy saving in cement production, but also provides a material with satisfactory mechanical properties justified for use in construction industry. This paper showcases experimental tests for determining the mechanical properties of concrete, using zeolite obtained from the Strmos mine, as a partial replacement for cement. The procedure of examination was performed on series of concrete specimens where the amount of zeolite as a cement replacement varies from 10% to 40%. In doing so, the compressive strength of all samples was determined and a comparison of the obtained results was made.

Keywords: zeolite, concrete, cement, compressive strength, mechanical properties

¹ Ministry of Culture – Cultural Heritage Protection Office, Skopje, Republic of Macedonia, m.mateska@uzkn.gov.mk

² Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of [Macedonia](http://www.macedonia.org.mk), agavriloska@arh.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Цементната индустрија е одговорна за околу 7% од глобалната емисија на CO₂. Истата не само што троши голема количина на енергија, но во исто време како главна суровина користи варовник, кој емитува CO₂, еден од главните виновници за глобалното затоплување (Martinez-Ramirez et al 2006). Со развивање на технологијата и зголемување на свеста кај јавноста за глобалните еколошки прашања, цементната индустрија активно бара начини за усвојување различни технологии, како и да ги прошират своите ресурси и да ги заменат постојните суровини со поеколошки материјали. Делумна замена на портланд цементот од еден или повеќе еколошки материјали, летечка пепел, метакаолин, зеолит, не само што обезбедува намалување на емисија на CO₂ и заштеда на енергија во производството на цемент, но исто така обезбедува и материјал со задоволителни механички карактеристики оправдан за употреба во градежната индустрија (Jo et al 2012).

Различни истражувачи главно се концентрирале на механичките својства, кои најчесто се сметаат за најважни за било кој тип на бетон. Добиените резултати за механичките својства покажуваат дека зеолитите, природни вулкански порозни туфови со голема сорптивна способност, голема специфична површина и мала специфична тежина, кои по својот хемиски состав претставуваат хидрирани алуминосиликати од алкални и земно-алкални метали, значително ги менуваат својствата на бетонот (Karakurt and Topcu 2009).

Голем дел испитувања се направени за да се процени како зеолитот влијае врз својствата на бетонот доколку се намали колучината на цементот и истата се замени со зеолит. Испитувањата на Madandoust покажуваат дека доколку количината на цемент во бетонот се намали за 20% и истата се замени со зеолит, јакоста на притисок во првите 7 дена драстично се намалува, додека истата на 28 дена е приближно иста со јакоста на притисок на стандарден бетон (Madandoust et al 2013). Во своите истражувања Vejmelková покажала дека доколку во бетонот 40% од цементот се замени со зеолит, јакоста на притисок драстично се намалува во споредба со јакоста на притисок кај стандарден бетон (Vejmelkova 2012). Najimi ги истражувал својствата на бетон кој содржи природен зеолит (тип клиноптилолит) со замена на 10% и 15% од цементот и водоцементен фактор во сооднос од 0,5. При тоа било забележано дека јакоста на притисок на бетонот што содржи природен зеолит била пониска од онаа на контролниот бетон за старост од 7 дена, додека пак била еднаква или малку повисока од контролниот бетон за старост од 28 дена (Najimi 2010). Poop користел природен зеолит како замена на процент од цементот и го испитувал ефектот на водоцементниот фактор врз конзистенцијата на цементните пасти. Општо земено, зеолитот во цементни пасти со понизок водоцементен фактор придонел кон поголема јакост на притисок на пастите (Poop et al 1999). Сепак главна улога игра составот на зеолитот којшто се користи, па поради тоа можат да се добијат најразлични резултати (Basyigit 2010).

Во овој труд се прикажани експериментални испитувања за определување на механичките карактеристики на бетон во чии состав се користи зеолит добиен од рудникот Стрмош, како делумна замена на цемент. Опишана е постапката на испитувањето спроведена на серии бетонски коцки каде количеството на зеолит како замена за цемент варира од 10% до 40 %. При тоа, определена е јакоста на притисок на сите примероци и направена е споредба на добиените резултати.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ МЕТОДИ ЗА ИСПИТУВАЊЕ

Експерименталните испитувања за определување на јакоста на притисок на бетонските примероци беа изведени во Заводот за испитување на материјали и развој на нови технологии „Скопје“ А.Д. Скопје. Експерименталните испитувања беа извршени со цел да се испита како промената на количеството на зеолитот, како замена за дел од цемент, влијае врз механичките својства на бетонот. За таа цел беа направени пет различни типа на бетон: контролен бетон, еталон; бетон во кој 10% од цементот е заменет со зеолит; бетон во кој 20% од цементот е заменет со зеолит; бетон во кој 30% од цементот е заменет со зеолит и бетон во кој 40% од цементот е заменет со зеолит. За припремање на рецептурата на бетонот беше користен чист портланд цемент без додатоци СЕМ I 42.5, како агрегат беше користен варовник во четири фракции, а

водоцементниот фактор (w/c) изнесуваше 0,5. Количеството на материјалите во состав на контролниот бетон е прикажан во Табела 1.

Материјали	(kg/m ³)
Портланд цемент без додатоци СЕМ I 42.5	360
Вода	180
Водоцементен фактор (w/c)	0,5
Агрегат во четири фракции:	1880
I фракција 0-4 со учество од 40%	752
II фракција 4-8 со учество од 10%	188
III фракција 8-16 со учество од 20%	376
IV фракција 16-31,5 со учество од 30 %	564
Вкупно	2420

Табела 1. Количество на материјали во состав на контролниот бетон

Со цел да се добијат веродостојни резултати, експерименталните испитувања беа извршени согласно стандардите МКС EN 12390-1:2013 (Испитување на оцврстнат бетон - Дел 1: Форма, димензии и други барања за примероци и калапи), МКС EN 12390-2:2009 (Испитување оцврстнат бетон - Дел 2: Подготвување и конзервирање на примероци за испитување на цврстина) и МКС EN 12390-3:2009 (Испитување оцврстнат бетон - Дел 3: Цврстина на притисок кај испитуваните примероци). Испитувањата беа извршени на пробни тела во вид на коцки со димензии 15/15/15, во согласно со стандардот МКС EN 12390-1:2013 (Испитување на оцврстнат бетон - Дел 1: Форма, димензии и други барања за примероци и калапи). По вградувањето на бетонските коцки калапите беа сместени во просторија за климатизација со релативна влажност $\geq 95\%$ и температура од $20 \pm 3^\circ\text{C}$, за време од три дена. По третиот ден бетонските тела беа ослободени од калапот, соодветно означени, и оставени во климатизирана просторија се до нивното испитување, според стандардот МКС EN 12390-2:2009 (Испитување оцврстнат бетон - Дел 2: Подготвување и конзервирање на примероци за испитување на цврстина).

За испитувањето беа изготвени 45 пробни тела, за секој тип на бетон по 9 коцки и на истите беше испитана јакоста на притисок после 3, 7 и 28 дена. Пробните тела беа означени во зависност од тоа за кој тип на бетон станува збор. Примероците од контролниот бетон, еталон, беа означени со Е, примероците од бетон во кој 10% од цементот е заменет со зеолит беа означени со Б10, примероците од бетон во кој 20% од цементот е заменет со зеолит со Б20, примероците од бетон во кој 30% од цементот е заменет со зеолит со Б30 и примероците од бетон во кој 40% од цементот е заменет со зеолит беа означени со Б40.

Експерименталното испитување на јакост на притисок беше извршено на хидраулична преса А.Ј.АМСЛЕР 0-2000 KN, со максимална сила од 2000 KN. Пробните тела беа поставени така што силата на притисок беше аплицирана нормално на правецот на вградување на бетонот. Оптоварувањето беше нанесено со брзината од $0,6 \pm 0,4 \text{ N/m}^2/\text{sec}$, сè до лом на пробното тело, при што беше регистрирана силата на лом F, Слика 1.



Слика 1. Уред за испитување на јакост на притисок

3. АНАЛИЗА НА РЕЗУЛТАТИ

Според МКС EN 12390-3:2009 (Испитување оцврнат бетон - Дел 3: Цврстина на притисок кај испитуваните примероци), јакоста на притисок на бетонските коцки се определува како средна вредност од јакоста на притисок на три пробни тела. Во Табела 2 прикажани се средните вредности на механичките карактеристики, волуменска маса и јакост на притисок, за петте типа на бетон при старост на примероците од 3 дена, во Табела 3 при старост на примероците од 7 дена и во Табела 4 при старост на примероците од 28 дена.

Примерок при старост од 3 дена	Волуменска маса (kg/m ³)	Сила на лом F (kN)	Јакост на притисок σ_p (MPa)
<i>E</i>	2469	700	31,1
<i>B10</i>	2410	612	27,2
<i>B20</i>	2420	587	26,1
<i>B30</i>	2390	432	19,2
<i>B40</i>	2390	348	15,5

Табела 2. Средна вредност на физичко-механичките карактеристики на бетонски примероци со различно количество на зеолит при старост од 3 дена

Примерок при старост од 7 дена	Волуменска маса (kg/m ³)	Сила на лом F (kN)	Јакост на притисок σ_p (MPa)
<i>E</i>	2440	787	35,0
<i>B10</i>	2440	810	36,0
<i>B20</i>	2420	709	31,5
<i>B30</i>	2410	682	30,3
<i>B40</i>	2390	626	27,8

Табела 3. Средна вредност на физичко-механичките карактеристики на бетонски примероци со различно количество на зеолит при старост од 7 дена

Примерок при старост од 28 дена	Волуменска маса (kg/m ³)	Сила на лом F (kN)	Јакост на притисок σ_p (MPa)
<i>E</i>	2440	1017	45,2
<i>Б10</i>	2410	1020	45,3
<i>Б20</i>	2420	1053	46,8
<i>Б30</i>	2370	917	40,7
<i>Б40</i>	2370	833	37,0

Табела 4. Средна вредност на физичко-механичките карактеристики на бетонски примероци со различно количество на зеолит при старост од 28 дена

Доколку се разгледаат добиените резултати за волуменската маса на бетонските примероци може да се заклучи дека со зголемување на количеството на зеолит во бетонот, а со тоа и пропорционално намалување на количеството на цемент, волуменската маса на бетонските примероци се намалува.



Слика 2. Графички приказ на јакоста на притисок на бетонските примероци

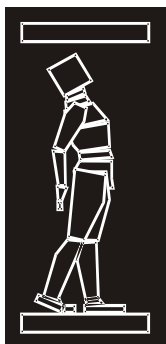
Од резултатите прикажани во Табела 2 може да се заклучи дека при старост на бетонските примероци од 3 дена, кај сите примероци, вредностите на јакоста на притисок се намалуваат со зголемување на количеството на зеолит во составот на бетонот. Кај бетонските примероци Б10 и Б20 јакоста на притисок е речиси подеднакво намалена во однос на контролниот бетон. Драстичен пад на јакоста на притисок е забележан кај примероците Б30 и истиот се зголемува дури до 50% кај примероците Б40. Со зголемување на староста на бетонските примероци забележано е дека разликата помеѓу јакоста на притисок на контролниот бетон и останатите типови на бетон не е толку голема. При старост од 7 дена, кај примероците Б10 се добиваат благо зголемени вредности на јакоста на притисок, а најголем пад на јакоста повторно се јавува кај примероците Б40 но овој пат за 25% во однос на контролниот бетон, Табела 3. Интересни резултати се добиваат при старост на бетонските примероци од 28 дена, Табела 4. Со намалување на цементот за 10%, односно 20%, вредностите на јакоста на притисок се зголемуваат, и тоа кај примероците Б20 за 4% во однос на резултатите добиени кај контролниот бетон. Но со зголемување на додатокот на зеолит, односно намалување на цементот над 20%, јакоста на притисок се намалува за 10% кај примероците Б30 односно 22% кај примероците Б40.

4. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд се изложени резултати од експерименталните испитувања на пет типа на бетон: контролен бетон, еталон; бетон во кој 10% од цементот е заменет со зеолит; бетон во кој 20% од цементот е заменет со зеолит; бетон во кој 30% од цементот е заменет со зеолит и бетон во кој 40% од цементот е заменет со зеолит. Резултатите презентирани во овој труд потврдија дека природните зеолити може да се сметаат за еколошки врзиви средства со потенцијал да заменат дел од цемент во состав на бетонот. Сепак, иако од еколошка гледна точка би било пожелно да се користат најголеми количини на зеолит во производството на бетон, степенот на замена на цементот за подготовка на бетонската мешавина има одредени ограничувања. Доколку се заменат повеќе од 20% од масата на цемент со зеолит, јакоста на притисок се намали многу брзо. Како за крај може да се констатира дека, поради неговата најголема јакост на притисок од 46,8 МПа и помалата волуменска маса во однос на контролниот бетон, бетонот во кој 20% од цементот е заменет со зеолите е најсоодветното решение меѓу петте анализирани типови на бетон.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Basyigit C, "The effect of zeolit rate on the thermo-mechanical properties of concrete", *International Journal of the Physical Sciences*, Vol. 5(7), 968-971, 2010.
- [2] Jo B.W, Choi J.S, Kim Y.K, Lee Y.S, "An Experimental study on the Fundamental Properties of Zeolite Cement Mortar", *Tech Science Press, SL*, vol.7, no.1, 19-27, 2012.
- [3] Karakurt C, Topcu I.B, "Effect of Blended Cements Produced with Natural Zeolite and Volcanic Tuffs on Sulfate Resistance of Concrete", *1st International Syposium on Sustainable Development*, 150-156, 2009.
- [4] Madandoust R, Sobhani J, Ashoori P, "Concrete made with zeolite and metakaolin: a comparison on the strength and durability properties", *Asian Jurnal of Civil Engineering*, Vol 14, No. 4, 533-543, 2013.
- [5] Martínez-Ramírez S, Blanco-Varela M.T, Ereña I, Gener M, "Pozzolanic reactivity of zeolitic rocks from two different Cuban deposits: Characterization of reaction products", *Applied Clay Science* 32, 40-52, 2006.
- [6] Najimi M. "Investigating the properties of concrete containing natural zeolite as supplementary cementitious materials", *Building and Housing Research Center, Report No. AF.TO-PO.N89/1*. Tehran, 2010.
- [7] Poon CS, Lam L, Kou SC, Lin ZS. "A study on the hydration rate of natural zeolite blended cement pastes", *Construction and Building Materials* 13, 427-432, 1999.
- [8] Vejmelkova E, Ondracek M, Cerny R, "Mechanical and Hidric prpoerties of High-Performance Concrete Containing Natural Zeolites", *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 262-265, 2012
- [9] MKS EN 12390-1:2013, "Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds", CEN/TC 104.
- [10] MKS EN 12390-2:2009, "Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests", CEN/TC 104.
- [11] MKS EN 12390-3:2009, "Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens", CEN/TC 104.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Бојан МИЛОШЕВИЌ¹, Жарко ПЕТРОВИЌ², Марина МИЈАЛКОВИЌ³,
Слободан РАНКОВИЌ⁴

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА АНАЛИЗА НА КОНТИНУАЛНИ НОСАЧИ ОД САМОВГРАДЛИВ БЕТОН

РЕЗИМЕ

Интересот на стручната јавост во областа на градежништвото за можната примена на самовградлив бетон во процесот на проектирање и изведба на конструкции е се поголем. Целта на овој труд е, на стручната јавност од областа на градежното конструкторство на основа на спроведени експериментални исражувања, да се презентираат добиените резултати од испитувањето на континуани носачи на две полиња армирани со различен процент на армирање (0,64%, 0,86%, 0,94%). Со примената на методот на конечни елементи извршено е и моделирање на носачот и изработена е нумеричка нелинеарна анализа со примена на програмскиот пакет Abaqus и споредба на нумерички добиените угиби со резултатите добиени од експериментот.

Клучни зборови: самовградлив бетон, континуални носач, Abaqus

Bojan MILOŠEVIĆ¹, Žarko PETROVIĆ², Marina MIJALKOVIĆ³, Slobodan RANKOVIĆ⁴

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF CONTINUOUS BEAMS MADE OF SELF- COMPACTING CONCRETE

SUMMARY

The interest of the professional public in the field of construction for the possibility of using self-compacting concrete in the design and construction of buildings is increasing. The aim of this study is to present the professional public of structural engineering the experimental research results obtained in testing the continuous reinforced concrete girders with two spans reinforced with different reinforcement percentage (0.64%, 0.86%, 0.94%). Finite element method was used for modeling of the beam and a numerical signal analysis using ABAQUS and comparisons of the numerically obtained deflections with the results obtained by experiment was performed.

Keywords: self-compacting concrete, continuous beam, Abaqus

¹ Prof. PhD, College of Applied Studies in Civil Engineering and Geodesy, University of Belgrade, Republic of Serbia, prodic_80@yahoo.com.

² Ass. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, zarko.petrovic@gaf.ni.a.c.rs

³ Full Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, marina.mijalkovic@gaf.ni.a.c.rs

⁴ Assistant Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, slobodan.rankovic@gaf.ni.a.c.rs

1. INTRODUCTION

Self-compacting concrete (SCC), as a relatively new material, represents an insufficiently researched area, both in terms of characteristics in fresh and hardened state. Self-compacting concrete does not require any additional vibration after its pouring into the formwork, i.e. it is placed without any external forces except the gravity force. The fresh, self-compacting concrete mixture poured into the formwork has the ability to completely fill the formwork under its own weight, even the smallest spaces between reinforcing bars reaching a sufficient level of compactness, while the hardened concrete has properties and durability as well as a conventional vibrated concrete.

The first recommendations for proper design of self-compacting concrete were published by EFNARC in 2002 (EFNARC, 2002). The European design commission composed of five European associations drafted the "The European Guidelines for Self Compacting Concrete" in 2005 (EFNARC, 2005). By the Technical Committee CEN/TC 104 "Concrete and related products" the standard EN 206-9:2010 was prepared, which was published by the European Committee for Standardization in February 2010 (EN 206-9:2010, 2010). This standard defining the rules for design of self- compacted concrete is an annex to the standard EN 206-1:2000 and it will become its integral part.

The paper presents a short referential review of the research conducted up to date in relation to construction of structural elements made from self-compacting concrete. Mechanical characteristics tests of self-compacting concrete in fresh and hardened state are presented as well as the tests carried out on continuous beams loaded with short-term static loading to failure. The continuous beams are made of self-compacting concrete, reinforced with three different reinforcement percentage (0.64%, 0.94%, 0.86%). The numerical analysis of continuous beams was carried out using the Abaqus software, and the obtained results were compared with the experimentally obtained ones. Based on the analysis and discussion of the obtained results, the possibility of applying EC2 regulations for the design of structural elements made of self-compacting concrete has been confirmed.

2. REVIEW OF RESEARCH CONDUCTED SO FAR

Among the first tests carried out was the experimental testing of the load bearing capacity of the simply-supported beam with reverse T cross-section in order to compare the characteristics of the beams made of conventional vibrated and self-compacting concrete. During the experiment, the development and width of the cracks, load-deflection relationship and failure modes were monitored. Almost identical characteristics of the beams made of vibrated and self-compacting concrete exposed to short-term static load were observed (Kumar et al., 2009).

Experimental testing of high-altitude beams made of self-compacting and vibrated concrete exposed to shear and bending effects was the subject of one of the conducted studies (Hassan et al., 2010). By varying the content of the large aggregate, the height of the beam, the percentage of longitudinal reinforcement, the appearance and development of cracks due to bending / shearing, load-deflection relationship and failure modes were monitored. It has been observed that the load capacity of beams made from self-compacting concrete is slightly lower than those of conventional vibrated concrete.

Testing of the reinforced, pre-stressed and composite simply-supported beams made of self-compacting concrete under loads applied at one-third points of the span (four-point load) is shown in paper (Cattaneo et al., 2012). Regarding the limit value of the bending moment as well as the moment-curvature relationship, the criteria defined by EC2 are satisfied.

In the paper (Rao Jagannadha et al., 2012) in accordance with the recommendations of EFNARC, two self-compacting concrete mixtures with the large recycled aggregate (M 20, M 30) were made. The beams made of those mixtures were exposed to the static load until failure. The limit bending moments of M 30 beams were smaller than the theoretical ones, while the limit bending moments for the M 20 beams were somewhat larger than the theoretical ones, which indicates justification of the use of a recycled aggregate for the construction of structural elements.

The behavior of beams made of conventional concrete under cyclic load is well known, while behavior of beams made from self-compacting concrete under cyclic load is still insufficiently tested. Experimental testing was carried out on a simply-supported beam with reverse T cross-section,

exposed to the action of static and cyclic load at one-third points of the span (Korte et al., 2014). Deflections and strains as well as development and width of cracks were monitored, whereby the faster increase in strains and crack development were observed in the beams of self-compacting concrete.

One of the main drawbacks of self-compacting concrete is its cost due to higher amount of cement and chemical mixtures included in its composition. As an alternative to reducing costs, it is possible to replace a part of cement with by-products such as silicate dust, slag and others. In accordance with EFNARC recommendations, mixtures with ash, silicate dust and glass fibers were made (Aderhya et al., 2016). It has been observed that the ash mixture has a pronounced early strength, while the later age strength is increased in the mixture with silicate dust. The behavior of simply-supported beams made of self-compacting concrete with such mixtures was studied. Depending on the percentage of reinforcement of the beams, there is a ductile or brittle fracture, and the failure mode corresponds to theoretical settings that apply to conventional vibrated concrete.

Experimental testing of high two-span continuous beams loaded with two concentrated forces in the middle of each span is shown in the paper (Khatab et al., 2017). Tested beams were examined for shear effects depending on the quantity and position of the longitudinal reinforcement and stirrups. In all cases there were large diagonal cracks occurring between the medium support and the points in which the load was applied. Experimental results were compared with the recommendations given by ACI 318M-11, EC2, CSA A 234-04 as well as strut-and-tie model, with the results best matching with ACI 318M-11.

As self-compacting concrete is capable of flowing along the densely arranged reinforcement, its applications are investigated in the perforated beam exposed to bending in which an additional reinforcement was placed around the perforations (Gohar et al., 2017). The main parameters in this study were the shape of perforation (circular and oval) and configuration of the reinforcement around the perforation. Some beams had a higher, and some had a lower failure force in relation to the control beam, with a change of the coefficient of ductility of beams which was not correlated with the limiting failure force.

Based on the analysis of the experimental studies carried out so far on the application of self-compacting concrete for the construction of structural elements, it is noted that almost all tests were carried out on the simply-supported beams, except for one static system of the two-span continuous beam. Beams were examined both for bending and shearing, and their behavior under the effect of short-term static loading corresponds to the behavior of the beams made of conventional vibrated concrete, as well as to the conditions defined by the regulations for constructions of conventional vibrated concrete.

3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

Experimental laboratory tests were conducted in two phases. The first phase included testing of physical-mechanical properties of the material as well as of mechanical properties of the self-compacting concrete made with river aggregate. The second phase included testing of continuous beams made from self-compacting concrete with river aggregate, under the action of short-termed test load up to failure.

All the mixture specimens which were tested were made from CEM I 42.5 R cement manufactured by HOLCIM. The rock powder used was obtained by milling limestone, and MC PowerFlow 1102, hyperplasticizer admixture was used for making mixtures.

In accordance with the experimental test program, three continuous beams made of self-compacting concrete with river aggregate (SCC) were made. Geometrical properties of tested specimens, methods for their construction, arrangement and type of measuring instruments as well as the testing procedure were defined. Designing of continuous beams was conducted in compliance with the EC2 regulation. The beams were reinforced with varying share of reinforcement, while distribution steel was the same for all the beams.

3.1. Fresh concrete and hardened concrete test results

In Table 1 were presented the results of concrete mixture tests during the Slump-flow test as well as density of all concrete mixtures.

Concrete	Density [kg/m ³]	Slump-flow test [cm]	t ₅₀₀ [s]	Water/cement ratio
SCC	2305	60,5	4,8	0,49

Table 1. Test results for concrete in the fresh state

Based on the results of Slump-flow tests and recommendations defined in EFNARC and EN 206-9:2010 the designed mixtures are classified as SF1 class, while on the basis of the measured time (t₅₀₀) they are classified as VS2 class. No water separation was observed during the experiment.



Fig. 1. Experimental tests Compressive strength



Fig. 2. Experimental tests Tensile strength



Fig. 3. Experimental tests Modulus of elasticity

Compressive strength tests (Fig. 1) were conducted on the 150 mm side cubes, after 2, 7, 14 and 28 days, and the obtained results were presented in Table 2. Tensile splitting strength (Fig. 2) was determined after 28 days on the cylinders Ø150/300 mm in compliance with EN 12390-6. Determination of tangent and secant modulus of elasticity (Fig. 3) was performed after 28 days on the cylinders Ø150/300 mm in compliance with the standard EN 1992-1-1:2004, and the obtained mean values of tangent and secant modulus of elasticity are displayed in Table 2.

Concrete	Compressive strength [MPa]	Tensile strength [MPa]	Tangent modulus of elasticity [MPa]	Secant modulus of elasticity [MPa]
SCC	46.55	3,80	26,20	25,50

Table 2. Test results for concrete in the hardened state

3.2. Continuous beams test results

A total of three beams were tested:

1. Beam with percentage of reinforcement 0.64% (B.1.1),
2. Beam with percentage of reinforcement 0.94% (B.2.1),
3. Beam with percentage of reinforcement 0.86% (B.3.1).

The tested continuous beams have rectangular cross-section, having dimensions $b/d=15/20$ cm, of a total length 340 cm, with the span between supports of 160 cm. The girders are reinforced and use ribbed reinforcement RA 400/500–2, and the designed class of self-compacting concrete is C 30/37.



Fig. 4. Disposition of continuous beam in the testing phase

The load was applied using a hydraulic device, whereby the piston force of the test device was transferred to the beam in two points at the middle of both spans, (Fig. 4 and Fig. 5) in the controlled, so called “time mode”, with a constant increase of deflection in the function of time up to failure, with the 0,02 mm/s (1,2 mm/min) deflection increase rate.

During the test, the following parameters were monitored: global beam strain (deflections), strains in concrete and tensioned steel reinforcement as well as onset and propagation of cracks in the function of load increase. Crack propagation along the instrument basis (where, as a rule, one crack developed) was continually measured by a dilatometer constructed using LVDT (linear variable displacement transducers). Depending on the load intensity, the onset of cracks was marked in various colors.

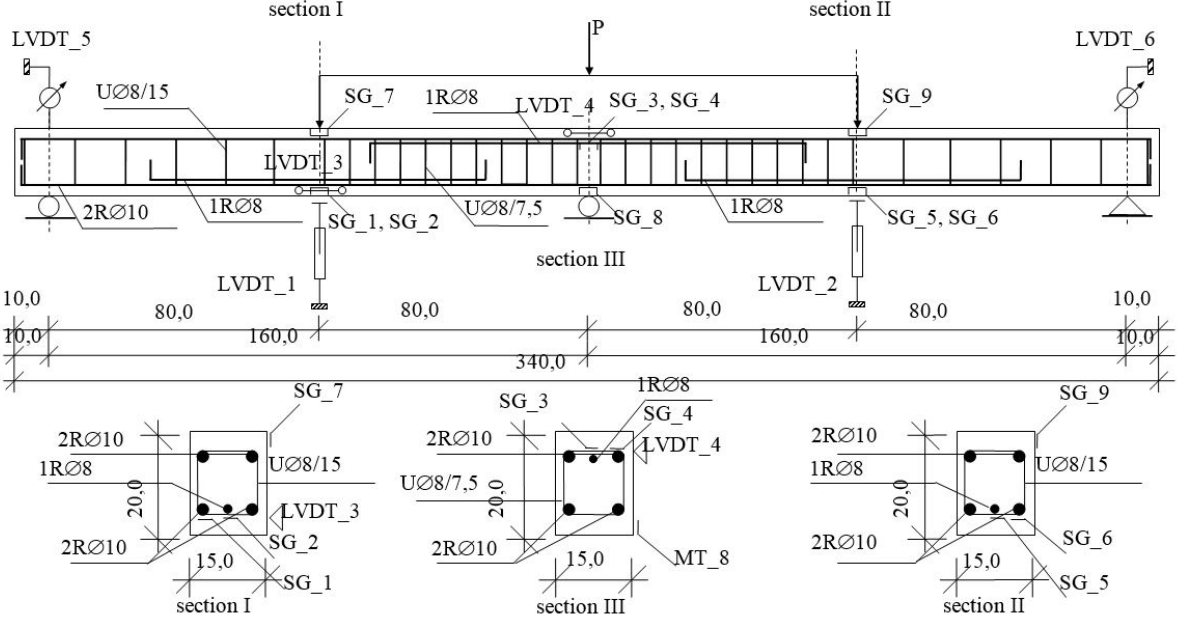


Fig. 5. Disposition of continuous beam in the testing phase

4. RESULTS ANALYSIS

Comparative analysis of the experimentally obtained results of load-deflection, load-strain in concrete and reinforcement and load-crack in characteristic cross-sections was performed for continuous beams with three different percentage of reinforcement as well as formation of plastic hinges.

4.1. Deflection analysis

Deflection analysis, as the most obvious indicator of structural behavior under load was paid a special attention in this research. A comparative analysis of experimentally determined values of deflections in cross-sections I and II, at the middle of the beam spans was performed.

From the curves which define the correlation between the load and deflection, one can identify the characteristic phases through which the beam must pass during application of the test load: 1) until the first cracks emerge, 2) from the emergence of the first cracks, to the onset of yield in the tensioned steel reinforcement and 3) from the onset of yield in the steel reinforcement to the failure of the beams. It can be noted that all the girders in the elastic phase, have almost identical behavior at low loads, i.e. prior to formation of the first cracks. With the formation of the first crack, the correlation between the load and deflection becomes non-linear.

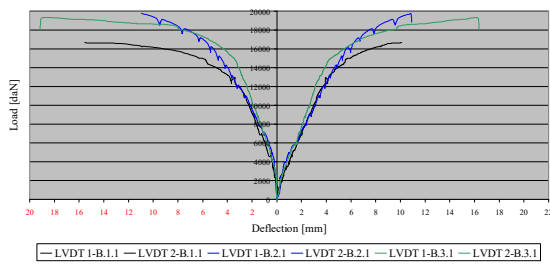


Fig. 6. Load-deflection correlation in the cross-sections I and II of the continuous beams

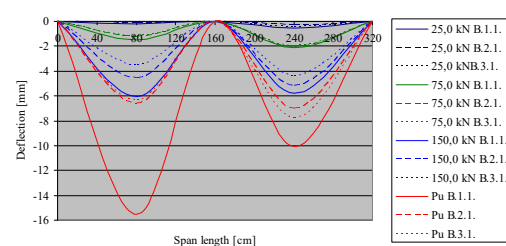


Fig. 7. Graphical presentation of the elastic lines of the beam (B.1.1., B.2.1., B.3.1.)

In Fig. 6 dependence between load and deflection is shown. On the left side with respect to the ordinate axis, the obtained values of the cross-section I are shown, while on the right-hand side the obtained values of the cross-section II are shown. The deflection of beams at low load intensity does not depend on the percentage of reinforcement and can be said to have the same values. With the increase in load, yielding of reinforcement and appearance of cracks, there was a slight difference in the beam deflections girder Fig. 7.

4.2. Strain analysis

Strain analysis in concrete and tensioned reinforcement in cross-sections I and II in the middle of the spans was conducted for the beams with 0,86% reinforcement. The forms of the curves defining load-strain correlation do not considerably differ for the continuous beams with different percentage of reinforcement, whereby the nominal values are different, which can be observed in Figures 8 – 10.

The recorded dilatations in the tensioned zone of the cross section are the result of concrete dilatation (around 2%) and of the onset of cracks (around 98%). For that reason, the concrete elongation can be negligible, and the obtained elongation then represents the sum of the crack widths along the measured base. Regarding that within that measured base (100 mm) most frequently only one crack appears, it is possible to analyze its width in the function of the load, in a very precise and continuous manner. On the other hand, regarding that the tensile stresses are assumed by the reinforcement in the location where the crack emerged, it can be considered that the measured dilatations correspond to those in the reinforcement.

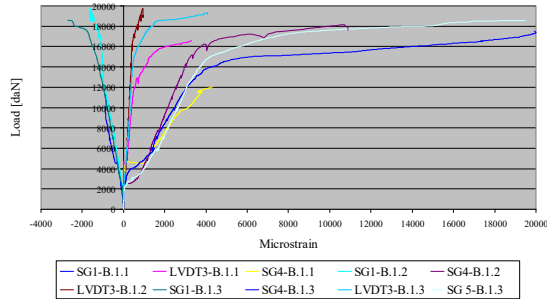


Fig. 8. Load-strain correlation in concrete and the tensioned reinforcement of cross-section I of continuous beams

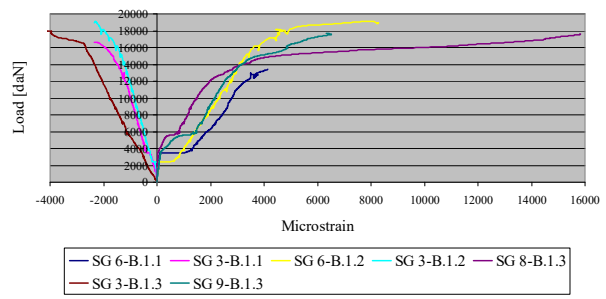


Fig. 9. Load-strain correlation in concrete and the tensioned reinforcement of cross-section II of continuous beams

4.3. Analysis of formation, propagation and width of cracks

Monitoring of formation, propagation and width of cracks in concrete was performed visually by drawing them on the previously hatched side surface of the tested girders. The cracks were marked using different colors, marking the moment of their emergence. The width of the cracks in the function of the load was measured continuously (every second), using displacement transducers (LVDT), with the measuring base of 100 mm, in the cross section I, in the middle of the first span of the beam (LVDT 3), as well as in the cross section III over the middle support (LVDT 4). Comparative load-crack diagrams obtained using LVDT 3 and LVDT 4 are presented in Fig. 11.

Analysis of the test results obtained using LVDT 3 and LVDT 4 is possible because the dilatations in concrete up to the onset of first cracks have a negligibly low value. With the increase of the load, new cracks are formed on the beam, and with the onset of yield in the reinforcement new cracks are formed while the existing cracks become abruptly wider in the plasticized zones of reinforcement.

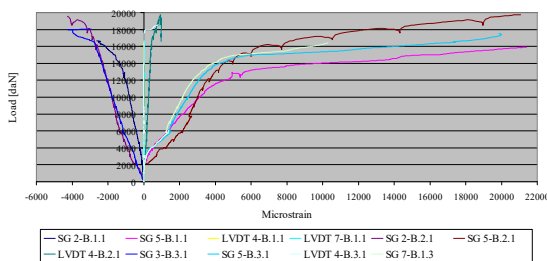


Fig. 10. Load-strain correlation in concrete and the tensioned reinforcement of cross-section III of continuous beams

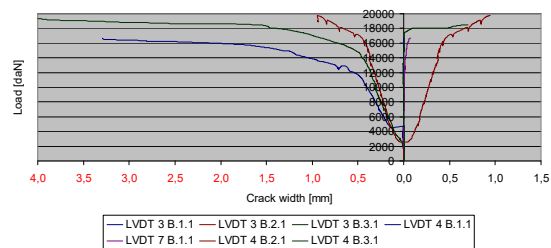


Fig. 11. Load-crack correlation of the continuous beams

In Fig. 11 are presented measures of the cracks widths which occurred along the length of the gauge bases of the displacement transducers LVDT 3 and LVDT 4. It can be observed that the cracks in the continuous beams occur at different intensities of test load, whereby the cracks in all beams occur simultaneously in the spans and above the middle support.

On the basis of the “crack pattern”, displayed in Fig. 12, one may observe the course and development of the cracks, in the function of the load. What can be observed is the onset of cracks and the limits of their propagation. In the zone around the middle support (above the support itself), as well as under the applied force, the cracks were formed vertically, while to the left and right of the middle support, the cracks formed diagonally (at the angle of 45°). The cracks that formed in the section between the end supports and the point of force application were vertical, while in the section between the force and the middle support the cracks were directed to the force at the angle of 45°. The mean distance between the cracks and length of cracks depends on the percentage of reinforcement.

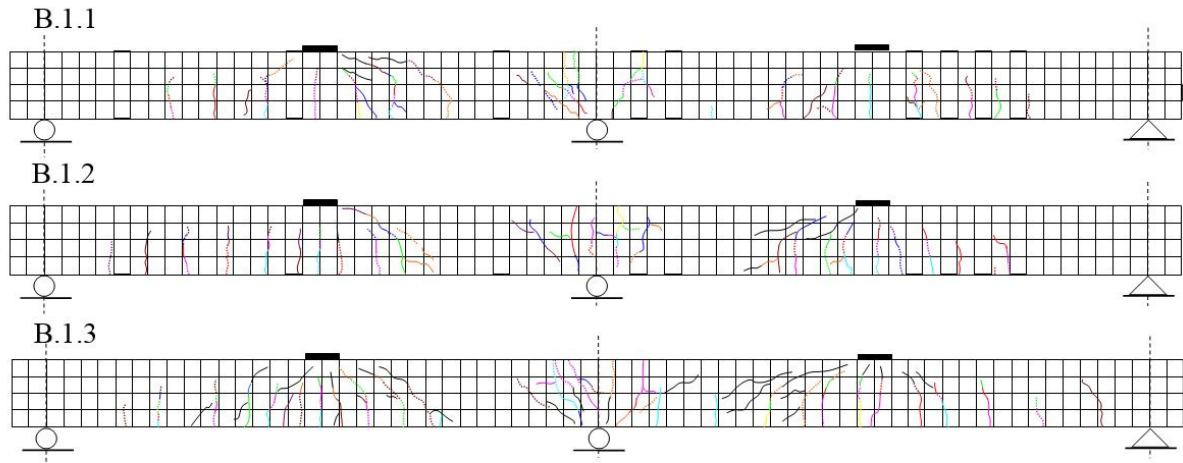


Fig. 12. Crack pattern of continuous beams

5. NUMERICAL ANALYSIS

The goal of the numerical analysis was verification of the potential of modeling continuous RC girders made from self-compacting concrete with recycled aggregate and verification of experimentally obtained result. The girders made from self-compacting concrete with natural aggregate, as well as the girders made with recycled aggregate were modeled.

The continuous girder was completely modeled, with simulation of the appropriate boundary conditions for the adopted static system (continuous girder with two spans) as well as of the applied load. In the characteristic cross-section III the finite element grid is denser, so the elements having dimensions 5x2x2 cm were adopted, while the remaining part of the continuous girder was modeled using elements having dimensions 10x2x2 cm. Concrete damaged plasticity model (CDP) was used for modeling of the reinforced concrete, implementing 3D Solid of the finite element C3D20, while T3D2 element was used for reinforcement modeling.

Modeling of the continuous girder was performed based on the mechanical characteristics of self-compacting concrete which were determined in laboratory. On the basis of the numerically determined values of deflections, a comparison was made with the results obtained by experimental tests, which is presented in Fig. 13. From the crack map shown in Fig. 14 it can be observed that appearance of first crack, as well as first plastic hinge appear in the cross-section over the middle support as well as in experimental analysis.

Comparison of numerically obtained results with the results obtained by experimental testing was made on the basis of diagram of dependence between load and deflection. Certain differences were found in the obtained results that are inevitable due to the idealization of the mechanical characteristics of beam materials and certain approximations in the numerical model.

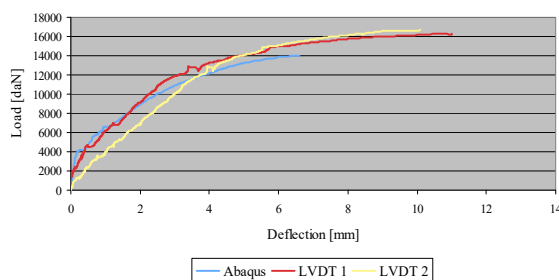


Fig. 13. Comparative load-deflection correlation diagrams in the cross-section I (LVDT1) and cross-section II (LVDT2) of the continuous beam obtained by experiments and ABAQUS

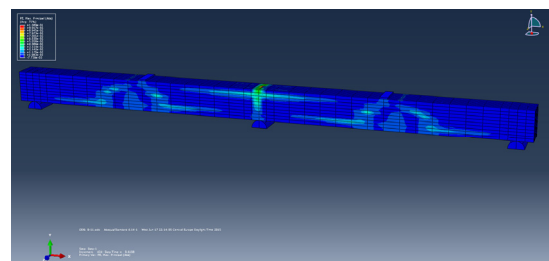


Fig. 14. Crack map obtained using FEM analysis

6. CONCLUSION

Based on of the experimentally obtained test results, two groups of conclusions can be made. The first group of conclusions relates to the physico-mechanical properties of self-compacting concrete made with natural aggregate, both in fresh and hardened state. The second group consists of the conclusions concerning the limit load of continuous beams made from self-compacting concrete with a natural aggregate exposed to the short-term load.

By testing the fresh concrete mixture, it is noted that the characteristics of self-compacting concrete with recycled aggregate meet the conditions defined in EFNARC as well as EN 206-9: 2010. The mechanical characteristics of concrete in hardened state: compressive strength, tensile strength and the modulus of elasticity have satisfactory values.

Regarding the limit bending capacity, all the data and analyses indicate that there is no excessive difference between the beams depending on the percentage of reinforcement. The differences in the deflections of continuous beams under service load were insignificant, while there was a significant difference in the deflection values under limit load. The cracks map changes according to the amount of reinforcement percentage. With the increase in percentage of reinforcement the number of cracks grows, while width and length of cracks are smaller. The load intensity that causes the first crack on the beam is a function of percentage of reinforcement of the beam. On the basis of the numerical analysis and comparison with the experimentally obtained dependences between the load and the deflection in the characteristic cross sections, it is noticed that in the first phase until emergence of the first crack there was no almost no deviation, while with increase in the load intensity in the phase from the emergence of the first crack and yielding of the reinforcement, there are almost negligible variations.

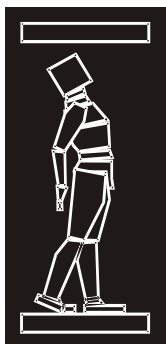
ACKNOWLEDGEMENT

This research is supported by The Ministry of Education, Science and technological development of the Republic of Serbia, within the framework of the projects Development and improvement of methods for analyses of soil-structure interaction based on theoretical and experimental research (TR 36028) and Development and implementation of a comprehensive approach to the design of new structures and safety evaluation of existing structures in order to reduce seismic risk in Serbia (TR 35043) for the period 2011-2017.

REFERENCES

- [1] Aderhya, S. V., Vennila, A., Venkatasubramani, R., Vidya, S. V. (2016). „Flexural Behaviour of Reinforced Beam using Self-compacting Concrete“ Int. Jou. Of Earth Sciences and Engineering, 09(03), 533-548
- [2] Cattaneo, S., Giussani, F., Mola, F. (2012) „Flexural behaviour of reinforced, prestressed and composite self-consolidating concrete beams“ Construction and Building Materials, 36, 826-837
- [3] EFNARC, (2002). „Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete“, pp.32
- [4] EFNARC, (2005). „The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification“ Production and Use, pp.66
- [5] EN 206-9:2010, (2010), „Additional rules for Self-Compacting Concrete (SCC)“, pp 27
- [6] Gohar, S., Afefy, M. H., Kassem, M. N., Taher F. El-Din S. (2017). „Flexural performance of self-compacting concrete beams under repeated loading“ J. Engineering Structures., 143, 441-454.
- [7] Hassan, A. A. A., Hossain, K. M. A., Kachemi, M. (2010). „Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure“ Engineering Structures, 32, 1262-1271
- [8] Kumar, R., Kumar, R., Kumar, N., (2009) „In Situ Performance of Self-Compacting Concrete in T-Beams“ Journal of Materials in Civil Engineering, 21(03), 103-109

- [9] Korte, S., Boel, V., Corte, W., Schutter, G., (2014) „Behaviour of fatigue loaded self-compacting concrete compared to vibrated concrete“ *Structural Concrete*, 15(04), 575-589
- [10] Khatab, T. A. M., Ashour, F. A., Sheehan, T., Lam, D., (2017) „Experimental investigation on continuous reinforced SCC deep beams and Comparisons with Code provisions and models“ *Engineering Structures*, 131, 264-274
- [11] Milošević, B. (2016). „Eksperimentalno-teorijska analiza graničnih stanja linijskih nosača od samougrađujućeg betona sa recikliranim agregatom“, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Niš.
- [12] Rao Jagannadha, K, Bhikshma, V., Rajesh, P., (2012). „Flexural behavior of reinforced self compacting concrete beams with recycled aggregate“ *Journal of Structural Engineering*, 39(04), 393-398.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Бојан МИЛОШЕВИЌ¹, Жарко ПЕТРОВИЌ², Слободан РАНКОВИЌ³,
Марина МИЈАЛКОВИЌ⁴

ЗАЈАКНУВАЊЕ НА КОНТИНУАЛНИ АБ ГРЕДИ СО АРМАТУРА ОД СТАКЛЕНИ ВЛАКНА

РЕЗИМЕ

Полимер армиран со стаклени влакна (GFRP) е материјал соодветен за зајакнување на армиранобетонски (АБ) греди. За однесувањето на континуални АБ греди зајакнати со GFRP истражувањето е сеуште ограничено, а со тоа најголемиот дел од препораките за проектирање се развиени за прости греди. Во овој труд е презентирани експерименталната програма спореведена за однесување на АБ континуални греди на две полиња армирани со GFRP. Споредувајќи ги резултатите со контролна греда воочено е дека со употребата на GFRP прачки за зајакнување на континуални АБ греди се постигнува поголем носив капацитет. Користен е софтверскиот пакет ANSYS за изработка на математички модел со нелинеарна анализа на елементите и резултатите се споредени со резултатите од експериментот.

Клучни зборови: зајакнување, полимер армиран со стаклени влакна, континуални греди, ANSYS

Bojan MILOŠEVIĆ¹, Žarko PETROVIĆ², Slobodan RANKOVIĆ³, Marina MIJALKOVIĆ⁴

STRENGTHENING CONTINUOUS RC BEAMS WITH GFRP BARS

SUMMARY

Glass fiber reinforced polymer (GFRP) is a material suitable for strengthening the reinforced concrete (RC) beams. There has been very limited research on the behaviour of continuous RC beams strengthened with FRP material so most design guidelines were developed for simply supported beams. This paper presents an experimental program conducted in order to study the behaviour of RC two-span beams strengthened with GFRP bars. Comparing the results with a control beam it has been observed that using GFRP bars for strengthening continuous RC beams leads to a significant increase of bearing capacity. ANSYS software has been used for non-linear analysis of tested beams and the results of numerical analysis were compared with experimentally obtained results.

Keywords: strengthening, glass fiber reinforced polymer, continuous beams, ANSYS

¹ Prof. PhD, College of Applied Studies in Civil Engineering and Geodesy, University of Belgrade, Republic of Serbia, prodic_80@yahoo.com.

² Assistant Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, zarko.petrovic@gaf.ni.a.c.rs

³ Assistant Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, slobodan.rankovic@gaf.ni.a.c.rs

⁴ Full Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Republic of Serbia, marina.mijlkovic@gaf.ni.a.c.rs

1. INTRODUCTION

Fiber reinforced polymers - FRP, a relatively new class of high strength - low weight non-corrosive materials, have proved themselves in the past twenty years as materials suitable for wide range of applications in construction engineering (strengthening of structural elements made of reinforced concrete, steel, aluminum and wood; concrete reinforcement with rods and cables made of FRP material; construction of structures made of FRP material and construction of hybrid structures).

As their name suggests, these materials are made up of high-strength fibers embedded in a polymer matrix. The fibers are extremely rigid, and the polymer matrix connects them and allows them to work together as a composite material. Depending on whether aramid, carbon or glass fibers are used for reinforcing the composite material, there are AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) and GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) materials. The volume fraction of fibers in FRP material is usually about 50-70% in the strips, and about 25-35% in tapes (Fib bulletin 14 2001).

Strengthening of civil engineering infrastructure has gained significant attention due to deterioration problems of structures and meeting up-to-date design requirements (Bilotta et al., 2011). Numerous materials and methods have been used for strengthening structural elements. The most frequently-utilized materials for structural strengthening are steel plate and fiber reinforced polymer (Hosen et al., 2017). On the basis of numerous, mainly experimental studies it was observed that the load carrying capacity of flexural RC beams significantly increases after they are strengthened using reinforcement made of the FRP materials. Although many in situ RC beams are continuous construction, there has been very limited research into the behavior of such beams strengthened with FRP materials. In addition, most design guidelines were developed for simply supported beams with external FRP laminates (Akbarzadeh and Magshoudi 2010).

Two basic methods most commonly used in strengthening of RC structures with FRP materials are: strengthening by bonding of the FRP laminate on the surface of the concrete - EB method and installation of reinforcing rods or strips of FRP materials in a protective layer of concrete - NSM method.

Tang et al. (Tang et al. 2006) studied the performance of RC beams made with normal and lightweight polystyrene aggregate that were flexurally strengthened using NSM GFRP bars. As in most studies, the most commonly observed mode of failure was debonding. Ranković (Ranković 2010) compared load capacity of a control unstrengthened beam with beams strengthened with GFRP and CFRP bars and strips using EB and NSM method, as well as the possibility of continuing the FRP reinforcement with an innovative "bypass" method. The load capacity of the beam strengthened with GFRP bars was 73% higher than the load carrying capacity of the control beam. Reda et al. (Reda et al. 2016) studied the flexural performance of NSM GFRP bar strengthened RC beams using different anchorage conditions.

While most available research suggests that NSM method, in particular NSM method with strips, are able to take advantage of the higher strength of FRP material compared to EB method, several comparative studies have indicated that NSM is a non-economic solution (Quattlebaum et al. 2005; Aidoo et al. 2006; Rosenboom and Rizkalla 2007). The main cost increase in the NSM method is related to the workforce for cutting the slits, as well as factors such as the large amount of necessary glue filler and high material costs can make the NSM method more expensive compared to the EB method. However, in these studies, other potential advantages of the NSM method, such as increasing durability, fire protection and vandalism, aesthetic advantages and more effective application in the event of negative moments, are not usually considered (Burke, 2008).

The subject of this paper is an analysis of the possible applications of the GFRP reinforcement in strengthening an RC continuous beam made of self-compacting concrete. The research was conducted in order to determine the possibilities of application the NSM method using GFRP bars as well as the possibilities of application of Ansys software for modeling non-linear behavior of RC continuous beams strengthened with GFRP bars.

2. STRENGTHENING OF RC BEAMS USING THE NSM METHOD

The NSM method is based on a technique in which the FRP reinforcement in the form of bars or strips is installed in the longitudinal slots filled with epoxy or cement glues in a protective layer of concrete, thus achieving adhesion with concrete and providing anchoring (Rankovic et al. 2008).

The NSM method consists of the following steps (Täljsten et al. 2003):

Cutting the slots in the protective layer of concrete, depending on its thickness and the dimensions of the FRP reinforcement. In the case of the GFRP bars with diameter of 10 mm the slots were 25×25 mm;

Carefully cleaning the slots using air or water pressure to remove all traces of cutting the slots. If epoxy adhesive is used the slot must be dry before installation. If cement-based adhesive is using the slot surface should be wet at the time of his installation;

In the process of installing the FRP reinforcement three sides of the slot are coated by two component primer;

The next step is filling half the depth of the slot with two component epoxy adhesive and placing of the FRP bar;

Finally, the rest of slot is filled with epoxy adhesive, and then the excess of adhesive is removed.

3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

3.1. Experimental setup and test program

The test program consists of a total of four continuous beams with overall dimensions equal to $200 \times 120 \times 3200$ mm. Self-compacting concrete was made from CEM I 42.5 R cement manufactured by HOLCIM. Rock powder used was obtained by milling limestone, and for making mixtures was used MC PowerFlow 1102, hyperplasticizer admixture. The girders are reinforced using ribbed reinforcement RA 400/500–2, and the designed class of self-compacting concrete was C 30/37.

Strengthening of RC beams using NSM method was carried out on a total of three beams. The FRP bars (G-rod) of the Italian company MAPEI and the corresponding epoxy adhesives (Adesilex PG1) for their installation were used.

The load is applied with a hydraulic device, whereby the force from the piston of the test machine is transferred to the beam in the form of two concentrated forces, which act in the middle of the two spans (Fig. 1). Application load had "timed mode", i.e. a constant increase of deflection as a function of time to failure. The rate of loading was 0.02 mm / s (1.2 mm / min).

The values of the measured values due to the effects of static loads, were read quasi-dynamically (every second), and then processed in Excel and Catman. The output results are shown in a diagram from which it is possible to monitor the measured parameters most understandable as a function of the applied load.



Fig. 1. Experimental setup of the tested beams

The following beams were studied:

Control **B-con** beam without additional FRP reinforcement,

B-G1 beam strengthened with a GFRP reinforcing bar ($l=1400$ mm) set in the upper zone above the middle,

B-G2 beam strengthened with a two GFRP reinforcement bars ($l=1400$ mm) placed in the lower zone in both beam spans and

B-G3 beam strengthened with a GFRP reinforcing bar ($l=1400$ mm) set in the upper zone above the middle support and with two GFRP reinforcement bars ($l=1400$ mm) placed in the lower zone in both beam spans (Fig. 2).

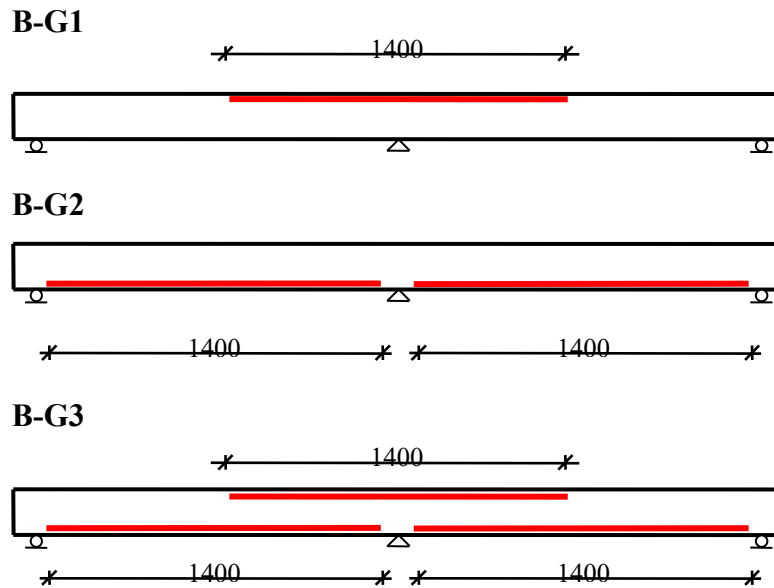


Fig. 2. Position of the NSM FRP bars at the strengthened beams

3.2. Experimental results

The dominant position in the conducted experimental research is occupied by the results obtained by testing continuous beams under the influence of short-term static load.

One of the most important indicators of behaviour of testing beams under the influence of the load is deflection, which is why special attention in this study is paid to its analysis. The value of deflection is an integral value that combines the load range and the stiffness of the beam, and therefore its analysis provides the most complete picture of the behaviour of the beam. Measurement of deflection is performed by linear variable displacement transducers (LVDT), wherein values were read with MGC plus acquisition system, using the appropriate software (Catman).

A comparative analysis of deflections of strengthened beams was carried out in relation to the control, unstrengthened beam, whereby the steel reinforcement in all the beams was identical. The curves dependencies between load and deflection for the cross-section in the middle of the span of the control beam and strengthened beams are shown in Fig. 3.

Three characteristic zones can be noticed in diagram on Fig. 3:

- the zone before the appearance of cracks,
- the zone after appearance of cracks but before yielding of reinforcing steel and
- the zone after reinforcing steel starts to yield until failure of cross section.

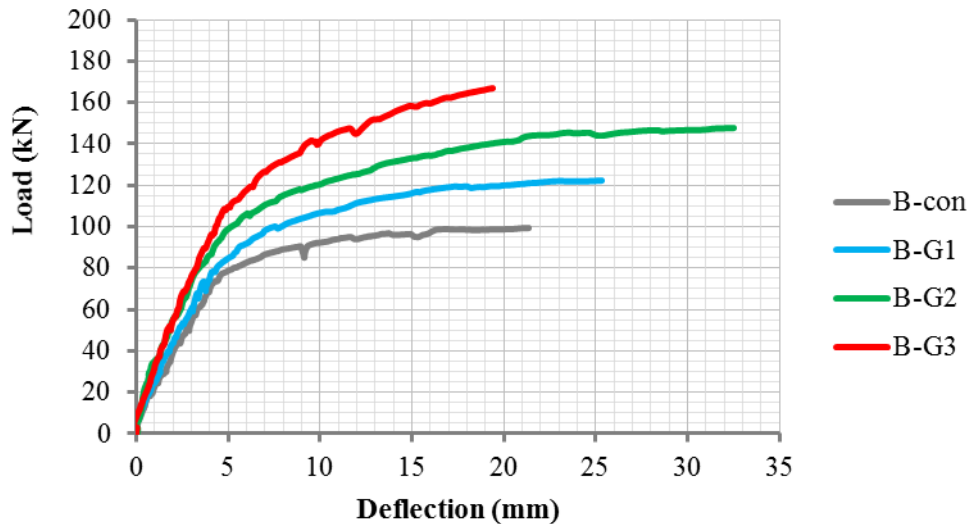


Fig. 3. Load-deflection diagram for cross section in the middle of span

Maximum observed deflection of the B-G3 beam was 19 mm, which is 9.52% less deflection in relation to the maximum deflection of the control beam (21 mm), while the maximum deflection of the B-G1 and B-G2 beams were 25 and 32 mm respectively, which is 19 and 52 % higher deflection in relation to the deflection of the control beam.

The increase of the load at which yielding of steel reinforcement (yielding load) starts was:

- 14% compared to the control beam in the case of B-G1 beam,
- 70% compared to the control beam in the case of B-G2 beam,
- 86% compared to the control beam in the case of B-G3 beam.

The increase of the bearing capacity of the strengthened beams was:

- 22% compared to the control beam in the case of B-G1 beam,
- 48% compared to the control beam in the case of B-G2 beam,
- 67% compared to the control beam in the case of B-G3 beam.

4. NUMERICAL INVESTIGATION

The beginnings of the Finite Element Method (FEM) are related to the 1940s, but the first practical application of the modeling of concrete structures occurs some 20 years later when Professor Raymond Clough of Berkeley University (UC Berkeley) performed a numerical analysis of the concrete dam (Barrett 2013).

Although more than 50 years have passed since then, there is still no consensus on the best method for modeling concrete structures with finite elements. As concrete is one of the most complicated material for modeling, the recommendation of the leading researchers in this field is that the material model is selected depending on the purpose of the analysis.

The program Ansys is a world-renowned construction analysis software, which is often used for scientific purposes. It is used both for static and for dynamic linear or nonlinear structural analysis, with a large library of finite elements. The analysis consists in the discretization of the structure to elementary parts that have defined mechanical and physical characteristics.

In many studies where RC beams were strengthened with FRP reinforcement, the Ansys software was used and the obtained results showed good agreement with the results of experimental tests (Ranković 2010).

4.1. Characteristics of materials used in numerical analysis

Concrete

Based on the results obtained by testing concrete cubes and cylinders in the first phase of experimental investigation the following values of the required parameters were adopted:

Modulus of elasticity: $E_c = 25200$ MPa;

Compressive strength: $f_c' = 32,3$ MPa;

Tensile strength: $f_{ct} = 3,40$ MPa;

Poisson coefficient: $\nu = 0,20$;

Shear transfer coefficient β_t , represents the state of crack surface. The value of β_t coefficient used in most of the numerical investigations carried out so far varied between 0,05 and 0,25. Therefore, a value of 0,20 was adopted in this study for β_t coefficient.

Steel

The reinforcing steel material characteristics used in numerical analysis were:

Modulus of elasticity: $E_s = 210$ GPa;

Yielding stress: $f_y = 400$ MPa;

Poisson coefficient: $\nu = 0,30$.

FRP bars

The values of FRP bar characteristics were adopted on the basis of manufacturers and literature brochures:

Modulus of elasticity: $E_x = 40,8$ GPa; $E_y = E_z = 13,6$ GPa

Tensile strength: $f_{frp} = 760$ MPa;

Poisson coefficient: $\nu_{xy} = \nu_{xz} = 0,26$; $\nu_{yz} = 0,30$.

4.2. Finite Element Modelling

SOLID65 is used for the three-dimensional modeling of solids with or without reinforcing bars (rebars). The solid is capable of cracking in tension and crushing in compression. In concrete applications, for example, the solid capability of the element may be used to model the concrete while the rebar capability is available for modeling reinforcement behavior. The element is defined by eight nodes having three degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions. Up to three different rebar specifications may be defined. The most important aspect of this element is the treatment of nonlinear material properties. The concrete is capable of cracking (in three orthogonal directions), crushing, plastic deformation, and creep. The rebars are capable of tension and compression, but not shear. They are also capable of plastic deformation and creep. Whenever the rebar capability of the element is used, the rebars are assumed to be "smeared" throughout the element. The element is nonlinear and requires an iterative solution. When both cracking and crushing are used together, care must be taken to apply the load slowly to prevent possible fictitious crushing of the concrete before proper load transfer can occur through a closed crack (Ansys, 2014). In the case of modeling of steel reinforcement with SOLID65 element, formation of finite element mesh is limited as well as the exact definition of the position of steel reinforcement (Kukaras, 2007). Therefore, in this paper, the steel reinforcement is modeled with the linear element LINK180.

LINK180 element is used to model the reinforcing steel bar. LINK180 is a 3-D spar that is useful in a variety of engineering applications. The element can be used to model trusses, sagging cables, links, springs, and so on. The element is a uniaxial tension-compression element with three degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions. As in a pin-jointed structure, no

bending of the element is considered. Plasticity, creep, rotation, large deflection, and large strain capabilities are included. By default, LINK180 includes stress-stiffness terms in any analysis that includes large-deflection effects. Elasticity, isotropic hardening plasticity, kinematic hardening plasticity, Hill anisotropic plasticity, Chaboche nonlinear hardening plasticity, and creep are supported. To simulate the tension-/compression-only options, a nonlinear iterative solution approach is necessary (Ansys, 2014).

SOLID46 layered structural solid element is used to model the GFRP material. SOLID46 is a layered version of the 8-node structural solid (SOLID45) designed to model layered thick shells or solids. The element allows up to 250 different material layers. If more than 250 layers are required, a user-input constitutive matrix option is available. No slippage is assumed between the element layers. The element may also be stacked as an alternative approach. The element has three degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions. The element is assumed to be orthotropic whereas the stress-strain relationship is roughly linear up to failure (Ansys, 2014).

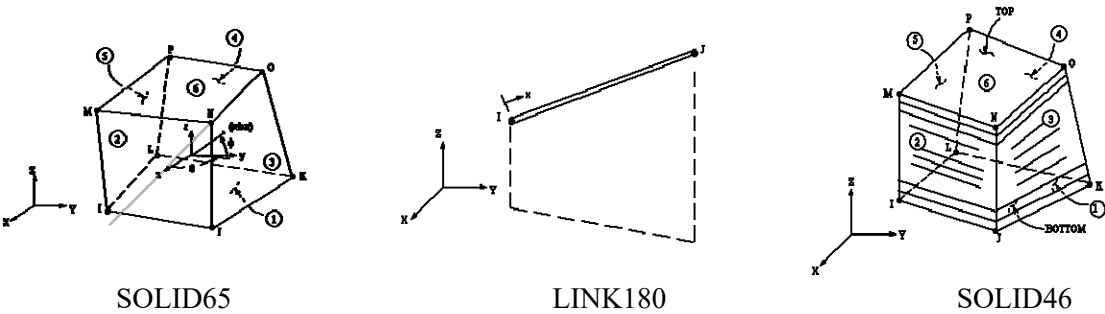


Fig. 4. Used modelling elements

For the purpose of a more rational calculation, the symmetry of the analyzed beams is used. A quarter of RC beams was analyzed, along with the simulation of the boundary conditions for the selected static system. Full adhesion is assumed between the materials. For analysis, a model with 92093 elements and 19736 nodes was adopted (Fig. 5).

A very important segment in the calculation of the construction using the finite element method is the proper choice of the finite element network. The study carried out a study of the convergence of cross-sectional deflection in mid-span, on the basis of which the dimension of the final element of 10 mm was adopted.

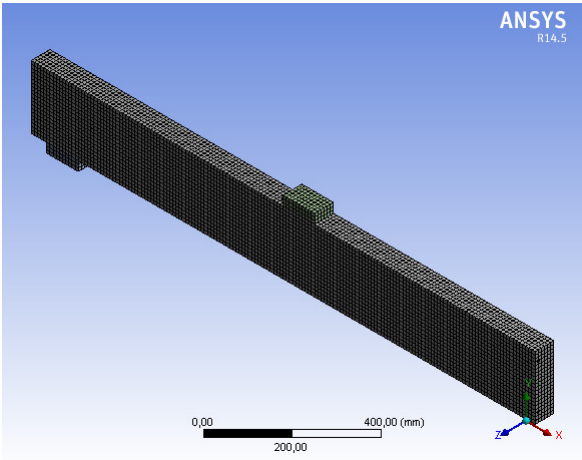


Fig. 5. Model of quarter of RC beams modeled with finite elements

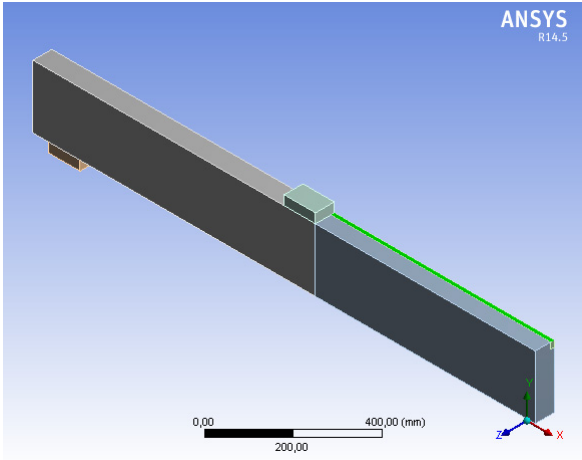


Fig. 6. Model of B-G1 beam

4.3 Results of numerical analysis

The aim of numerical analysis was a comparison with the experimentally obtained results and showing the characteristic phases, through which tested beams pass during the loading. The field of linear behavior and emergence of the first crack, the nonlinear region until the onset of yielding in the steel reinforcement and the area from steel yielding to failure were investigated. The comparison of the results of numerical and experimental analysis was demonstrated through load-deflection diagram (Fig.7).

The observed differences are inevitable due to the idealization of the mechanical characteristics of concrete, steel reinforcement and FRP material and approximation in the numerical model. Local imperfection primarily of concrete on the bonding of cement stone and aggregates is one of the reasons for the disagreement of the results. In addition, the numerical modeling assumes the ideal adhesion of steel and concrete, epoxy adhesive and concrete and epoxy adhesive and FRP reinforcement. However, it has been experimentally proven that at higher load levels there is a loss of adhesion, resulting in certain deviations in the results of numerical and experimental analysis.

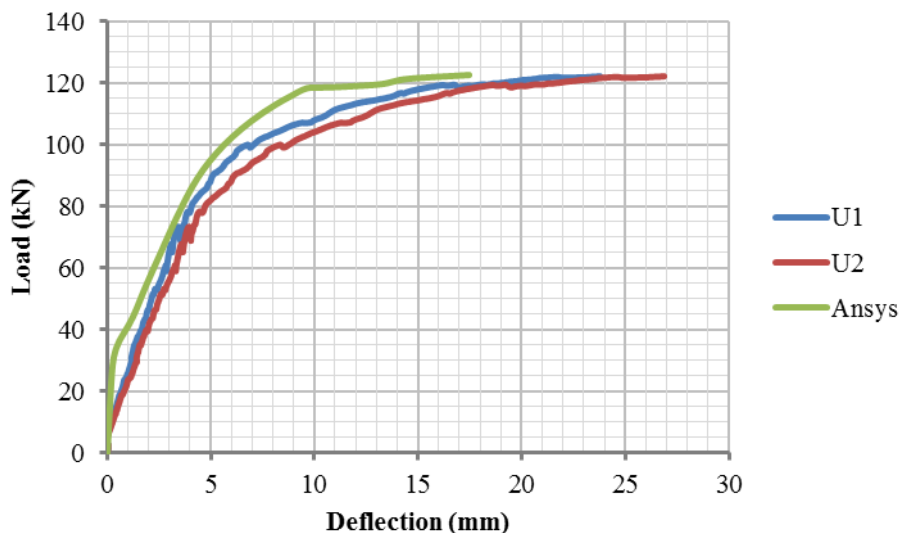


Fig. 7. Comparative diagram in half of the span of B-G1 beam obtained experimentally (U1 and U2) and by numerical analysis using Ansys

5. CONCLUSION

Composite materials in construction become the materials of the future. Application of the NSM method provides great opportunities in rehabilitation and strengthening of the RC structures thus extending their service life (Ranković et al. 2008).

Application of the FRP reinforcement for strengthening the RC continuous beams, even with a small amount of additional reinforcement can significantly increase their load bearing capacity. This was confirmed by experimental testing, conducted at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia (Petrović 2016). Strengthening a continuous girder with glass bars (GFRP) produces an increase of bearing capacity of 22-67% compared to the control beam.

Strengthening the GFRP bars does not adversely affect the ductility of a continuous beam, which confirms the ductility index ($ID = 4$). The reasons for higher ductility index of the beam with the GFRP bars lie in a smaller module of elasticity of the GFRP bars.

Based on all the above, taking into account that the price of the GFRP bars is four times lower than the price of the CFRP bars used in strengthening applications, in cases where the stiffness of the beam is

not critical, priority should be given to the GFRP bars for strengthening RC continuous beams using NSM method.

By using FEM, continuous beams were modelled, and numerical non-linear analysis was conducted using the program Ansys. The obtained results of numerical analysis correlated very well with the experimental results

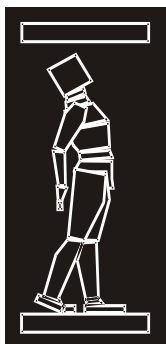
ACKNOWLEDGEMENT

This research is supported by The Ministry of Education, Science and technological development of the Republic of Serbia, within the framework of the projects Development and improvement of methods for analyses of soil-structure interaction based on theoretical and experimental research (TR 36028) and Development and implementation of a comprehensive approach to the design of new structures and safety evaluation of existing structures in order to reduce seismic risk in Serbia (TR 35043) for the period 2011-2017.

REFERENCES

- [1] Aidoo, J., Harries, K. A., and Petrou, M. F. (2006). Full-scale experimental investigation of repair of reinforced concrete interstate bridge using CFRP materials. *Journal Bridge Engineering*, 11(3), pp. 350–358.
- [2] Akbarzadeh, H. and Maghsoudi, A.: Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer, *Materials & Design*, 31(3), 2010, pp.1130-1147.
- [3] Barret, P. (2013). How to Model Concrete using Finite Elements. [blog] *Engineering advantage*. Available at: <https://caei.com/blog/how-model-concrete-using-finite-elements> [Accessed 7 Sep. 2015]
- [4] Bilotta, A., Ceroni, F., di Ludovico, M., Nigro, E., Pecce, M., Manfredi, G.: Bond efficiency of EBR and NSM systems for strengthening concrete members. *J. Compos. Constr.* 2011, 15, 757-772,
- [5] Burke, P. J. (2008). Low and High Temperature Performance of Near Surface Mounted FRP Strengthened Concrete Slabs. Msc thesis. Queen's University, Kingston, Ontario, Canada. 193 pp.
- [6] Fib, bulletin.14 (Task group 9.3), (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. International Federation for Structural Concrete, Lausanne.
- [7] Hosen M.A., Alengram, U.J., Jumaat, M.Z., Sulong, N.H.R. and Darain, K.M., Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars for Enhancing the Flexural Performance of RC Beams Using Side-NSM Technique, *Polymers*, 2017, 9, pp. 23.
- [8] Kukaras, D. (2007). Eksperimentalno-teorijska analiza i računsko modeliranje ponašanja montažnih nosača spojenih visokovrednim zavrtnjevima. Doktorska disertacija. Građevinski fakultet Subotica.
- [9] Petrović, Ž.: Experimental - theoretical analysis of limit states of continuous beams made of self-compacting concrete strengthened with fiber reinforced polymer (FRP), PhD dissertation, the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia, 2016.
- [10] Quattlebaum, J. B., Harries, K. A., and Petrou, M. F. (2005). Comparison of three flexural retrofit systems under monotonic and fatigue loads. *Journal Bridge Engineering*, 10(6), pp. 731–740.
- [11] Ranković, S., Folić, R. and Mijalković, M.: Ojačanje AB greda FRP armaturom postavljenom unutar zaštitnog sloja betona, *Zbornik radova GAF Niš*, 23, 2008, str. 39-47.

- [12] Ranković, S.: Eksperimentalno-teorijska analiza graničnih stanja armiranobetonskih linijskih nosača ojačanih sprezanjem sa NSM vlaknastim kompozitima, Doktorska disertacija. Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš, Univerzitet u Nišu, 2011.
- [13] Reda, R.M., Sharaky, I.A., Ghanem, M., Seleem, M.H., Sallam, H.E.M. Flexural behavior of RC beams strengthened by NSM GFRP bars having different end conditions. *Compos. Struct.* 2016, 147, pp. 131-142.
- [14] Rosenboom, O. A. and Rizkalla, S. (2007). Fatigue behavior of prestressed concrete bridge girders strengthened with various CFRP systems. *ASCE Journal of Composites for Construction*, pp. 764-776.
- [15] Tang, W., Balendran, R., Nadeem, A., Leung, H.: Flexural strengthening of reinforced lightweight polystyrene aggregate concrete beams with near-surface mounted GFRP bars. *Build. Environ.* 2006, 41, pp. 1381-1393.
- [16] Täljsten, B., Carolin, A. and Nordin, H.: Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *AN International Journal*, 6(3), 2003, pp. 201-213.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS -12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Дарко НАКОВ¹, Тони АРАНЃЕЛОВСКИ², Дејан ЈАНЕВ³

ПОПРАВКА И САНАЦИЈА НА ПРЕФАБРИКУВАНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПОРТАЛИ

РЕЗИМЕ

Со цел да се утврди вистинската состојба во која се наоѓаат армиранобетонските портали извршени се визуелни прегледи на конструкцијата. Притоа регистрирани и фотографирани се сите оштетувања на сите конструктивни елементи од двата армиранобетонски портали. По извршените испитувања и анализи на конструкцијата се утврди потребата од поправка и санација, а потоа и потребата од превземање на соодветни мерки за поправка и санација на конструктивните елементи со цел да им се возобноват техничките својства кои ќе ги задоволуваат критериумите на носивост и употребливост.

Клучни зборови: префабрикуван армиран бетон, проценка, испитување, поправка, санација.

Darko NAKOV¹, Toni ARANGJELOVSKI², Dejan JANEV³

REPAIR AND REHABILITATION OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE PORTAL FRAMES

SUMMARY

In order to determine the accurate condition of the prefabricated reinforced concrete portals, visual overviews of the construction have been performed. At the same time, all structural damages and elements of the two reinforced concrete portals were registered and photographed. After conducting the tests and analyses of the construction, it was necessary to determine the need for repair and rehabilitation, and then to undertake appropriate measures for repair and rehabilitation of the structural elements in order to renew the technical properties that would meet the criteria of bearing capacity and serviceability state.

Keywords: prefabricated reinforced concrete, assessment, testing, repair, rehabilitation.

¹ Ass. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, nakov@gf.ukim.edu.mk

² Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk

³ Associate, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, denijanev@gmail.com

1. ВОВЕД

Секоја армиранобетонска конструкција, зависно од нејзината намена, мора да биде проектирана и изградена на начин кој во текот на периодот на експлоатација ги исполнува основните барања на носивост, стабилност и употребливост во одреден временски период. Освен носивоста и употребливоста, важен критериум за една конструкција е и нејзината трајност. Недоволната трајност на армиранобетонските конструкции во светски рамки претставува горлив проблем со кој се соочуваме при користење на градбите. Ваквиот проблем се манифестира со вложување на големи финансиски средства за нивото на носивост, стабилност и употребливост се задржи над минимално пропишаните граници. Ваквата состојба главно е последица на еден или комбинација на следните фактори:

- Недоволно внимание посветено на трајноста при проектирањето на конструкцијата,
- Недоволно внимание посветено на трајноста при изведувањето на конструкцијата,
- Нередовно или никакво одржување на конструкцијата во текот на експлоатација.

При проектирањето и изведбата на конструкциите потребно е да се земат предвид надворешните и внатрешните влијанија врз конструкцијата кои се тесно поврзани со трајноста на градбите. Изведувањето на армиранобетонските конструкции е една од клучните фази за остварување на нивната трајност, а притоа посебен акцент се става на негата на бетонот и контрола на квалитетот при вградување. Покрај проектирањето и изведбата, одржувањето на конструкциите е трет важен аспект за постигнување на предвидениот век на употребливост на конструкцијата (Radic, 2006), (Radic, 2010).

Комбинација на горенаведените три фактори среќаваме кај анализираните префабрикувани армиранобетонски портали прикажани во овој труд.

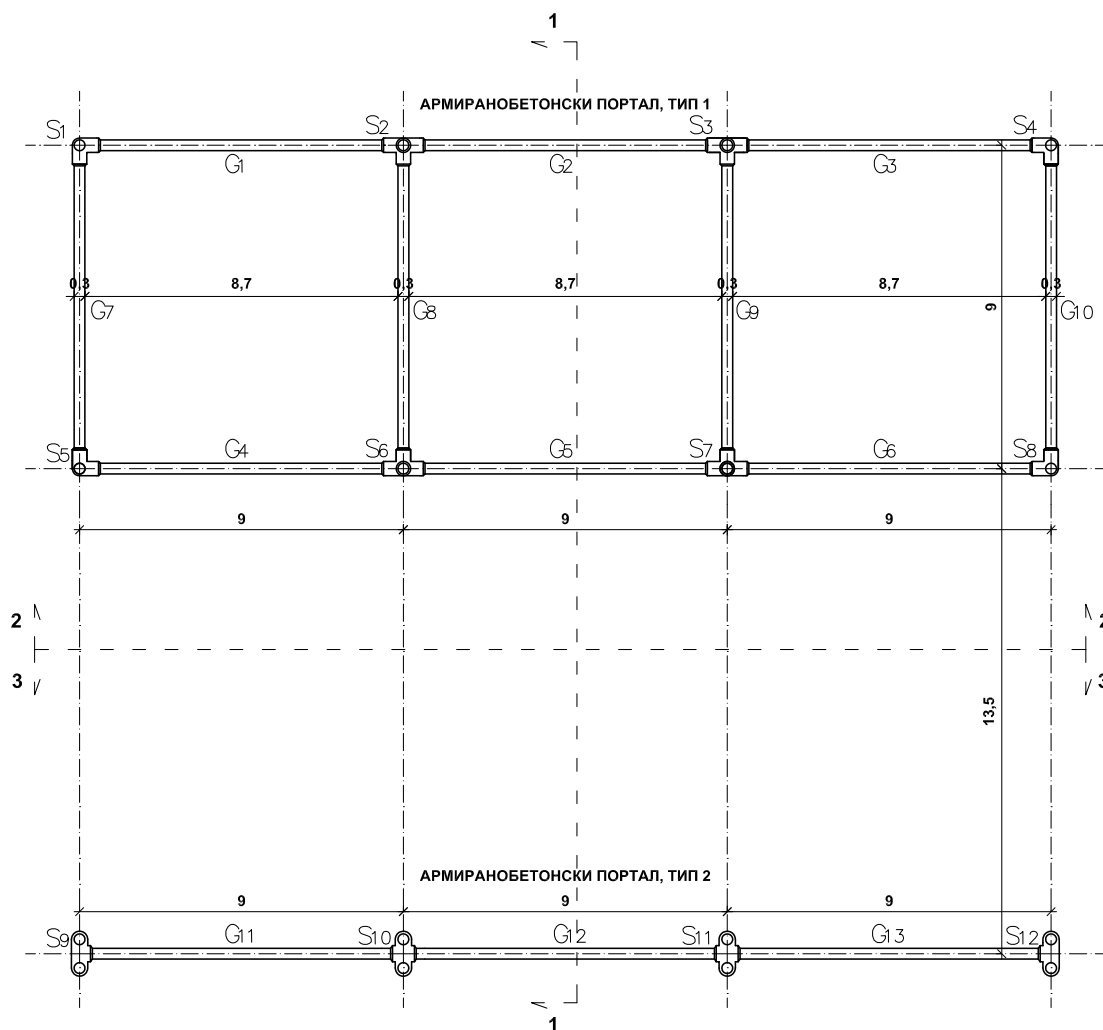
1.1. Податоци за конструктивниот систем на армиранобетонските портали

Конструктивниот систем претставува монтажен, префабрикуван армиранобетонски систем кој се состои од два типа на армиранобетонски портали. Порталите се составени од монтажни греди и столбови, меѓусебно споени со монтажни армиранобетонски елементи. Сите конструктивни елементи, столбови, греди и поврзни монтажни елементи се производ на фабриката Карпош - Скопје и се произведени со постапка на центрифугирање.

Првиот армиранобетонски портал, тип 1, се состои од вкупно осум единечни столба и десет греди, кои оформуваат еднобродна рамка во едниот и тробродна рамка во другиот правец. Меѓусебното растојание на столбовите е 9m во двата правци. Вкупната висина на столбовите е 8m и на нивната највисока точка тие се поврзани со греди. Попречниот пресек на столбовите е кружен прстенаст со дебелина на прстенот од 10cm, со променлив дијаметар по висина на столбот. Во вклучувањето дијаметарот изнесува 46cm а на врвот 34cm. Гредите се со кружен прстенаст, но константен попречен пресек со дебелина на прстенот од 10cm и дијаметар 30cm.

Вториот армиранобетонски портал, тип 2, се состои од вкупно четири двојни меѓусебно поврзани столбови и три греди со кои се формира тробродна рамка во едниот правец со распони од 9m. Вкупната висина на столбовите е 12m, а поврзувањето на столбовите со греди е на висина од 9m. Попречниот пресек на столбовите е прстенаст кружен со дебелина на прстенот од 10cm, со променлив дијаметар по висина на столбот. Во вклучувањето дијаметарот изнесува 49cm а на врвот 25cm. Гредите се со кружен прстенаст, но константен попречен пресек со дебелина на прстенот од 10cm и дијаметар 30cm.

Оддалеченоста на вториот од првиот армиранобетонски портал е 13.5m (Аранѓеловски & Наков, 2016) .



Сл. 1. Основа на армиранобетонски портали, тип 1 и тип 2 и позиционирање на сите елементи

2. ПРОЦЕНКА НА СОСТОЈБАТА НА КОНСТРУКЦИЈАТА НА АРМИРАНОБЕТОНСКИТЕ ПОРТАЛИ

Со цел да се утврди вистинската состојба во која се наоѓаат армиранобетонските портали во поголем број на наврати извршени се визуелни прегледи на конструкцијата. Притоа се регистрирани и фотографирани сите оштетувања на сите конструктивни елементи од двата армиранобетонски портали. Од извршените визуелни прегледи може да се констатира дека на поголем број места се регистрирани: пукнатини, шуплини, оштетувања на местото на спојот на оплатата при производство, делумно или целосно отпаднати заштитни слоеви, помалку или повеќе кородирана арматура, карбонизација на бетонот и сл.

Оштетувањето на столбовите и гредите е со различен степен во различни локалитети по висина и должина на елементите изразени преку микро пукнатини под 0.3mm, макро пукнатини со ширина над 0.3mm кои се појавуваат во попречен и во подолжен правец оформени по цела дебелина на заштитниот слој на арматурата, корозија на арматурата со различен интензитет и тоа површинска, врзана до лушпеста итн.

Армиранобетонските елементи во изминатите 37 години на експлоатација биле и сеуште се изложени на атмосферско агресивно влијание од гасови и течности, пропратени со дејство на ниски температури и мраз во зимски и високи температури во летен период. Наведените оштетувања се појавиле како резултат на начинот и квалитетот на изведба на порталите, нивната изложеност на атмосферски агресивни влијанија и како последица на продорот и

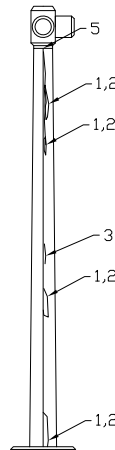
цедењето на површинската вода по површината на поедините елементи. Исто така треба да се спомене и отсуството на перманентни прегледи и навремена заштита и поправка на поедините елементи. Од првиот преглед на конструкцијата можеше да се заклучи дека армиранобетонските портали неминовно мора да се санираат и поправат како не би дошло до несакани последици уште во блиска иднина (Аранѓеловски & Наков, 2016).

2.1. Регистрирани оштетувања на конструкцијата

По извршениот визуелен преглед на конструкцијата изработено е досие за затекнатата состојба. Досието ги содржи сите елементи со општи податоци, фотографија и скица со обележани и нумерирани видливи оштетувања. Од армиранобетонскиот портал, тип 1, се прикажани оштетувањата на армиранобетонскиот столб S1, додека пак, од армиранобетонскиот портал, тип 2, се прикажани оштетувањата на конструктивните елементи: армиранобетонски столб S10 и армиранобетонски греди од G11 до G13.



а) Затекната состојба на столб S1



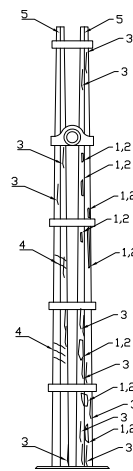
б) Скица со обележани и нумерирани оштетувања

Регистрирани оштетувања:
Отпаднат заштитен слој (1), кородирана арматура (2), подолжни пукнатини (3), пукнатини на спој на оплата (5).

Сл. 2. Армирано бетонски портал, тип 1 – столб S1



а) Затекната состојба на столб S10



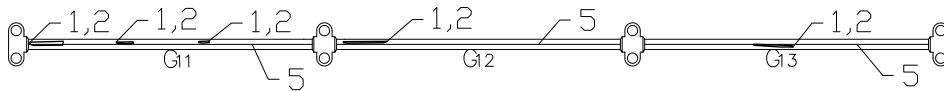
б) Скица со обележани и нумерирани оштетувања

Регистрирани оштетувања:
Отпаднат заштитен слој (1), кородирана арматура (2), подолжни (3) и попречни пукнатини (4), пукнатини на спој на оплата (5).

Сл. 3. Армиранобетонски портал, тип 2 – столб S10



а) Затекната состојба на греди G11-G13.



б) Скица со обележани и нумерирани видливи оштетувања

Регистрирани оштетувања: Отпаднат заштитен слој (1), кородирана арматура (2), пукнатини на спој на оплата (5).

Сл. 4. Армиранобетонски портал, тип 2 – греди G11- G13

2.2. Категоризација на оштетувањата

За сите конструктивни елементи воочените оштетувања во зависност од степенот на оштетување се сместени во три категории, дадени во продолжение. Категорија I означува најмал, а категорија III најголем степен на оштетување.

Во категорија I се опфатени сите површински оштетувања со длабочина до 3mm кои настанале преку испирање на површинско цементно млеко и површински микро пукнатини со ширини под 0.3mm.

Во категорија II се опфатени сите површински длабински оштетувања лоцирани во заштитен слој на арматурата, намалување на РН вредноста на бетонот (почеток на карбонизација), појава на пукнатини над 0.3mm регистрирани во заштитен слој од арматурата, појава на почетна корозија на арматура регистрирана преку површински флеку итн.

Во категорија III спаѓаат најсериозните оштетувања кои се изразени преку длабински оштетувања од околу 3cm, појава на подолжни и попречни пукнатини со ширина поголема од 0.3mm пропратени со одделување и отпаѓање на заштитниот слој од арматурата, шуплини, оштетувања на местото на спојот на оплатата при производство, појава на лушпеста корозија со намалување на пресекот на арматурата преку 10%, длабоко пенетрирана карбонизација на бетонот, итн (Аранѓеловски & Наков, 2016).

2.3. Извршени испитувања и резултати од испитувањата

За да се утврди геометриската правилност на елементите, квалитетот на вградените материјали како и степенот на оштетување спроведени се серија на мерења и испитувања кои се состојат од: геодетско снимање, испитување на јакост на притисок на бетонот, испитување на квалитет на арматурата, испитување на степен на оштетување на арматурата, испитување на карбонизација на бетонот, мерење на широчина на пукнатини.

Геодетското снимање е извршено со цел одредување на геометриската правилност на елементите од порталите. Снимањето е извршено од микротригонометриска мрежа, наменски поставена за таа цел, која се состои од 6 (шест) точки, меѓусебно поврзани со агли и должини.

На порталите се поставени специјални маркици, како дискретни точки, за одредување на геометријата на порталите. Врз основа на податоците од мерењата на сите столбови, во табела 1 се прикажани регистрираните отстапувања од вертикала само на столбовите S1 и S10 на висина од 8.0m.

Столб	Δx [m]	Δy [m]
S1	0.057	0.126
S10	0.027	0.035

Табела 1. Измерени отстапувања (деформации) од вертикалата по X и Y оска

Од прикажаните резултати може да се забележи дека кај армиранобетонскиот портал, тип 1, кај столб S1 е надмината максимално дозволената деформација која за конзолен столб изнесува $L/150=7.5/150=0.050m$. Кај армирано бетонскиот портал, тип 2, за столб S10 кој се состои од двојни столбови, деформациите се во рамки на дозволените.

Испитувањето на јакоста на притисок на бетонот е извршено со вадење и испитување на кернови.



Сл. 5. Вадење на кернови од столб



Сл. 6. Испитување на јакост на притисок

Примерок	Димензии	Волумен	Тежина	Волуменска тежина	Јакост на притисок
Бр.	a/b/c [mm]	V [m ³]	G [g]	γ [kN/m ³]	f_c [mPa]
1	50.1/50.2/40.3	0.00010135	253.69	25.03	44.74
2	49.1/50.2/41.0	0.00010208	254.91	24.97	38.90
3	48.6/49.5/41.5	0.00009983	247.19	24.76	39.30

Табела 2. Определување на јакост на притисок на извадени кернови од конструкцијата

Од прикажаните резултати може да се воочи дека волуменската тежина е во очекувани рамки, а средната вредност на јакоста на притисок изнесува 40.98MPa, што соодветствува на бетон МБ40.

Испитувањето на квалитетот на арматурата и степенот на оштетување на истата се прикажани табеларно.

Примерок	Дијаметар	Граница на развлекување		Јакост на затегнување	
		Бр.	Ø [mm]	F _p [kN]	R _p [mPa]
1	19	121.00	423	167.00	584
2	19	114.00	402	160.00	565
3	19	114.00	402	158.50	559

Табела 3. Определување на граница на развлекување и јакост на затегнување на арматурата

Од прикажаните резултати може да се воочи дека квалитетот на арматурата е задоволителен и истата може да се третира како ребреста арматура RA 400/500-2.

Примерок	Должина	Тежина	Тежина на m'
1	132	260	1.97
2	168	327	1.95
3	179	363	2.03

Табела 4. Тежинска контрола на оштетените арматурни прачки

Средната вредност на тежината на оштетените арматурни прачка изнесува 1.98kg/m'. Со оглед на тоа дека каталожката вредност на тежината на арматурната прачка со дијаметар Ø19 изнесува 2.288kg/m', може да се воочи дека како резултат на настанатата корозија на арматурата се јавува тежинско намалување од 16%.

Примерок	Дијаметар										Среден дијаметар
	Ø [mm]										
1	16.0	16.0	15.5	16.0	16.0	15.5	17.0	16.0	17.2	17.0	16.22
2	16.0	15.0	15.5	15.5	16.5	16.5	16.5	17.0	16.0	17.5	16.20
3	17.0	16.5	16.0	16.5	16.5	17.5	17.5	17.5	17.5	18.0	17.05

Табела 5. Контрола на дијаметар на оштетени прачки

Доколку се спореди измерената средна вредност на дијаметарот на оштетените арматурни прачки Ø_{ср}16.49 со дијаметарот на арматурната прачка Ø19, произлегува заклучокот дека како резултат на настанатата корозија на арматурата се јавува намалување во дијаметарот од 15%, што е речиси еквивалентно на тежинското намалување.

Испитувањето на карбонизација на бетонот е спроведено со 1% раствор на фенолфталеин и 70% етил алкохол. Фенолфталеинот има способност за боене на површината на бетонот во розево – виолетова доколку бетонот не претрпел карбонизација, а обоеност не се појавува во карбонизирианиот дел од пресекот. Резултатите од испитувањето на лице место покажуваат дека поголем дел од вкупната дебелина на прстенастиот кружен пресек која изнесува 10cm е карбонизиран. Средната вредност на длабочината на карбонизација измерена на 10 места изнесува 6cm.

При мерењето на широчина на пукнатините е утврдено дека поголемиот број на пукнатини кои се појавени на површината на столбовите се со широчина поголема од 0.3mm. Истите се во

поодмината фаза на нивен развој со што дозволиле инфилтрација на гасовити и течни агресивни материи кои влијаеле на кородирање на арматурата, понатамошното разорување на заштитниот слој и карбонизација на бетонскиот пресек (Аранѓеловски & Наков, 2016).

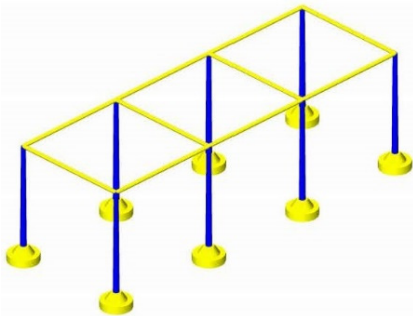


Сл. 7. Контрола на карбонизација на пресекот

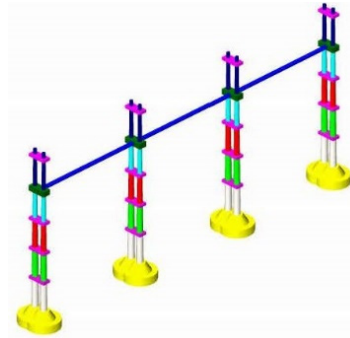
3. МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛ ЗА СТАТИЧКА И СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Со оглед на конструктивната независност на двата армиранобетонски портали, беа изработени и анализирани два математички модели. Математичките модели се анализирани со помош на компјутерскиот програм Radimpex TOWER6. Моделирањето на конструкцијата на армиранобетонскиот портал, тип 1, е извршено со вкупно 300 гредни елементи и 48 гранични елементи. Ослоувањето на столбовите е симулирано како вкleshтување, а гредите се анализирани како систем проста греда. Моделирањето на конструкцијата на армиранобетонскиот портал, тип 2, е извршено со вкупно 310 гредни елементи и 48 гранични елементи. Ослоувањето на столбовите е симулирано како вкleshтување, а гредите се исто така анализирани како систем проста греда.

Конструктивната анализа е спроведена за сите основни случаи на оптоварување, чиј број изнесува 11, а потоа истите се искомбинирани во сите можни комбинации на товарење кои се вкупно 104 (Аранѓеловски & Наков, 2016).



а) Армиранобетонски портал, тип 1



б) Армиранобетонски портал, тип 2

Сл. 8. Математички модел на конструкцијата

3.1. Резултати од извршената анализа за армиранобетонски портал, тип 1 и тип 2

Во понатамошниот дел од текстот ќе бидат прикажани само резултатите од извршената анализа за армиранобетонскиот портал, тип 1.

По геометриското моделирање и нанесување на товари, определени се динамичките карактеристики на конструктивниот систем на армиранобетонскиот портал, тип 1 и при тоа добиени се следните параметри:

Периодата на основниот тон на слободните непригушени осцилации во правец x изнесува $T_{1x} = 0.679\text{sec}$, а во правец y изнесува $T_{1y} = 0.655\text{sec}$.

Максималните хоризонтални поместувања од земјотрес во x правец изнесуваат $x_{\max} = 2.183\text{cm}$ и се помали од дозволените $H/150=800/150=5.33\text{cm}$, додека пак во y правец изнесуваат $y_{\max} = 1.923\text{cm}$ и се помали од дозволените $H/150=800/150=5.33\text{cm}$.

Максималните поместувања од ветер во двата правци изнесуваат 0.145cm , а од температурни влијанија 0.067cm .

При статичката анализа на конструкцијата максималната вредност на напрегањето на притисок во столбовите е 0.48MPa и е помало од дозволеното 8.93MPa , односно S факторот е помал од дозволениот за марка на бетон МБ40 (Аранѓеловски & Наков, 2016).

4. МЕРКИ ЗА ПОПРАВКА И САНАЦИЈА НА КОНСТРУКТИВНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ

По извршените испитувања и анализи на конструкцијата потребно беше да се утврди потребата од поправка и санација, а потоа да се превземат соодветни мерки за поправка и санација на конструктивните елементи со цел да им се возобноват техничките својства кои ќе ги задоволуваат критериумите на носивост и употребливост.

Потребно е да се преземат следните мерки за поправка и санација на конструктивните елементи: враќање на столбовите во вертикална положба, отстранување на деградиран бетон, инјектирање на пукнатини со ширина поголема од 0.3mm , пескарее, обработка и санација на површини зависно од категоријата на оштетување и заштита на целокупната површина.

Како прва мерка потребно е да се овозможи враќање во првобитната вертикална положба на закривените столбови. Оваа мерка е предвидена како начин на осигурување на глобалната стабилност на конструктивните системи на порталите и е предвидено да се одвива во неколку чекори. Првиот чекор е утврдување на местоположбата од која ќе се врши исправањето на закривените столбови. Овде мора да се нагласи дека некои од столбовите се деформирани само во еден, но некои се деформирани во два правци, па постапката за некои од столбовите ќе треба да се повтори два пати. Вториот чекор се состои од стабилизација на столбовите со челични косници. Третиот чекор опфаќа рачен ископ и отстранување на опширниот слој (темелот од насипан материјал) во површина од $1\text{m}/1\text{m}$ за единечните и $1\text{m}/1.65\text{m}$ за двојните столбови, на длабочина од околу 2m . Четвртиот чекор се состои во навлекување на столбовите и исправање на закривеноста преку тирфори. Овој чекор се одвива во задолжително присуство на геодет и вршење на геодетско снимање со кое се контролира вертикалноста. Откако столбовите ќе бидат доведени во вертикална положба, во петтиот чекор се врши армирање и бетонирање на темелот со МБ30, со што се овозможува далеку подобро конзолно вклетување на столбовите. По постигнување на потребната јакост на бетонот, може да се отстранат челичните косници и да се продолжи со мерките за санација на елементите.

Отстранувањето на деградираниот бетон се однесува за оштетувањата кои припаѓаат во категорија II и III и се врши по механички пат рачно или машински, со претходно регистрирање на која местоположба ќе се изврши. Истото се евидентира со записник или градежен дневник преку скици и количини.

За целата површина на бетонот која нема да биде отстранета како деградиран бетон, а кај која се видливи пукнатини со ширина поголема од 0.3mm , потребно е да се превземат мерки за нивно пополнување. Пукнатините се отвараат по машински пат, со формирање на шлиц со ширина од $3\text{-}5\text{mm}$ и длабочина од 1cm , во кој се поставуваат инјекциони цевчиња $\varnothing 10\text{mm}$, во претходно формирани бушотини на меѓусебно растојание од $25\text{-}30\text{cm}$ зависно од ширината на бушотината. Исполната на шлицот меѓу поставените инјекциони цевчиња се врши со рачен алат, со кит на база на епоксидна смола.

Целата површина на столбовите и гредите заедно со монтажните елементи и металните елементи за поврзување на електричните кабли поставени на армирано бетонските гради се пескарат по сува постапка со кварцен песок под притисок од $5\text{-}7$ бари.

Под влијание на гасовита и течна агресивна средина во текот на 37 годишна експлоатација на објектот се создале услови за површинска деградација на армиранобетонските елементи. Истата е изразена преку создавањето на микропукнатини со ширина до 0.3mm и површинска

деградација на цементното врзно средство со создавање на орапавена површина со длабочина до 3.0mm. Надминувањето на ново создадената состојба по изминатиот експлоатационен период, со цел за создавање на услови за квалитетна заштита е со нанесување на израмнителен тенкослоен полимер цементен малтер, во слој од 3-5mm, зависно од оштетеноста на површината.

Санацијата се врши на припремените површини, со полимер цементен малтер, нанесен во една или две работни операции со максимална дебелина на слој до 2.5cm, односно до порамнување со околната површина.

Преку целокупната површина од извршената обработка на површините од категорија I, II и III се нанесува заштитен премаз на база акрилат.

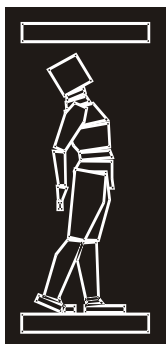
5. ЗАКЛУЧОК

По извршените прегледи, испитувања и анализи, може да се заклучи дека појавените оштетувања на конструкцијата настанале како последица на несоодветно одржување и дејство на агресивни влијанија на која истата е изложена. Одржувањето на конструкцијата во текот на експлоатацијата претставува клучен фактор за обезбедување на потребниот век на употребливост на една конструкција. Со таа цел неопходно е да се воспостави систем на одржување и управување на конструкциите во текот на експлоатација. Тоа подразбира збир од повеќе активности кои вклучуваат:

- собирање, обработка и чување на податоците за конструкциите,
- изработка и практично спроведување на програмата за користење и одржување на конструкциите,
- извршување на прегледите по посебна програма,
- индиректни работи на редовното одржување,
- периодични работи на обнова и замена на уредите и деловите за да не се појави потреба од поголеми работи на поправка, санација и реконструкција.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Аранѓеловски Т., Наков Д., (2016), Проект за санација на армиранобетонски портал, Универзитет Св. „Кирил и Методиј“, Градежен факултет - Скопје
- [2] Durability of concrete structures, Investigation, repair, protection, (2003), Edited by Geoff Mays, E&FN SPON,
- [3] Long term durability of structural materials, (2001), Edited by P.J.M. Monteiro, K.P. Chong, J. Larssen-Basse and K. Komvopoulos, Elsevier
- [4] Radic J., (2006), Betonske konstrukcije prirucnik, Zagreb, Hrvatska sveucilisna naklada, Sveuciliste u Zagreb, Gradjevinski fakultet
- [5] Radic J., (2010), Betonske konstrukcije 4 Sanacije, Zagreb, Hrvatska sveucilisna naklada, Sveuciliste u Zagreb, Gradjevinski fakultet



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ненад ПЕЦИЌ¹, Иван МИЛИЧЕВИЌ²

КОНТРОЛА НА ДЕОФОРМАЦИИ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ СПОРЕД ЕВРОКОД 2

РЕЗИМЕ

Инструкциите за контрола на деформации според Еврокод 2 (EN 1992-1-1:2004) се предмет на истражување во овој труд. Со примената на ограничувањата должина-длабочина се појавуваат неколку проблеми. Оваа процедура не е секогаш апликативна поради прифатените претходно дефинирани влезни податоци и затоа пресметката на деформации е неизбежна. Наједноставна постапка е со интерполација на деформациите пресметани за крутост на ненапукнат и напукнат елемент. Ова е еквивалентно на СЕВ билинеарниот метод, но без експлицитни инструкции за интерполираниот коефициент. Најригорозниот метод за определување на деформациите е базиран на интеграција на кривите пресметани за повеќе попречни пресеци долж елементот. Оваа постапка може да бара дополнителни прилагодувања во случај на статички неопределени системи.

Клучни зборови: армиран бетон, контрола на деформации, Еврокод 2

Nenad PEČIĆ¹, Ivan MILIĆEVIĆ²

DEFLECTION CONTROL OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ACCORDING TO EUROCODE 2

SUMMARY

Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004) instructions for deflection control are discussed in the paper. Several problems arise with application of the span-to-depth limits. This procedure is not always applicable due to adopted pre-defined inputs and calculation of the deflections is necessary. The simplest procedure is to interpolate between deflections calculated using stiffness of the uncracked and the cracked member. This is an equivalent to the CEB bilinear method, but without explicit instruction for the interpolation coefficient. The most rigorous method of assessing deflections is based on the integration of the mean curvatures calculated at a number of cross sections along the member. This procedure may require additional adjustments in case of statically indeterminate structures.

Keywords: reinforced concrete, deflection control, Eurocode 2

¹ Assistant Prof. Ph.D., University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, peca@imk.grf.bg.ac.rs

² Teaching Assistant, MSc Civ. Eng., University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, ivanm@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Deflection control is nowadays often relevant for the design of reinforced concrete elements. This is generally a result of the use of high grade materials and/or loading at early age of concrete due to an accelerated construction. Eurocode 2 (CEN 2004) effectively provides three procedures for the deflection control of the reinforced concrete elements.

The simplest procedure is to limit span-to-structural depth ratio (l/d). This procedure is mostly intended for elements of buildings. The control is performed without explicit calculation of the deflections. This approach and the procedure itself have certain limitations.

Deflection may be calculated by the interpolation between values of the deflection of the uncracked and the fully cracked element. The long-term deflection is obtained using the effective modulus of concrete. This approach is similar to the “bi-linear method” (CEB 1985) and provides the result with a moderate effort.

The most complex procedure for calculation of the deflection is based on the integration of curvatures. Besides the large amount of necessary calculations, this approach requires the support that may not be provided by common design software.

2. LIMITING DEFLECTIONS

Eurocode 2 follows deflection limits designated in ISO 4356. The deflection due to a quasi-permanent load (“total deflection”) is limited to span/250 to provide the appearance and general utility. The quasi-permanent load consists of all permanent loads (g) including pre-stressing (P) and quasi-permanent parts ($\psi_2 \cdot q$) of variable loads (q). Excessive deflections could also impair partitions, glazing or finishes, but these non-structural elements are affected by an increase of the deflection after the construction (“active deflection”). A suitable limit for the active deflection is span/500.

The study (Peiretti et al. 2008) indicates that limitation of the active deflection is a governing condition when applicable. As a result, this requirement applies for many of the structures. On the other hand, calculation of the active deflection is time-consuming task and requires a number of assumptions concerning the load history and the environmental conditions. Since these assumptions affect the calculation, the result may be unreliable despite the large effort made to calculate the deflection. Therefore, it seems reasonable to adopt stricter limitation of the total deflection (for example: span/300) in such cases, instead of limiting the active deflection. This approach requires less effort and the result is much less sensitive to the assumed input data.

3. CONTROL WITHOUT CALCULATION OF THE DEFLECTIONS

Procedure is defined in chapter 7.4.2 of Eurocode 2. It is based on the comparison of the actual span/depth ratio (l/d) of a structure to the limiting value obtained from expressions:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{if } \rho \leq \rho_0 \quad (1a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{if } \rho > \rho_0 \quad (1b)$$

where:

- ρ is the required tension reinforcement ratio at mid-span to resist moment due to the design loads (at support for cantilevers)
- ρ' is the required compression reinforcement ratio at mid-span to resist moment due to the design loads.

f_{ck} is the concrete strength (class in MPa) and ρ_0 is the reference reinforcement ratio. K is the factor to take into account the different structural systems.

Expressions (1.a-b) (Eurocode 2, expressions (7.16.a-b)) have been derived on the assumption that only necessary area ($A_{s,req}$) of $f_{yk} = 500$ MPa reinforcement is provided in span. To account for an additional reinforcement area or different yield strength f_{yk} , the result from Expressions (1.a-b) is multiplied by:

$$\frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \quad (2)$$

where $A_{s,prov}$ is the provided area of the tensile reinforcement.

To perform the check, it is sufficient that

$$\left(\frac{l}{d} \right)_{Exp(1.a-b)} \times \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \geq \left(\frac{l}{d} \right)_{actual} \quad (3)$$

is fulfilled.

Following problems arise with the use of the Expressions (1.a-b):

- (1) The required compression reinforcement is not defined within Eurocode 2. Pre-standard ENV 1992-1-1:1991 had an (obligatory) clause related to the applicability of the linear elastic analysis. Clause 2.5.3.4.2(5) of ENV 1992-1-1 was limiting the compressed zone of the cross section of a member subjected to flexure. Such limitation resulted in the compression reinforcement when the capacity of the concrete was exceeded. Similar requirement also exists in EN 1992-1-1:2004 (clause 5.5(4)), but related only to the linear elastic analysis with redistribution. This clause is not formally mandatory in case that there is no redistribution. Requirement that the yielding of the tensile reinforcement occurs prior to the crushing of the compressed concrete may also be used as a condition limiting the compressed zone of the member. However, this also would not provide unique definition of the required compression reinforcement. The result is affected by the value of parameter α_{cc} (Eurocode 2, clause 3.1.6). This value is set for the use in a particular country in the National Annex.
- (2) A sufficiently augmented area of the tensile reinforcement $A_{s,prov}$ would enable any member to pass the criterion, in case of unrestricted use of the Expression (3). Actually, correction of the basic value l/d , defined in Expression (2), is justified only in case that $A_{s,prov}$ reasonably differ from $A_{s,req}$. For example, UK National annex to Eurocode 2 (NA to BS EN 1992-1-1:2004) limits the adjustment from Expression (2) to a maximum value of 1.5.
- (3) A small value of ρ in case of the flanged beams ("T" sections) with vary wide slab in Expression (1a) enables almost any depth d to pass the criterion. The expressions (1a-b) have been derived for the rectangular cross sections. Small ρ indicates an uncracked member (i.e. slab) and the effects of cracking to a decrease of the stiffness may not be sufficiently accounted for by multiplier 0.8 (Eurocode 2, clause 7.4.2(2)). For example, German National annex to Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA) limits the value from Expressions (1a-b) to $K \cdot 35$ or $K^2 \cdot 150/l$.
- (4) Although it is stated in clause 7.4.2(2) (Eurocode 2, comment to the Table 7.4N) that ratios (l/d) from Expressions (1a-b) satisfy both total ($l/250$) and active ($l/500$) deflection limit, in most of the literature calculated values are referred to the limit $l/250$. As previously mentioned, limitation of the active deflection is governing when applicable.
- (5) It was assumed that the quasi-permanent load was 50 % of the corresponding ultimate load (Eurocode 2, comment to the Table 7.4N). In (Pecić and Marinković 2011) it is pointed out that practically no building element satisfies the ratio of 50 %, and that more suitable value is about 60 %. The lower ratio is not on the safe side, since effects of the creep of concrete are underestimated. The example in (Pecić and Marinković 2011) demonstrates that calculated deflection of a slab may significantly exceed the limit, while it simultaneously complies with Expression (3).

A critical review of Eurocode 2 procedure for limiting span-to-depth ratio may also be found in (Volume 2009). Some improvements of the procedure have been recently proposed (Pérez Caldentey et al. 2017). Problems with application of the Expressions (1a-b) are likely to occur when the criterion in the Expression (3) closely passes (i.e. when the value on the left practically equals the right side). In such case, it is not advisable to rely on the Expressions (1a-b), but to verify deflection by calculation, to avoid unsatisfactory behaviour.

3. CALCULATION OF THE DEFLECTIONS

Accurate prediction of deflections is challenging task even in the laboratory conditions with measured material properties, controlled loading and stable environmental conditions. Most of the necessary input data have to be assumed in day-to-day design and the result may be significantly affected by the assumptions made in this calculation. Therefore, the effort made to predict deflection of the actual element would not lead to a reliable result.

As an alternative, deflections may be determined for conventional conditions. Eurocode 2 sets the limitation of the deflection under a quasi-permanent load as a suitable criterion. The quasi-permanent load includes all permanent loads, pre-stressing and part of variable loads. Typically, for non-prestressed concrete slabs in common buildings, the quasi-permanent load is:

$$g + \Delta g + \psi_2 \cdot q \quad (4)$$

where

- g is the self-weight of the slab;
- Δg is the additional uniform dead load due to finishes and partitions;
- $\psi_2 \cdot q$ is the quasi-permanent part of the imposed (variable) load.

Imposed loads q for buildings are defined in Eurocode 1 (EN 1991-1-1:2002). ψ_2 factors are given in Eurocode 0 (EN 1990:2002).

The effects of cracking are introduced using interpolation (Eurocode 2, Expression (7.18))

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (5)$$

where:

- α is the deformation parameter – strain, curvature or deflection;
- α_I, α_{II} are the values of α calculated for the uncracked and fully cracked conditions;
- ζ is an interpolation coefficient.

In case of bending without axial force, the interpolation coefficient ζ may be taken

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (6)$$

where

- M is the bending moment due to (quasi-permanent) load;
- M_{cr} is the cracking moment, calculated using the mean tensile strength f_{ctm} or the flexural tensile strength $f_{ctm,fl}$ (modulus of rupture, when appropriate);
- β is the coefficient, $\beta = 0.5$ for long-term load.

The long-term effects due to sustained load (creep strains) may be calculated using effective modulus for concrete

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (7)$$

where

- E_c is the (tangent) modulus of elasticity of a concrete;
- φ is the creep coefficient relevant for the load and the time interval.

An appropriate value of the concrete tensile strength is needed for the use of Expression (6). The phenomenon of the flexural cracking is related to the flexural tensile strength $f_{ctm,fl}$. It is stated in Eurocode 2 that $f_{ctm,fl}$ may be used in case that there is no structural restraints. Also, the flexural tensile strength $f_{ctm,fl}$ provides a smaller value of the calculated deflection than f_{ctm} . However, the procedure, contained in the Expression (5) and previously presented in CEB Manual (CEB 1985), is calibrated to f_{ctm} . Published results on experimentally measured deflections show that use of the flexural tensile strength in Expression (6) is seldom justified (Pecić et al. 2017).

The quasi-permanent load is a multi-part load consisting of sustained loads applied at the different ages. Therefore, the effective modulus from Expression (7) should account for the sequence loading. This may be achieved using the effective creep coefficient $\varphi = \varphi_{eff}$ in Expression (7). For the quasi-permanent load (Expression (4)), the effective creep coefficient is

$$\varphi_{eff} = \frac{g \cdot \varphi(\infty, t_1) + \Delta g \cdot \varphi(\infty, t_2) + \psi_2 \cdot q \cdot \varphi(\infty, t_3)}{g + \Delta g + \psi_2 \cdot q} \quad (8)$$

where $\varphi(\infty, t_i)$ ($i = 1, 2, 3$) are the creep coefficients relevant for the time of application of self-weight, superimposed dead load and variable load. Creep coefficients may be calculated according to Annex B of Eurocode 2.

The Expression (8) is valid in case that all participating loads ($g, \Delta g, q$) are of the same type. This is generally fulfilled only for slabs when design loads are uniform surface loads (N/m^2). In case of beams, loads may be of different types and there is no explicit magnitude of single load when structural analysis is performed by finite element software. It is hardly possible to define a formally accurate effective creep coefficient φ_{eff} in such case. Principle applied in Expression (8) may be formally followed substituting the loads with the stresses generated by loads. But, the participation of single load in the stresses varies along the beam proportionally to the corresponding bending moment diagram. This would result in particular value of φ_{eff} for any single cross-section of the beam, which is fully useless for day-to-day design.

The way to obtain a simple approximation for φ_{eff} is to substitute the loads with their resultants in Expression (8). This approach gives an appropriate φ_{eff} , providing the reasonable participation of single loads. It is also easily supported by finite element analysis.

With all inputs prepared, there are two possibilities for calculation of the deflections. The first one is to integrate numerically the curvatures calculated at a number of cross-sections along the span. This may be done following Expression (5), in which α is the long-term curvature. The second one is a simplified approach: the principle from Expression (5) applies directly to the deflection, in which α is the deflection itself.

3.1. Calculation of the deflections by integration of curvatures

It is stated in Eurocode 2 that “The most rigorous method of assessing deflections ... is to compute the curvatures at frequent sections along the member and then calculate the deflection by numerical integration.”

The long-term curvatures should be calculated for transformed section in uncracked (I) and fully cracked state (II), using the effective modulus of concrete (Expression (7)), the effective creep coefficient (Expression (8)) and the shrinkage strain. The bending moment M in the Expression (6) takes value according to the position of selected section of the element. In case that selected cross-sections are not distant (i.e. that number of segments for numerical integration is sufficient), this value is suitable for evaluation of the interpolation coefficient ζ in Expression (6).

The amount of necessary calculation for described numerical integration is large and this procedure is not suitable for hand-calculation. However, calculation for every single section follows similar pattern

and can be easily programmed. This does not require particular skills and may be organized as Excel worksheet, for example. But, in most of “How to ...” literature for designers there is lack of two important instructions that are frequently required for obtaining a worthwhile result:

- (1) What is the cross-section in case of the flanged beams (“T” beams with wide slab)?
- (2) How to account for the additional effects in the statically indeterminate structures?

(1) Effective flange width established in clause 5.3.2.1 of Eurocode 2 is “for structural analysis, where a great accuracy is not required”. Also “a constant width may be assumed over the whole span”. The value applicable to the span section should be adopted” (Eurocode 2). This approach may be suitable for structural analysis, but it is completely inconsistent with the idea of evaluating “precise” curvatures along the beam. Participation of the slab in resisting bending moments varies along the span. Constant (effective) slab width, suitable for *ULS* design at cross-sections with the extreme bending moments, is a very rough approximation in comparison to the refined procedure for determination of the curvatures. This approach is particularly unsuitable in case that both sagging and hogging moments act along the beam.

Establishing an appropriate effective width for deflection calculation requires the comprehensive study of various combinations of input parameters (dimensions of cross-section, structural system, loading pattern). The stresses in a flange are not uniform either across flange width or along the member. Double averaging is required to obtain the single cross-section with moment-curvature properties corresponding to a whole element (or, instead, to a part of an element under positive or negative bending moment). This approach is consistent with common calculation procedures, but establishing of the generally valid corresponding cross-section is an extremely complex task. However, without the appropriate cross-section, the effort associated with the integration of curvatures of “T” beams is meaningless.

(2) The bending moment diagram of a statically indeterminate element, made of the reinforced concrete, may differ from the one that corresponds to an element made of the homogeneous material. Both bending and shear may result in cracking followed by the change in stiffness. As a result, the bending moment diagram differs from the one corresponding to the homogeneous element, and should be adjusted (“redistributed”) prior to a calculation of the curvatures. Also, an increase of curvatures in the course of time due to (free) creep and shrinkage of the concrete is usually not compatible with the restraints due to redundant supports of a statically indeterminate element. Therefore, the additional reactions will appear and the bending moment will gradually change in time. Again, the bending moment diagram differs from the one corresponding to the homogeneous element, and should be redistributed for the second time, prior to a calculation of the long-term curvatures. The redistribution of forces in elements due to these phenomena is seldom supported by design software. The common approach is to use gross-section properties in structural analysis. It is shown in (Pecić 2013) that the commonly used bending moment diagram, based on the gross-section properties, may lead to the large errors in the prediction of deflections of statically indeterminate elements, when numerical integration of the long-term curvatures is applied. Therefore, without the proper redistribution of bending moments, the effort associated with the integration of curvatures of statically indeterminate elements is hardly justified.

Both of questions (1) and (2) have no simple answers. But, without the explicit instructions upon these problems, the calculation of deflections by the numerical integration of curvatures is unreliable, except for simply supported slabs or beams with clear cross-section. The simplified procedure, discussed in following chapter, is reasonable solution for day-to-day design.

3.2. Simplified calculation of the deflections

Expression (5) may be directly applied to obtain the long-term deflection u :

$$u = \zeta \cdot u_{II} + (1 - \zeta) \cdot u_I \quad (9)$$

where u_I and u_{II} are the deflections calculated for the uncracked (“state I”) and fully cracked (“state II”) conditions.

This approach is similar to well known “bi-linear method”, which was introduced in common practice by CEB Manual “Cracking and deformations” (CEB 1985). There are two (minor) differences between the bi-linear method and the method suggested by Eurocode 2:

- Eurocode 2 uses the Effective modulus of concrete for calculation of the long-term effects (*EM* method), while bi-linear method (CEB 1985) applies the Age adjusted effective modulus of concrete (*AAEM* method) $E_{c,eff}^*$

$$E_{c,eff}^* = \frac{E_c}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (10)$$

with the adopted value of the ageing coefficient $\chi = 0.8$.

- Manual (CEB 1985) states an explicit value of the interpolation coefficient $\zeta = \zeta_b$ in the bi-linear method

$$\zeta_b = 1 - 0.5 \cdot \frac{M_{cr}}{M_D} \quad (11)$$

where M_D is the maximum bending moment due to load in the span of the element. Eurocode 2 gives no instruction for the calculation of ζ from Expression (6) when Expression (5) is used for direct calculation of the deflection ($\alpha = \text{deflection}$).

It should be emphasized that both methods give identical values of the calculated deflections, for an element under sustained load, in case that:

- The same value of interpolation coefficient ζ is used for both methods (according to the Expression (11) or different – this issue is discussed below);
- The value of ageing coefficient χ is taken 1,0 for the bi-linear method (CEB 1985);
- The same values of E_c and $\varphi = \varphi_{eff}$ are used for both methods;

In other words, a designer should only perform minor changes to accommodate previously used procedure for deflection calculation by the bi-linear method. However, if a procedure for deflection calculation according to Expression (9) should be developed from the very beginning attention should be paid to following issues.

- (1) A representative cross-section should be selected. An appropriate choice is the cross-section with the maximum bending moment M_D in the span. In case of flanged beams, the corresponding effective flange width applies for evaluation of the cross-section properties.
- (2) Moments of inertia of the uncracked and fully cracked section are required for calculation of u_I and u_{II} in Expression (9). In case of long-term deflection, the area of concrete is accounted for with modulus $E_{c,eff}$, according to Expression (7), to obtain the properties of transformed cross-sections I_I and I_{II} . Depth of the compressed concrete (position of the neutral axes in a cracked section) may be calculated using either E_c or $E_{c,eff}$; the later is consistent with application of the *EM* method. But, to calculate the cracking moment M_{cr} , one should not apply $E_{c,eff}$ for evaluation of the transformed cross-section properties. Misleading instructions, suggesting calculation of the section modulus using the effective modulus of concrete, have recently appeared in the literature. Therefore,

$$M_{cr} = W \cdot f_{ct} \quad (12)$$

where

W is the section modulus for the uncracked state, calculated either from transformed section (and concrete accounted for with E_c), or from gross concrete section (suitable for common design, recommended) and

f_{ct} is a suitable value of the concrete tensile strength, explained in (4).

- (3) Calculation of the interpolation coefficient ζ requires a representative value of the bending moment M (Expression (6)). ζ quantifies the tension stiffening effects of the concrete in cracked part(s) of element's span ($M \geq M_{cr}$) according to the strain of tensile reinforcement. Locally, this strain is proportional to the bending moment and Expression (6) applies. For the whole element, an average value of the tension stiffening should be used. Along the cracked part of the span M varies from M_{cr} to M_D ($M_{cr} \leq M \leq M_D$). To apply in Expression (9), ζ may be assessed from Expression (6) using average value of the tensile strain from the arithmetic mean $M = \frac{1}{2}(M_{cr} + M_D)$. Bi-linear method (CEB 1985) applies the geometric mean

$$M = \sqrt{M_{cr} \cdot M_D} \quad (13)$$

resulting in ζ_b from Expression (11). This value underestimates the deflection to some extent, in comparison to the basic model presented in Expressions (5) and (6), but it provided simple tool that was suitable for hand calculation. In recent publications some authors suggest to adopt $M = M_D$ (Beeby and Narayanan 2009), (Gilbert and Ranzi 2011). This is on the safe side, but also inconsistent with the basic model. However, in most cases both M from Expression (13) and $M = M_D$ provide a suitable value of the interpolation coefficient ζ in Expression (6) for design purposes.

- (4) Although the flexural tensile strength (or modulus of rupture) $f_{ctm,fl}$ represents a “measure” of the cracking resistance of an element, the appropriate value of the concrete tensile strength f_{ct} for use in Expressions (6), (11) and (12) is f_{ctm} . The basic concept, given in Expressions (5) and (6), had been originally proposed by Favre. Validation of the bi-linear method (Jaccoud and Favre 1982) was performed using f_{ctm} and the value of coefficient $\beta = 0.5$ in Expression (6) is calibrated for use together with the mean tensile strength f_{ctm} . Comparisons of the calculated deflections with the experimentally measured deflections, presented in (Pecić et al. 2017) and (Pecić 2013), indicate the mean tensile strength f_{ctm} provides better results than the flexural tensile strength $f_{ctm,fl}$. When compared to the measured values, deflections calculated with f_{ctm} were close or in the safe side, while use of $f_{ctm,fl}$ often underestimated the result.

For elements loaded slightly above the cracking load ($M_D > M_{cr}$, but $M_D \approx M_{cr}$), the deflection should be verified using a smaller value of the concrete tensile strength. The lower characteristic value $0.7 \cdot f_{ctm}$ may be suitable for that purpose. In the vicinity of the cracking load, the calculated deflection is very dependent on the concrete tensile strength. Reduced value of the tensile strength provides a more reliable prediction of the deflection in such case.

4. CONCLUSION

Eurocode 2 (CEN 2004) has two methods for checking deflection. The first is based on limiting span-to-depth ratio. The second method is based on calculation of the theoretical deflection.

Limits of span-to-depth ratios provided in Eurocode 2 are not always applicable. Problems that may arise with the application of this method are discussed in the paper.

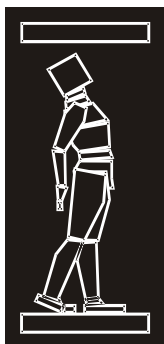
Calculation of the deflection may be performed either by numerical integration of the long-term curvatures or by simplified procedure based on calculation of long-term curvature in the representative cross-section. In most cases, there is a lack of necessary instructions or procedures required for a proper integration of curvatures. Current problems about this issue are listed in the paper. The only always efficient procedure is simplified calculation of the deflections. Simplified check is a variant of well-known bi-linear method, introduced in CEB Manual (CEB 1985). Additional instructions, related to the application of simplified check have arisen from the latter researches, are also discussed in the paper.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors express the gratitude to the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia for the financial support under the projects TR-36048 „Research on condition assessment and improvement methods of civil engineering structures in view of their serviceability, load-bearing capacity, cost effectiveness and maintenance”.

REFERENCES

- [1] Beeby, A. W., Narayanan, R. S., (2009) “Designers’ Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures”. Thomas Telford Ltd., London, UK.
- [2] Comité euro-international du béton (CEB), (1985) “CEB Design Manual Cracking and Deformations. CEB Bulletin d'Information No. 158”. Lausanne, Switzerland.
- [3] Corres Peiretti, H., Pérez Caldentey, A., López Agüí, JC, Edtbauer, J., (2008) “Chapter 7 – Serviceability Limit States. Deflections. Supporting Documents”, published as part of EC2 Commentary, European Concrete Platform ASBL. Brussels, Belgium.
- [4] European Committee for Standardization (CEN), (2004) “Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”. Brussels, Belgium.
- [5] Gilbert, R.I., Ranzi G., (2011) “Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures”. Spon Press, New York, USA.
- [6] Jaccoud, J-P., Favre, R., (1982) “Flèche des structures en béton armé – Vérification expérimentale d'une méthode de calcul”. Annales de l'ITBTP, série Béton 208, N°406 juillet-août 1982: 20–68. Paris, France.
- [7] Pecić, N., Marinković, S. (2011) “Design aspects of Eurocode 2 methods for deflection control”. Proceedings of fib Symposium Prague 2011. Prague, Czech Republic.
- [8] Pecić, N., Mašović, S., Stošić, S., (2017) “Verification of deflection according to Eurocode 2”. Structural Concrete. DOI: 10.1002/suco.201600234, Wiley.
- [9] Pecić, N., (2013) “Improved Method for Deflection Control of Reinforced Concrete Structures” (in Serbian) [PhD thesis]. Belgrade, Serbia: University of Belgrade, https://phaidravg.bg.ac.rs/detail_object/o:6796?tab=0#mda.
- [10] Pérez Caldentey, A., Mendoza Cembranos, J., Corres Peiretti, H., (2017) “Slenderness limits for deflection control: a new formulation for flexural RC elements”. Structural Concrete; 18(1): 118-127. DOI: 10.1002/suco.201600062, Wiley.
- [11] Vollum, RL., (2009) ”Comparison of deflection calculations and span-to-depth ratios in BS 8110 and Eurocode 2”. Magazine of Concrete Research; 61(6): 465-476. ICE Publishing. London, UK.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Гоце ПРАНГОВСКИ¹, Горан ГОШЕВСКИ², Ѓорѓи ГОШЕВ³, Силјан МИХАЈЛОВСКИ⁴

УПОТРЕБА НА РЕЦИКЛИРАН МАТЕРИЈАЛ ОД ЕЛЕКТРОНСКИ ОТПАД КАКО КОМПОНЕНТА ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА БЕТОН

РЕЗИМЕ

Лабораторијата за бетон при Градежниот Институт Македонија А.Д. Скопје во изминатиот период работеше на истражување со цел употреба на рециклиран материјал од електронски отпад како материјал за производство на бетон. Применето е отпадно стакло од CRT монитори како делумна и целосна замена за агрегат со фракција 0-4,0 mm. Изработени се три рецептури од кои едната е рецептура без стакло како и две рецептури со замена на 50% за фракција 0-4,0 mm, и замена 100% за фракција 0-4,0 mm. Направена е компаративната анализа помеѓу својствата на свеж и оцврнат бетон добиени од лабораториските испитувања за трите рецептури.

Клучни зборови: лабораториски испитувања, стакло, бетон, агрегат, рецептура

Goce PRANGOVSKI¹, Goran GJOSHEVSKI², Gjorgji GOSHEV³, Siljan MIHAJLOVSKI⁴

USE OF RECYCLED MATERIAL FROM ELECTRONIC WASTE AS COMPONENT FOR PRODUCTION OF CONCRETE

SUMMARY

In the past period the Concrete Laboratory at the Civil Engineering Institute Macedonia JSC Skopje worked on research in order to use recycled material from electronic waste as a material for the production of concrete. Waste glass from CRT monitors was used as a partial and complete replacement for the aggregate with fraction 0-4,0 mm. Three admixtures were prepared of which one is a glass-free admixture as well as two admixtures with a 50% replacement for a 0-4,0 mm fraction, and replacement 100% for a fraction 0-4,0 mm. Comparative analysis were performed between the properties of fresh and hardened concrete obtained from laboratory tests on the three admixtures.

Keywords: laboratory tests, glass, concrete, aggregate, admixture

¹ Магистер од областа на градежништвото, Раководител на сектор, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, goce.prangovski@gim.mk

² Магистер од областа на градежништвото, Одговорен инженер, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, goran.gjosevski@gim.com.mk

³ Магистер од областа на градежништвото, Директор на завод, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, gorgi.gosev@gim.mk

⁴ Дипломиран градежен инженер, Директор на проекти, Градежен Институт Македонија А.Д. Скопје, siljan.makedonija@gim.mk

1. ВОВЕД

Еден од најдобрите начини индустријата за бетон да се направи одржлива е со преработка и примена на определени отпадни материјали како замена за природните материјали. Агрегатот кој се користи за производство на бетон најчесто е од природно потекло (песок, чакал, дробина), а неговата континуирана експлоатација доведува до уништување и оптоварување на природата. Оттука произлезе и идејата за истражување и употреба на рециклиран материјал од електронски отпад како материјал за производство на бетон.

Лабораторијата за бетон при Градежниот Институт Македонија А.Д. Скопје работеше на подготовка на рецептури за производство на бетон со делумна и целосна замена на агрегат со фракција 0-4,0 mm. Како соодветна замена беше користено предно стакло од CRT монитори.

Беа проектирани 3 рецептури за производство на бетон, и тоа:

- Рецептута 1, класа на бетон C25/30 без никакви додатоци на стакло;
- Рецептута 2, класа на бетон C25/30 со замена на 50% на фракција 0-4,0mm со отпадно стакло;
- Рецептута 3, класа на бетон C25/30 со замена на 100% на фракција 0-4,0mm со отпадно стакло;

Проектирани рецептури за производство на бетон се во согласност со стандардот MKC EN 206 и сите извршени лабораториски испитувања на свежиот и стврднат бетон со во согласност со MKC EN стандардите.



Сл. 1. Примена на отпадно стакло при производство на бетон

2. КОМПОНЕНТИ ЗА СОСТАВ НА БЕТОНСКАТА МЕШАВИНА

Како составни компоненти кои се користени за проектирање и производство на трите бетонски мешавини се следните.

2.1. Цемент

Цемент тип СЕМ II/A-V 42,5 R е портланд цемент со додаток на пуцолани (силикатна летечка пепел, V). Се состои од 80%-94% клинкер, 6%-20% висококвалитетна летечка пепел, природен гипс (за регулација на почетокот на врзување) и до 5% останати минорни минерални додатоци. Високиот процент на клинкер обезбедува високи јакосни вредности на бетоните, добра обработливост и трајност. Избалансираните карактеристики (јакост на притисок, време на врзување, топлина при хидратација) го прават овој цемент применлив за секакви поднебја и класи на агресивна изложеност. Цементот е производ на Цементарница УСЈЕ А.Д. Скопје.

2.2. Агрегат

Агрегатите за подготовка на бетонските мешавини се произведуваат во копот за варовник на 18 километри јужно од Скопје, блиску до селото Говрљево, а во сопственост на Цементарница УСЈЕ А.Д. Скопје.

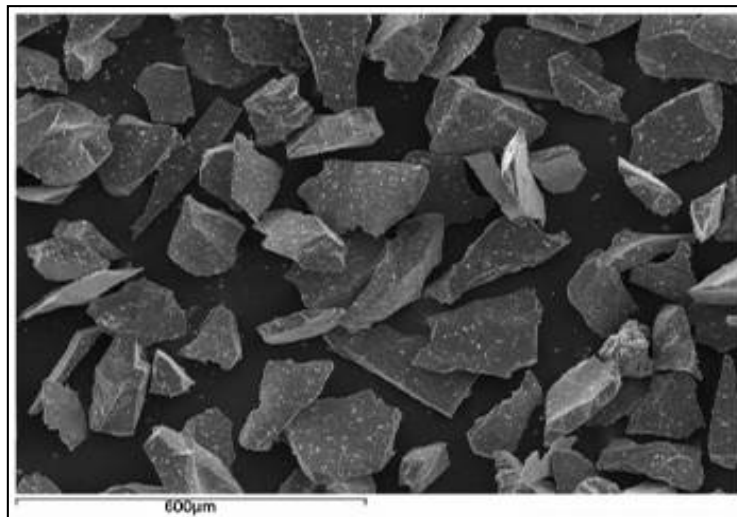
За изработка на бетонските мешавини користен е агрегат со максимална големина на зрно $d_{max} = 31,5 \text{ mm}$, во четири фракции и тоа:

- Фракција I од 0,0 до 4,0 mm;
- Фракција II од 4,0 до 8,0 mm;
- Фракција III од 8,0 до 16,0 mm;
- Фракција IV од 16,0 до 31,5 mm.

Направени се комплетни испитувања на агрегатот согласно МКС EN стандардите и истиот ги задоволува потребните барања за негова употреба при производство на бетонски мешавини.

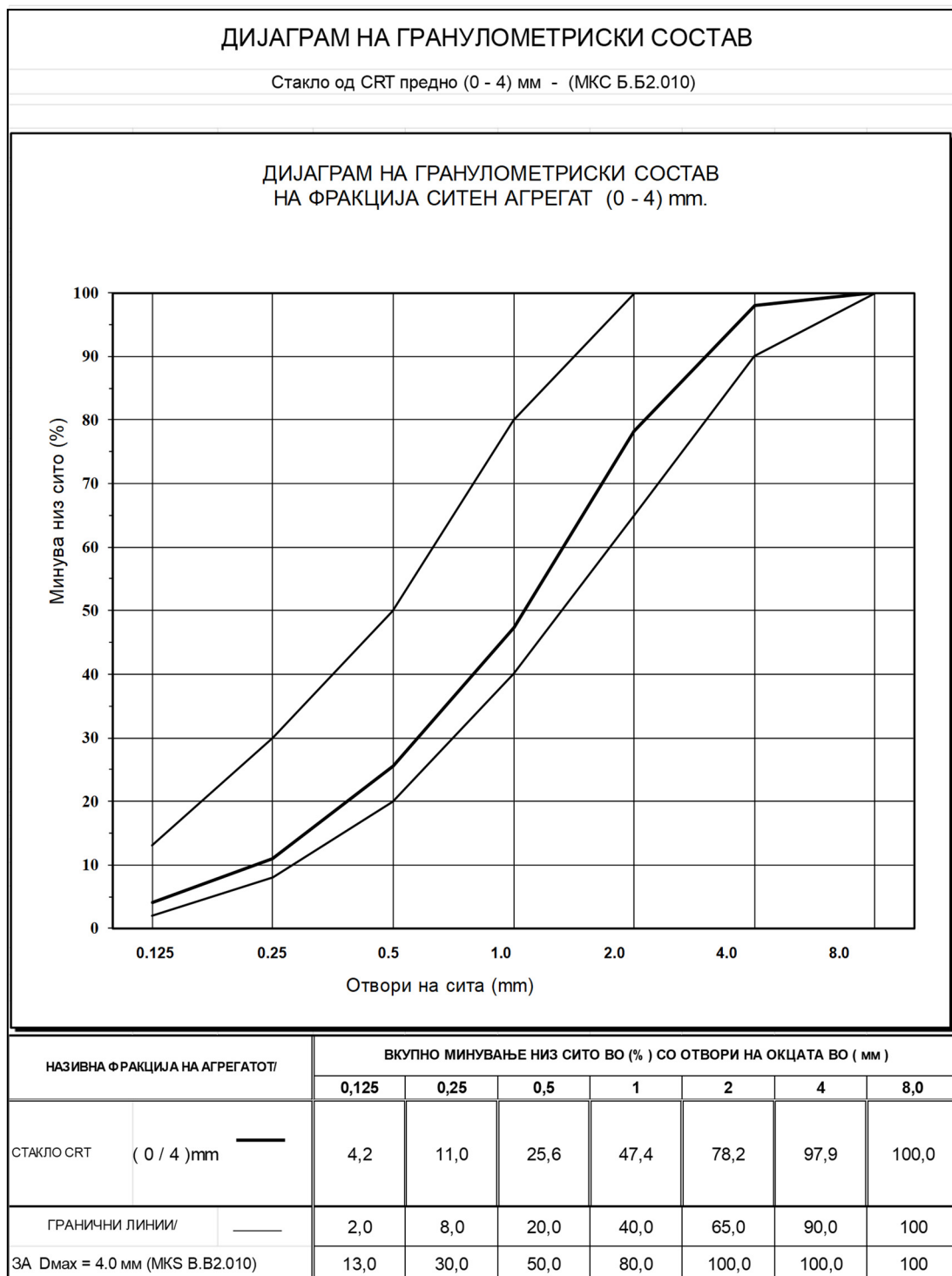
2.3. Стакло

Користено е стаклото од електронски отпад - CRT монитори. Добиено е во соработка со фирмата „Нула Отпад“ ДОО Скопје која го собира овој тип на стакло и управува со него. Од депонијата за CRT монитори земен е потребен број на монитори. Така одвоениот преден дел од CRT мониторите, е однесен во погон каде има дробилка и се дроби во фракција 0 – 4 mm.



Сл. 2. Изглед на CRT стакло

Од дијаграмот на гранулометрискиот состав се гледа дека фракцијата стакло од 0.0 до 4.0 mm идеално се вклопува помеѓу огледните криви и со тоа се констатира дека гранулометриски одговара како агрегат за производство на бетон.



Сл. 3. Гранулометриски состав на фракција 0-4,0 mm стакло

2.4. Вода

При проектирањето на рецептурите за производство на бетон е користена вода од градски водовод која што е безбедна за пиење и согласно тој податок истата е адекватна при производство на бетон.

3. РЕЦЕПТУРИ ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА БЕТОНСКИ МЕШАВИНИ

Како што напоменавме и претходно во ова истражување проектирани и анализирани се три рецептури за производство на бетон, и тоа:

- **Рецептура 1** - претставува рецептура за производство на обичен бетон класа C25/30 кој во својот состав не содржи стакло туку ќе служи само како еталон со кој понатаму ќе се споредуваат односно ќе се надградуваат рецептурите кои во својот состав содржат и отпадно стакло. Оваа рецептура има водоцементен фактор $v/c=0.55$ и класа на конзистенција S3 согласно методот на слегнување (Slump test) и согласно MKC EN 206.
- **Рецептура 2** - се однесува на бетон класа C 25/30 и фракцијата 0,0 – 4,0 mm која содржи 50 % отпадно стакло. Изработена е гранулометриска анализа на агрегатот заедно со отпадно стакло во состав на фракцијата 0,0 – 4,0 mm со максимално зрно $D_{max}=31.5$ mm и составената гранулометриска линија се наоѓа помеѓу граничните линии А и Б со соодветно учество на поедините фракции. Врз основа на ова е добиена рецептурата со водоцементен фактор $v/c=0.54$ и класа на конзистенција S3 согласно методот на слегнување (Slump test) и согласно MKC EN 206.
- **Рецептура 3** - се однесува на бетон класа C 25/30 и фракцијата 0,0 – 4,0 mm која содржи 100 % отпадно стакло. Изработена е гранулометриска анализа на агрегатот заедно со отпадно стакло во состав на фракцијата 0.0 – 4.0 mm со максимално зрно $D_{max}=31.5$ mm и составена гранулометриска линија се наоѓа помеѓу граничните линии А и Б со соодветно учество на поедините фракции. Оваа рецептура се карактеризира со водоцементен фактор $v/c=0.53$ и класа на конзистенција S3 согласно методот на слегнување (Slump test) и согласно MKC EN 206.

Процентуалната застапеност на составните компоненти во бетонските мешавини е деловна тајна и истата не е презентирана во овој труд.



Сл. 4. Подготовка на свежа бетонска мешавина во лабораториски услови

4. ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА НА СВЕЖ И СТВРДНАТ БЕТОН

4.1. Лабораториски испитувања на свеж бетон

4.1.1. Испитување на конзистенција со слегнување –Slump test

Испитување на свеж бетон определување на конзистенција со слегнување – Slump test, е извршено согласно стандардот MKC EN 12350-2.

Испитување на конзистенција со слегнување (Slamp-test)			
МКС EN 12350-2:2009			
Ознака на проектираниот состав:	1	2	3
Температура на воздухот (°C):	21.3	20.1	22.0
Температура на бетонот (°C):	17,0	16.5	16.5
Измерено слегнување h (cm):	10,0	10,5	11,0
Вид на слегнување (правилно, смолкнато):	правилно	правилно	правилно
Класа според слегнување:	S3	S3	S3

Табела 1. Табеларен приказ на резултати од определување на конзистенција на бетон со слегнување

4.1.2. Испитување на содржина на пори

Извршено е испитување на свеж бетон согласно стандардот МКС EN 12350-7 , испитување на свеж бетон – определување на содржина на воздух – метода на притисок. Предмет на ова испитување е да се утврди содржината на воздух во свежиот бетон.

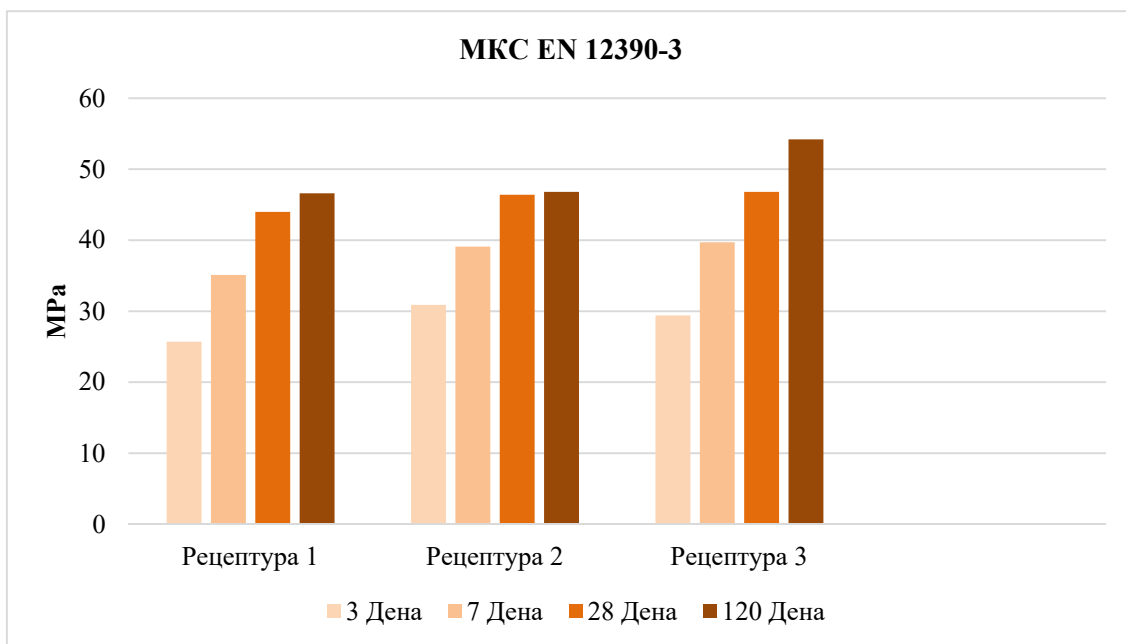
Испитување на содржина на пори-методи на притисок			
МКС EN 12350-7:2009			
Ознака на проектираниот состав:	1	2	3
Температура на воздухот (°C):	21.3	20.1	22.0
Температура на бетонот (°C):	17,0	16.5	16.5
Содржина на пори на свеж бетон (%):	2.0	2.5	2.6

Табела бр. 2. Табеларен приказ на резултати од определување на содржина на пори

4.2. Лабораториски испитувања на стврднат бетон

4.2.1. Испитување на јакост на притисок

Извршено е испитување на стврднат бетон согласно стандардот МКС EN 12390-3 испитување на стврднат бетон – јакост на притисок на испитуваните примероци. За секоја рецептура се изработени по 3 тела кои се испитани на 3 , 7 , 28 и 120 дена старост. До потребната старост телата се негувани во клима комора во услови на константна температура 20 ± 2 °C и константна релативна влажност од 95%.



Сл. 2. Јакост на притисок на контролни тела со старост од 3, 7, 28 и 120 дена

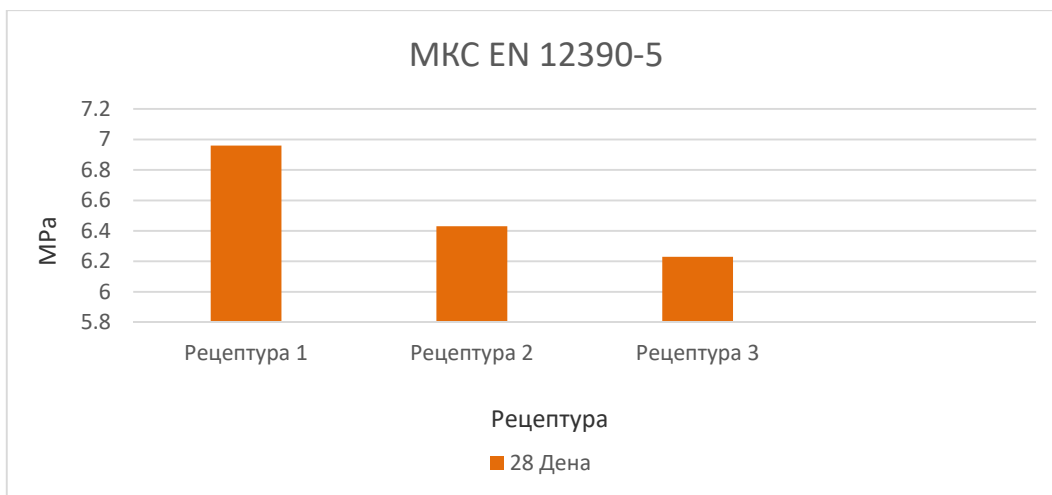
Сите контролни примероци беа испитани на компјутеризирана, калибрирана, автоматска преса тип Матест со 3-подрачја на работа и опсег од 0- 3000 KN.



Сл. 3. Преса за испитување на контролни примероци

4.2.2. Испитување на јакост на свиткување

Извршено е испитување на стврднат бетон согласно стандардот МКС EN 12390-5 испитување на стврднат бетон – јакост на свиткување кај испитуваните примероци. Предмет на ова испитување е да се определи јакоста на свиткување на бетонот на 28 дневна старост на бетонот.



Сл. 7. Јакост на притисок на свиткување

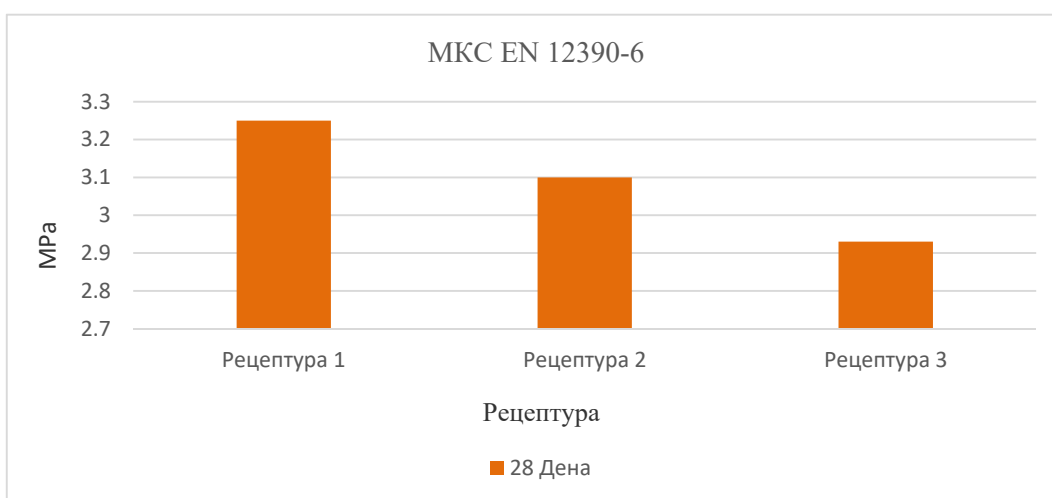
Испитувањето е извршено на контролни примероци-призми со димензии: 100/100/500 mm.



Сл. 8. Изглед на контролни тела по испитување на јакост на свиткување

4.2.3. Испитување на јакост на затегнување при цепење

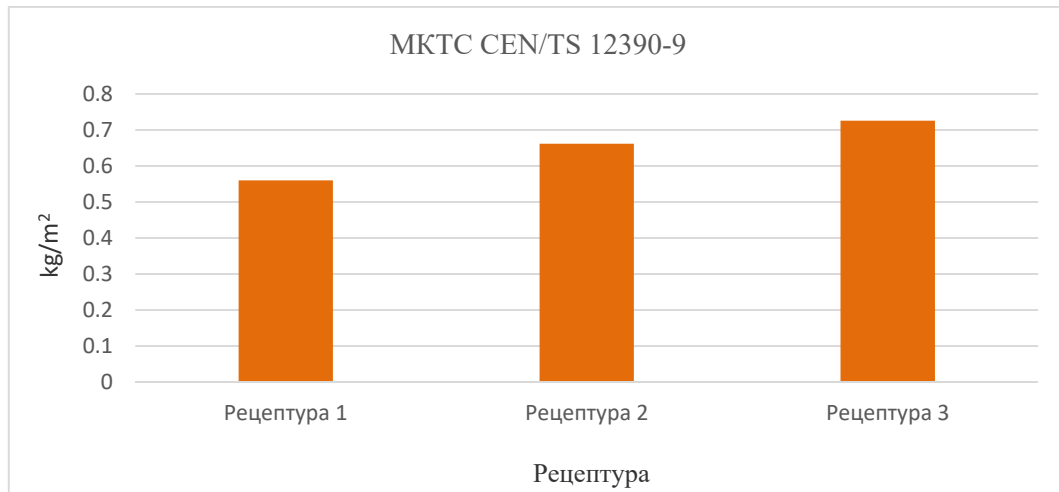
Извршено е испитување на стврднат бетон согласно стандардот МКС EN 12390-6 испитување на стврднат бетон – јакост на затегнување при цепење. Предмет на ова испитување е да се определи јакоста на затегнување при цепење на бетонот на 28 дневна старост на примероци во форма на цилиндар со димензии 150/300 mm.



Сл. 9. Јакост на затегнување при цепење

4.2.4. Испитување на отпорност на замрзнување и одмрзнување

Извршено е испитување на стврднат бетон согласно стандардот MKC EN 12390-9 (точка 5 тест со плоча (референтна метода), испитување на стврднат бетон – отпорност на замрзнување и одмрзнување – мерење. Предмет на ова испитување е да се определи отпорноста на бетонот на одреден број на циклуси на мраз после 28 дневна старост. Испитувањето комплетно е извршено во автоматизирана и дигитална клима комора FDM со опсег од -25°C до $+70^{\circ}\text{C}$ и релативна влажност од 10% до 95%.



Сл. 10. Отпорност на замрзнување и одмрзнување

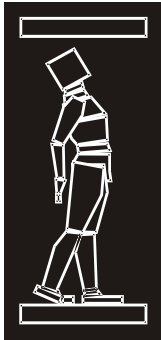
5. КОМЕНТАРИ

Врз основа на добиените резултати од експерименталните истражувања извлечени се следните заклучоци:

- Со 50% и 100% замена на агрегати од 0 – 4 mm со отпадно стакло покажува незначително намалување на јакоста на притисок на 3, 7 и 28 дена, а со тоа и можност да таквите бетони се користат како конструктивни бетони и бетони за бетонска галантерија.
- Со 50% и 100% замена на агрегати од 0 – 4 mm со отпадно стакло се покажува тенденција на незначително намалување на јакоста на совиткување, како и јакоста на затегнување при цепење.
- Водонепропусноста на бетонските мешавини: стандарден, со 50% и 100% замена на агрегати од 0 – 4 mm со отпадно стакло ги задоволуваат критериумите пропишани со стандардите.
- Со зголемување на содржината на отпадно стакло, се намалува процентот на апсорпција на вода.
- Со зголемување на содржината на отпадно стакло, просечната тежина се намалува за 2% за смесата со 100% содржина на отпадно стакло со што бетонот со отпадно стакло е малку полесен.
- Користењето на отпадно стакло како агрегат во бетонот може да се покаже економично (намалување на цената на бетонот) зашто се користи стаклен отпад кој е лесно достапен и има многу ниска цена или е бесплатен.
- Користењето на отпадно стакло во бетонот ќе го намали проблемот со неговото одлагање со што ќе имаме почиста животна средина.
- Користењето на отпадно стакло во бетонот ќе ги зачува природните ресурси особено речниот песок со што ќе се употреби концептот на одржлив развој во индустријата за бетон.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Правилник за бетон и армиран бетон, 1987.
- [2] М. Мурављов, Основи на теорија и технологија на бетон, Белград, 1991.
- [3] Е. К. Стандардизација, "МКС EN 206," Брисел, 2014.
- [4] Е. К. Стандардизација, "МКС EN 12390-3," Брисел, 2009.
- [5] Б. Фуранџич, Основа на технологија на бетон.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Максимилијан ПРАСТЕР¹, Кирил ПЕРУНКОВСКИ², Свен КЛИНКЕЛ³

АДАПТИВЕН МЕТОД НА KE^2 ЗА ЗАЈАКНАТИ МАТЕРИЈАЛИ СО SMA-ФИБЕР

РЕЗИМЕ

Во овој труд е претставена анализа на повеќе нивоа (multiscale) на материјали зајакнати со влакна од легури кои го „паметат“ својот облик (SMA). Употребата на SMA во контекст на земјотресно инженерство бележи пораст во последните неколку години. Тоа се должи на придобивките од аспект на трајност и економските придобивки во случај на земјотрес. За разлика од класичните материјали, SMA има покомплексно однесување на материјалот со голема температурна зависност. Микроструктурата го одредува однесувањето на материјалот во целина. За да се земе тоа во предвид, се користи методот на KE^2 . Недостаток на овој метод е високиот пресметковен напор, што го прави неприменлив за целосна динамичка симулација на конструкција. Формулацијата која што е претставена е првиот чекор во намалување на пресметковниот напор, со долгорочна цел за симулација на комплетен динамички одговор на конструкција.

Клучни зборови: SMA легури, multiscale симулација, зајакнати материјали

Maximilian PRASTER¹, Kiril PERUNKOVSKI², Sven KLINKEL³

AN ADAPTIVE FE^2 METHOD FOR SMA-FIBER REINFORCED MATERIALS

SUMMARY

This contribution deals with the multiscale analysis of reinforced materials with shape-memory alloy (SMA) fibers. The use of SMA in the context of earthquake engineering is increasing in the last years due to the durability benefits and the economic benefits in the case of an earthquake. Unlike the classic materials, the SMA has a more complex material behavior with a high temperature dependency in the loading and unloading cases. The microstructure determines the overall behavior of the structure. To incorporate that, the FE^2 method is used. The disadvantage of that approach is the high computational effort which makes it unusable in a complete dynamic simulation of a structure. The presented formulation is the first step, to reduce the computational effort, with the long-term goal to simulate the complete dynamic response of a structure.

Keywords: shape-memory alloys, multiscale simulation, reinforced materials

¹Res. Assist. Dipl.-Ing., Faculty of civil engineering, RWTH Aachen University, praster@lbb.rwth-aachen.de

²MSc, Faculty of Civil Engineering, Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, perunkovski@gf.ukim.edu.mk

³Prof. Dr.-Ing. habil., Faculty of civil engineering, RWTH Aachen University, klinkel@lbb.rwth-aachen.de

1. INTRODUCTION

Following their discovery in the early 1960s, there has been a continuous quest for ways to take advantage of the extraordinary properties of shape memory alloys (SMAs). The integration of SMAs into composite structures has resulted in many benefits, which include actuation, vibration control, damping, sensing, and self-healing. However, despite substantial research in this area, a comparable adoption of SMA composites by industry has not yet been realized, and this discrepancy between academic research and commercial interest is largely associated with the material complexity that includes strong thermomechanical coupling, large inelastic deformations, and variable thermoelastic properties ([1]). Nonetheless, as SMAs are becoming increasingly accepted in engineering applications, a similar trend for SMA composites is expected. In the last years absorption of vibration energy by mechanical damping have attracted much attention in several fields like vibration reduction in aircraft and machinery industries, vibration isolations in electronic industry, vibration damping in civil engineering, see e.g.([2]). For structural applications, materials that combine a high damping capacity and high stiffness at moderate temperatures are required, but unfortunately this combination is not frequent. Usually, the most used high-damping materials are based on polymers due to their viscoelastic behaviour. However, polymeric materials typically show a low elastic modulus and are not stable at relatively low temperatures, therefore, alternate materials for damping applications are needed ([2]). Metallic materials, which originally exhibit better mechanical properties (higher modulus and thermal stability) than polymers, with similar damping properties were proposed to replace polymeric ones. In particular, shape memory alloys (SMAs), have found practical applications as high-damping metals. The benefits of SMA compared to classical building materials are enormous. Due to the effect of superelasticity (pseudoelasticity) they will play a greater role in the context of earthquake engineering. The reinforcement of building materials, e.g. concrete with SMA leads to a complex new material with unknown macroscopic material properties and a heterogeneous microstructure. One approach to solve such materials is the FE² method, the disadvantage of that approach is the high computational effort, which makes it impossible to simulate a complex macro structure in an earthquake simulation. This paper deals with that issue and formulates an adaptive approach to reduce the computational costs, with the long-term goal to perform the macroscopic simulation with the use of the FE² approach.

2. THEORY AND GOVERNING EQUATIONS

In the following sections the governing equations for the macro and microscale are discussed. The variables with a bar are assigned to the macroscale.

2.1. Macroproblem

Let $\bar{\Omega}_0$ be an arbitrary macroscopic body with the two boundaries $\partial\Omega_\sigma$ for the tractions $\bar{\mathbf{t}}$ and $\partial\Omega_u$, the whole boundary is defined as $\partial\Omega = \partial\Omega_\sigma \cup \partial\Omega_u$ at the reference configuration with the outward normal vector $\bar{\mathbf{N}}$. $\bar{\Omega}$ represents the deformed body in the current configuration, see Fig.1 on top. The description of the local change of a line element dX at point $\bar{\mathbf{X}}$ to dx is described via the macroscopic deformation gradient $\bar{\mathbf{F}}$:

$$\bar{\mathbf{F}} = \text{Grad } \bar{\varphi}(\bar{\mathbf{X}}) \quad (1)$$

The governing equations for the macroproblem are the balance of linear and angular momentum. The balance of linear momentum is:

$$\text{Div } \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{\mathbf{b}} = \mathbf{0} \quad \text{in } \bar{\Omega}_0 \quad \text{and} \quad \mathbf{t}_0 = \bar{\boldsymbol{\sigma}}\mathbf{N}, \quad \mathbf{t}_0 = \mathbf{t}_0^P \quad (2)$$

with $\bar{\mathbf{b}}$ denoting the body force density, \mathbf{N} the outward normal vector and \mathbf{t}_0 the traction on the boundary. $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ the macroscopic cauchy stress, in combination with the balance of angular momentum follows the symmetry of the cauchy stress tensor:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}^T \quad (3)$$

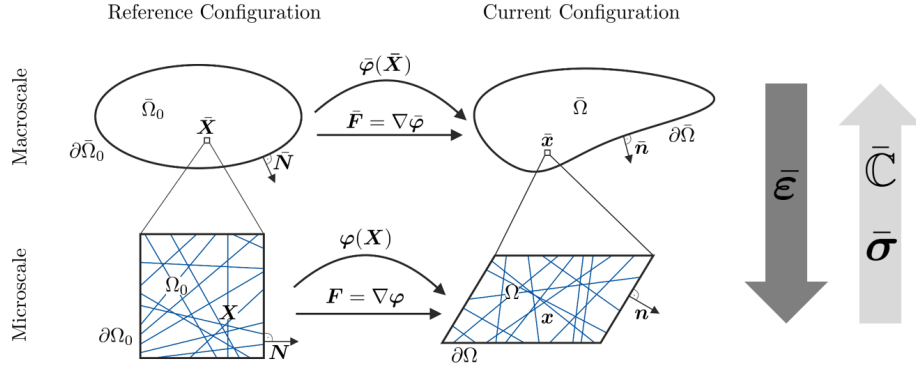


Figure 1: Description of the Macro and the Micro Problem

For materials with a complex heterogeneous microstructure, the use of the classic approach by deriving the constitutive equation from the derivative of the free energy function isn't possible. This motivates the procedure of the strain-driven computational homogenization, see e.g. ([3]). In this the macroscopic strain $\bar{\epsilon}$ is the driving force for the microscale problem to receive the overall response of the macroproblem, see Fig.1 on the right.

2.2. Microproblem

The body Ω describes an arbitrary body on the microscale, see Fig.1 below. The other quantities describe the same as in the macrostructure without the bar. Now, the governing equation for the linear momentum changes due to the number of constituents. For the sake of simplicity only two materials are assumed: The Matrix and the fiber. The constitutive equations for the components are defined in the next section. Neglecting the body force, the balance of linear momentum can be additively decomposed over the ingredients and the volume forces are neglected due to the Ansatz of scale separation.

$$\text{Div } \sigma = \mathbf{0} \quad \text{with} \quad \sigma = \sigma_M + \sigma_F \quad (4)$$

Hereby, the stress of the matrix is σ_M and the fiber stress is denoted with σ_F . The balance of angular momentum results to $\sigma = \sigma^T$.

2.3. Micro-Macro-Transition - Hill-Mandel Condition

The influence between the two scale is described by the Hill-Mandel Condition ([4]) which, determines the incremental energetic consistency between the macro- and microscale:

$$\langle \sigma : \delta\epsilon \rangle - \bar{\sigma} : \delta\bar{\epsilon} = 0 \quad (5)$$

Solving the boundary value problem (BVP) on the lower scale must satisfy the Hill-Mandel Condition. With the help of Hill's lemma, one transforms the left-side in terms of a surface integral over the boundary of the representative volume element (RVE):

$$\langle \sigma : \delta\epsilon \rangle - \bar{\sigma} : \delta\bar{\epsilon} = \int_{\partial\Omega} [\delta\epsilon - \delta\bar{\epsilon}x] [t - \bar{\sigma}n] da \quad (6)$$

In equation (6) the right-side should identically vanish to fulfill the Hill-Mandel condition. This leads to the following boundary conditions on the microscale:

- Constant deformations in Ω - VOIGT Bound

$$u = \bar{\epsilon}x \quad \text{in } \Omega \quad (7)$$

This condition is also known as the isostrain condition and furnishes the stiffest possible response from the RVE, like this that the overall response is highly overestimated and isn't used in the context of numerical homogenization.

- Linear displacement on $\partial\Omega$ - Dirichlet Boundry Condition (DBC)

$$\mathbf{u} = \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} \mathbf{x} \quad \text{on } \partial\Omega \quad (8)$$

In contrast to the VOIGT-Bound the displacements in the RVE are free and leads to a softer material response as the previous boundary condition.

- Constant traction on $\partial\Omega$ - Neumann Boundary Condition (NBC)

$$\mathbf{t} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} \mathbf{n} \quad \text{on } \partial\Omega \quad (9)$$

The prescription of a traction leads to a softer material response of the RVE for the macroscopic problem, here the flexibility is calculated from the lower scale.

- Constant traction in $\partial\Omega$ - REUSS Bound

$$\boldsymbol{\sigma} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad \text{in } \Omega \quad (10)$$

Finally the isostress condition is shown, that postulate the stress is homogeneous in the whole RVE. This leads to the most underestimated material behaviour of the RVE in connection of the stiffness of the RVE.

- For the sake of completeness there is also the possibility of periodic displacement and antiperiodic traction boundary for the RVE. Due to the random microstructure this approach cannot be used and isn't further discussed.

In summary the overall response for the macroscopic material tangent is:

$$\bar{\mathbb{C}}_{REUSS} \leq \bar{\mathbb{C}}_{Neumann} \leq \bar{\mathbb{C}} \leq \bar{\mathbb{C}}_{Dirichlet} \leq \bar{\mathbb{C}}_{VOIGT} \quad (11)$$

The proof can be found in ([5])

2.4. Kinematics of the Material Model of SMA

The model for the fiber is described as one-dimensional. For the assumption of small deformations the geometric field equation reduces to linear strains $\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{x}} = \mathbf{u}'$. Due to the fact that for applications in civil engineering, e.g. shape memory fiber reinforced concrete, only small deformations occur small strains with an additive decomposition $\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^i$, into an elastic and plastic part are assumed.

2.5. Free energy equation

The material model is derived on the basis of a free Helmholtz energy function. A certain form for this energy function

$$\psi = z \cdot \psi^M + (1 - z) \cdot \psi^A \quad (12)$$

is proposed in [6]. Here, the overall free energy is additively decomposed in a free energy part for the martensitic and the austenitic fraction. The proportion of each phase is controlled via the martensite volume fraction z . Due to the balance of mass the latter one is of scalar type and takes values between zero and one ($0 \leq z \leq 1$). The martensitic ratio is spilt into $z = z_{//} + z_{\gg}$ whereby the oriented martensite $z_{//}$ is stress-induced and the twinned martensite z_{\gg} depends on the change of temperature. The martensitic and the austenitic energy part are given as

$$\begin{aligned} \psi^{A/M} = & \frac{1}{2} \varepsilon^e E^{A/M} \varepsilon^e + \frac{1}{2} \alpha K^{A/M} \alpha \\ & + c_d^{A/M} (\theta - \theta_0) + u_0^{A/M} - \theta \left[c_d^{A/M} \ln \frac{\theta}{\theta_0} + \eta_0^{A/M} \right] \end{aligned} \quad (13)$$

and have the same form. It consists of an elastic, a plastic and a calorian energy part. The last term can be interpreted as an additional term to classic plasticity models. Assuming the same material parameters for each phase and inserting equation (13) into equation (12) yields the simplified free energy function

$$\begin{aligned} \psi = & \frac{1}{2} \varepsilon^e E \varepsilon^e + \frac{1}{2} \alpha K \alpha + z_{//} \cdot (\Delta u_0 - \theta \Delta \eta_0) \\ & + z_{\gg} \cdot (\Delta u_0 - \theta \Delta \eta_0) - \theta \cdot \left[c_d \ln \frac{\theta}{\theta_0} + \eta_0^A - c_d \right] - c_d \theta_0 + u_0^A. \end{aligned} \quad (14)$$

In this equation the elastic energy part can be recognized by the use of Young's modulus E and the elastic strain ε^e . Further, the plastic energy part incorporates the hardening modulus K with the inelastic, inner variable α and the energy difference $(\Delta u_0 - \theta\eta_0)$ with the oriented martensite fraction $z_{//}$. The last term to be found in equation (14) is a caloric function. In addition to the martensite volume fraction z the temperature θ and the effective heat capacity c_d occur. The variable u_0 stands for the inner energy and η_0 for the entropy in unloaded conditions. Δ indicates the difference of the inner energy u and respectively the entropy η between the austenitic and the martensitic phase.

2.6. Constitutive equations

The constitutive equations are derived by taking the partial derivative of the free energy function with respect to the inner variables ε^e , α and $\Delta\psi$.

The cauchy stress σ is defined as

$$\sigma = \frac{\partial\psi}{\partial\varepsilon^e} = E \cdot \varepsilon^e = E \cdot (\varepsilon - \varepsilon^i) . \quad (15)$$

In the same way, a quantity p is derived by

$$p = -\frac{\partial\psi}{\partial\alpha} = -K \cdot \alpha . \quad (16)$$

This quantity is also of stress type. In comparison to classical plasticity, p is similar to a "backstress", well known from the kinematic hardening rheological model. At least, the derivation with respect to the martensitic volume fraction z reads

$$\Delta\psi = \Delta\psi(\theta) = \frac{\partial\psi}{\partial z} = \Delta u_0 - \theta\Delta\eta_0 . \quad (17)$$

$\Delta\psi$ is very important for the phase transition of the presented model. In literature it is referred to as *driving force* or *thermodynamic force*.

2.7. Phase transition conditions

Classical plasticity theory uses one yield condition to differentiate between the elastic and plastic range. The elastic range defines the set of the admissible stresses. Shape memory alloys provide a more complex stress-strain-behavior due to the temperature dependency. The "yield condition" for the SMA arises from the phase transition condition. Here, only the loading case is regarded, which leads to the following phase transition condition: The case of loading is bonded by

$$\vec{\Phi}(\sigma, p, \Delta\psi) = \left| \sigma - p - \frac{\langle \Delta\psi \rangle}{\beta} \cdot \text{sign}(\sigma - p) \right| - \sigma_y \leq 0 . \quad (18)$$

The Macaulay-bracket $\langle \dots \rangle$ is defined as $\langle x \rangle = (|x| + x) / 2$. The description of phase transitions in the case of loading necessitates a stress criterion which is given as

$$\sigma \stackrel{!}{\geq} \sigma_{\text{ctrl}} = \left| \sigma - p \right| - \frac{\langle \Delta\psi \rangle}{\beta} . \quad (19)$$

In comparison to classical plasticity the yield condition has the additional term $\Delta\psi$ which is like an offset, scaled by the material parameter of maximum hysteresis width β it always points in the middle of each hysteresis. The driving force $\Delta\psi$ is the most important quantity for the transformation of the material from pseudoplasticity at low temperature to pseudoelasticity at the high temperature range, see Fig. 2.

3. FINITE ELEMENT FORMULATION ON THE MICROSCALE

3.1. Rebar

The microscale is simulated with the rebar concept, see ([7]). The global weak equilibrium of the fiber-matrix composite (Fig. 3) can be additively decomposed and is assumed as

$$g(u, \delta u) = g_m + g_{sf} - g_{mf} - g_{ext} = 0 . \quad (20)$$

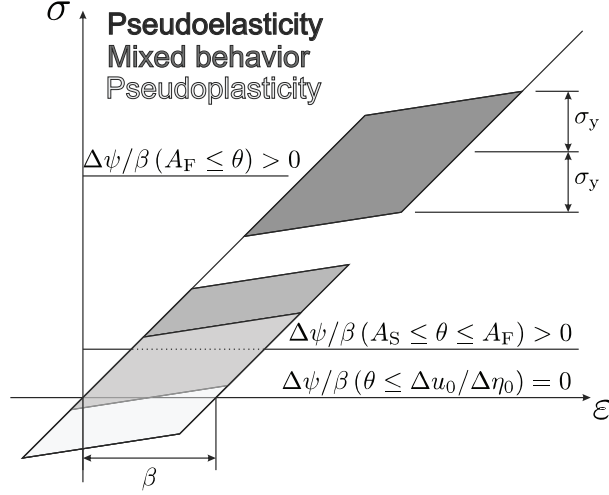


Figure 2: Off-set properties of $\Delta\psi$ and other material parameters

$$\mathbf{K}^c \mathbf{f}_{int}^c = \mathbf{K}^m \mathbf{f}_{int}^m + \sum \mathbf{K}^f \sum \mathbf{f}_{int}^f - \sum \mathbf{K}^{mf} \sum \mathbf{f}_{int}^{mf}$$

Figure 3: Additive composition of the composite constituents

Here, g_m refers to the matrix material and g_{sf} to the fiber material. g_{mf} represents the virtual work of the matrix material which is substituted by the fiber and g_{ext} is the external virtual work.

A 4-node element with four Gauss points is employed to model the matrix material. The approximation of the linearized weak form (20) on element level reads

$$\mathbf{D}g_e^h(\delta\mathbf{v}, \mathbf{v}) = \mathbf{D}g_e^h \cdot \Delta\mathbf{v} + g_e^h = \mathbf{0}. \quad (21)$$

A derivation for the linearized stresses

$$\mathbf{D}g_e^h = \delta\mathbf{v}_e^T \underbrace{\int_{V_m^e} \mathbf{B}^T \mathbf{C}_m \mathbf{B} \det J \, dV}_{\mathbf{K}_m} + \sum_{n=0}^{n_{sf}} d_{sf}^n \left(\underbrace{\int_{V_{sf}^e} \mathbf{B}^T \mathbf{C}_{sf} \mathbf{B} \det J \, ds}_{\mathbf{K}_{sf}^n} - \underbrace{\int_{V_{sf}^e} \mathbf{B}^T \mathbf{C}_m \mathbf{B} \det J \, ds}_{\mathbf{K}_{mf}^n} \right) \quad (22)$$

for linear material constituents can be found in ([8]). The isoparametric concept is in use. Here, $\det J$ is the determinant of the Jacobian. A preserved fiber volume fraction is assumed for the local – global relationship. The matrix \mathbf{B} contains the derivatives of the bi-linear shape functions. n_{sf} is the total number of fibers in the element domain. In eq. (22) \mathbf{v}_e contains the nodal degrees of freedom per element. The Fiber can only apply normal forces, the integration process is thereby only performed in x-direction. The use of the isoparametric concept needs the determining of the local fiber diameter in the element. For that, it's assumed $\rho_f = \frac{A_f}{A_m}$ is constant for the local and global elements. The local fiber diameter d_{sf}^l is derived as

$$d_{sf}^l = \frac{d_{sf}^g \cdot L_f^g}{A_m^g} \cdot \frac{4}{L_f^l}. \quad (23)$$

The fiber stiffness is integrated by the use of two Gauss points which are projected into the area. This needs for every single fiber the straightline equation, in general:

$$g = \left\{ \mathbf{x} = \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \end{pmatrix} = \hat{\mathbf{t}}_\alpha + \lambda \cdot \frac{\hat{\mathbf{t}}_\omega - \hat{\mathbf{t}}_\alpha}{\|\hat{\mathbf{t}}_\omega - \hat{\mathbf{t}}_\alpha\|} \mid \lambda \in \mathbb{R} \right\} \quad (24)$$

The entry node is denoted as \hat{t}_α and the exit with \hat{t}_ω . The local two Gauss points can be expressed in the natural coordinates of the planar element and can be found at

$$\lambda_1 = \frac{-\frac{\sqrt{3}}{2} + 1}{2} \quad \text{and} \quad \lambda_2 = \frac{\frac{\sqrt{3}}{2} + 1}{2} \quad (25)$$

The \mathbf{B} -matrix is evaluated for the ansatz functions of the planar element.

With respect to the material tangent of the matrix and the fiber $C_{T,SMA}$ the local form of the material matrices read

$$\mathbb{C}_m = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix}; \quad \mathbb{C}_{sf} = \begin{bmatrix} C_{T,SMA} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (26)$$

The material matrices have to be transformed into the natural coordinates of the area element when inserted in eq. (22).

4. ADAPTIVE FE² APPROACH

The standard FE² approach can be found in e.g. ([3]). The adaptive approach arise from the idea, that a continous homogenization is only needed in the case of the nonlinear behavior on the lower scale. The macroscopic material answer stays linear-elastic until the first fiber reaches the phase transition equation equals zero, afterwards the homogenization of the microscale results in a different macrostress $\bar{\sigma}$ and material tangent $\bar{\mathbb{C}}$. The goal of the adaptive approach is to predict the nonlinear regime of the fibers. From e.g. ([3]), it is well known, that a traction boundary condition (Neumann) of the lower scale leads to a softer material stiffness than the displacement boundary condition (Dirichlet), neglecting the VOIGT and the REUSS Bound it follows:

$$\mathbb{C}_{Neumann} \leq \bar{\mathbb{C}} \leq \mathbb{C}_{Dirichlet} \quad (27)$$

This knowledge is used for the adaptive approach, instead of the classic strain-driven formulation, the initial homogenization is performed with the traction boundary condition in a stress free reference configuration. The resulting material tangent $\bar{\mathbb{C}}_{Neumann}$ underestimates the stiffness and is employed for the macroscopic constitutive equation for the macro problem.

$$\bar{\sigma} = \bar{\mathbb{C}}_{Neumann} : \bar{\varepsilon} \quad (28)$$

This leads to an overestimation of the displacements and thus the strain rate. As mentioned, the accompanying homogenization is not needed in the linear elastic regime. The prediction of the nonlinear behaviour is done via the reformulation of the phase transition condition, see (18) in the so called "yield strain" $\varepsilon_{F,y}$

$$\varepsilon_{F,y} = \frac{\sigma_{F,y} + \Delta\psi}{E_F} \quad (29)$$

The relation of the actual macroscopic strain $\bar{\varepsilon}$ and the fiber strain in the RVE needs to be defined. For sake of simplicity we assume an anisotropic distribution with a specific fiber slope α , see Fig.4.

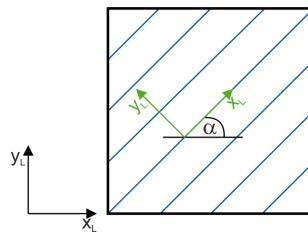


Figure 4: Unidirectional Fiber distribution

For the anisotropic case one can formulate the actual fiber strain in fiber direction in the RVE, via the transformation of global strains in the local fiber direction:

$$\varepsilon_L = \mathbf{T}^\varepsilon \varepsilon_G \quad (30)$$

with the standard transformation matrix \mathbf{T}^ε for the strains ([9]) The fiber only transfers normal forces, so the indicator is given by the first entry of transformed macroscopic strain $\varepsilon_{1,L}$. The multiscale simulation is performed until the following condition is fulfilled:

$$\varepsilon_{1,L} < \varepsilon_{F,y} \quad (31)$$

A flowchart of the algorithm is shown in Fig.5

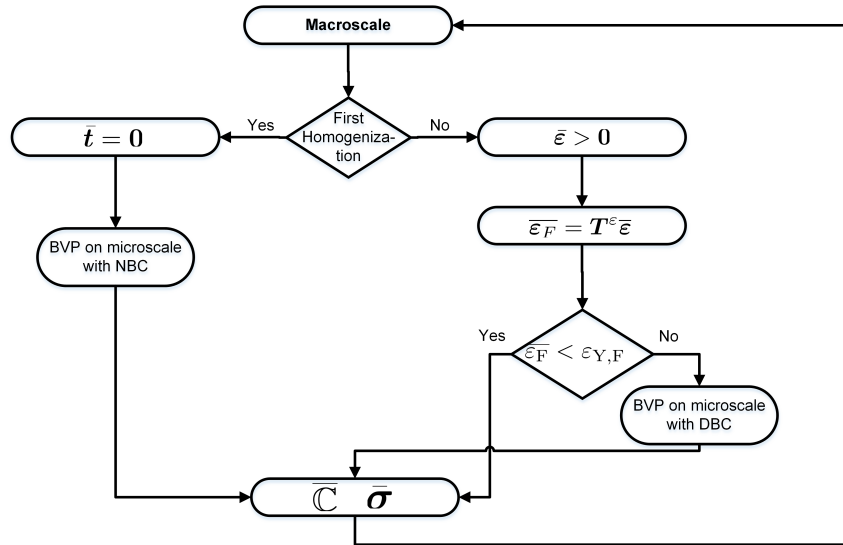


Figure 5: Flowchart of the adaptive approach of FE^2

5. NUMERICAL EXAMPLE

The principle of the adaptive approach is shown in an example. The macro scale is represented by a 5m long and 1m high bar, which is loaded with a uniformly distributed load $f = 0.1$ kN/m, in the direction of x , see Figure 6. The bar is discretized with 120 plane strain elements. The representative volume element (RVE) on the lower scale has a unidirectional fiber distribution with a fiber proportion of 5% and is discretized with 100 plane strain rebar elements.

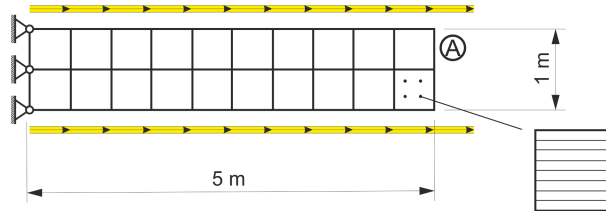


Figure 6: The macroscopic problem with the unidirectional fiber distributed RVE

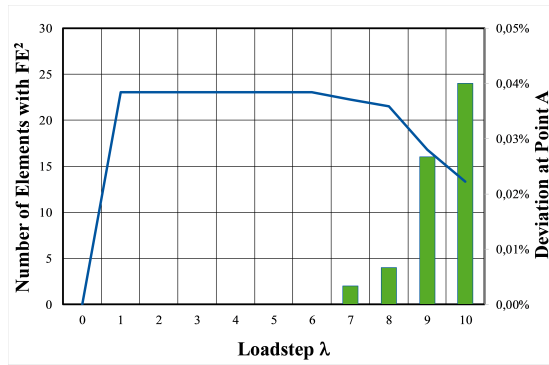
The Young's modulus of the Fiber is 60 times higher than the matrix and the Poisson ratio of the matrix is equal zero. The following parameters are additionally given for the fiber:

Material parameter	Value	Material parameter	Value
Young's Modulus	$E=60$ GPa	Hysteresis width	$\beta=0.05$
Hardening Modulus	$K=2$ GPa	Diff. of inner energy	$\Delta u_0=-204$ MPa
Yield stress	$\sigma_y=120$ MPa	Diff. of inner entropy	$\Delta \eta_0=-0.8$ MPa

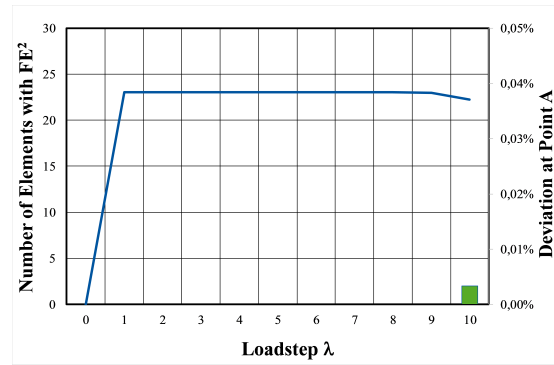
Table 1: Material parameters of the shape memory alloy

The deflection at the end of the bar is compared to each other with regard to the standard and the adaptive approach. The temperature of the SMA Fibers is in the first case 255K and in the second 258K. The deviation of the deflection in x -direction at Point A is shown in Fig. 7(a) and Fig. 7(b).

The entries of the material tangent of the lower scale are in the same range for both boundary conditions. The adaptive method shows nearly the same results as the standard approach and the computational effort is less than 1% with regard to the simulation time. It can be seen that a higher temperature leads



(a) The development of the multiscale Elements and the deviation in x-direction at Point A at T=255K



(b) The development of the multiscale Elements and the deviation in x-direction at Point A at T=258K

Figure 7: Number of elements depicted as green columns and the deviation to a full FE² solution as a solid line.

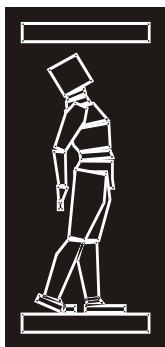
to a smaller number of multiscale elements as expected. The method allows simulating large system without losing the detailed resolution of the microstructure, which determines the behavior of the overall system.

Acknowledgement

We thank the German Research Foundation (DFG) for financial support under grant number KL 1345/9-1.

REFERENCES

- [1] Brian T Lester et al. “Review and perspectives: shape memory alloy composite systems”. In: *Acta Mechanica* 226.12 (2015), pp. 3907–3960.
- [2] M Barrado et al. “High damping capacity in new composites based on shape memory alloys”. In: (2008).
- [3] C. Miehe and A. Koch. “Computational micro-to-macro transitions of discretized microstructures undergoing small strains”. In: *Archive of Applied Mechanics* 72.4 (July 2002), pp. 300–317.
- [4] Rodney Hill. “Elastic properties of reinforced solids: some theoretical principles”. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 11.5 (1963), pp. 357–372.
- [5] Ch Huet. “Application of variational concepts to size effects in elastic heterogeneous bodies”. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 38.6 (1990), pp. 813–841.
- [6] Dirk Helm and Peter Haupt. “Shape memory behaviour: modelling within continuum thermomechanics”. In: *International Journal of Solids and Structures* 40.4 (2003), pp. 827–849.
- [7] Benedikt Kohlhaas and Sven Klinkel. “An FE² model for the analysis of shape memory alloy fiber-composites”. In: *Computational Mechanics* 55.2 (2015), pp. 421–437.
- [8] N. Gebbeken. *Zur Untersuchung des linearen Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen mittels numerischer Methoden*. Tech. rep. 96/1. Universität der Bundeswehr München, 1996.
- [9] Olek C Zienkiewicz and Robert L Taylor. *The finite element method for solid and structural mechanics*. Butterworth-heinemann, 2005.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Мирослава РАДЕКА¹, Мирјана МАЛЕШЕВ², Властимир РАДОЊАНИН³, Слободан ШУПИЌ⁴, Вилма ДУЦМАН⁵

ОСНОВНИ СВОЈСТВА НА БЕТОН СО АГРЕГАТ БАЗИРАН НА АЛКАЛНО АКТИВИРАНА ЛЕТЕЧКА ПЕПЕЛ

РЕЗИМЕ

Во овој труд се презентирани резултати од експериментално истражување поврзано со производство на вештачки агрегати создадени на база на алкално активирана домашна летечка пепел. Агрегатот е обликуван преку две постапки: постапка на пелетизација и постапка на лиење во капа, мелење и просејување. Карактеристиките на производот и процесот на добивање на агрегатите се проценети преку анализа на добиените агрегати (јакост и порозност). Употребата на ваквиот агрегат е анализиран преку испитување на бетон подготвен од овој агрегат. Резултатите од овие тестови ќе помогнат за примена на летечката пепел која претставува отпаден материјал, што ќе овозможи почиста и економски одржлива постапка за производство на бетон.

Клучни зборови: алкална активација, летечка пепел, ладно врзување, пелетизација, бетон

Miroslava RADEKA¹, Mirjana MALEŠEV², Vlastimir RADONJANIN³, Slobodan ŠUPIĆ⁴, Vilma DUCMAN⁵

BASIC PROPERTIES OF CONCRETE WITH AGGREGATE BASED ON ALKALI ACTIVATED FLY ASH

SUMMARY

This paper presents the results of experimental research related to the production of artificial aggregates based on alkali activation of domestic fly ash. Aggregate was shaped by two processes: the first one was pelletization and the second one consists of casting into the moulds, grinding and sieving. The properties of the product and the process of obtaining aggregates are evaluated through analysis of the obtained aggregates (strength and porosity). The use of such aggregate is analysed by the testing of concrete prepared by this aggregate. The results of these tests will help to reuse fly ash as waste material and enables cleaner and economically sustainable concrete manufacturing procedure.

Keywords: alkali activation, fly ash, cold binding, pelletization, concrete

¹ Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, mirka@uns.ac.rs

² Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs

³ Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs

⁴ PhD student, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, ssupic@uns.ac.rs

⁵ PhD, National Building and Civil Engineering Institute (ZAG), Slovenia, vilma.ducman@gmail.com

1. INTRODUCTION

The construction industry is growing very fast. The availability of raw materials is facing problems as the continuous usage of natural resources has a remarkable environmental impact. The replacement of natural aggregates with artificial ones made of waste materials is one of the most important environmental issues. The objective of using fly ash as agglomerated by-product (aggregate) is to avoid using excessive amount of raw materials for various construction purposes. So far Serbia dominantly has used river aggregate for the production of concrete. It has caused problems with hydro-geological profiles of the riverbeds and consequently influenced on research activities related to finding new sources of aggregates. On the other hands, approximately 7 million tons of fly ash is produced in thermal power plants in Serbia every year and only 3% of which is used in the cement industry. Until now about 300 million tons of the fly ash is disposed in land-fills, occupying large area and generating environmental issues.

Since aggregates occupy 65–75% of total concrete volume, utilization of waste materials in artificial aggregates production is highly sustainable recycling solution which contributes to the saving of the depleted natural resources. Therefore, the research dedicated to the use of fly ash in the production of coarse aggregates has become crucial, since it represents the way of using this waste material in larger quantities (long-scale utilization) as a concrete component. The common techniques for the production of coarse artificial (recycled) aggregates are crushing and grinding if the starting material is coarse and in bulk state; also, high temperature or cold-bonding processes are used to harden the agglomerate, if starting material is powdered.

During the cold-bonding, agglomeration of fly ash particles and binder mixture is achieved by i) pelletization process (on granulating plates) through merging finer particles (fly ash) into a larger solid material by cold binding, or ii) pouring mixture containing fly ash, and binding agent into molds; the hardened samples are crushed and sieved in order to obtain aggregate. There are two types of binding agents most frequently used in cold-bonding: cement with suitable additives on the one hand and alkali sources in alkali activation technology on the other.

Alkali-activation is a globally growing technology that involves the chemical reaction between a solid aluminosilicate-precursor and an alkaline activator, giving a hardened product. The precursor can be a calcium silicate as in alkali-activation of more conventional clinkers, or a more aluminosilicate rich precursor such as a metallurgical slag, natural pozzolan, fly ash or bottom ash. The alkali sources used can include alkali hydroxides, silicates, carbonates, sulfates, aluminates or oxides – essentially any soluble substance which can supply alkali metal cations, raise the pH of the reaction mixture and accelerate the dissolution of the solid precursor. Geopolymers are in many instances viewed as a subset of alkali activated materials (AAMs), where the binding phase is almost exclusively aluminosilicate, with low calcium content, and highly coordinated (Provis and Deventer 2013). Davidovits reported that alkali-activated material possesses excellent mechanical properties, does not dissolve in acidic solutions, and does not generate any deleterious alkali-aggregate reaction even in the presence of high alkalinity (Lateef et al. 2016).

Several papers deal with usage of alkali activation of fly ash as a process in order to make primarily lightweight aggregates. A group of researchers (Byung-wan Jo et al. 2007) investigated the influence of alkali-activated fly ash artificial aggregates on mechanical and the freezing–thawing properties of concrete. Due to the internal voids, concrete exhibited relatively low compressive strength of 26.5 MPa. The durability factor of the specimen with 6.0% air entrainment, which suggested good freeze–thaw resistance, was 92. In the paper (Terzić et al. 2015), the authors studied the effect of the application of pelletized fly ash based aggregates, obtained with combination of fly ash alkali activation and sintering processes, on the behavior of lightweight concretes. The properties of lightweight concrete matched to that of normal weight structural concrete.

In this study the characteristics of two types of artificial coarse aggregate obtained by alkali activated fly ash (AAFA) as well as the properties of concretes with those types of aggregate are presented. The properties of the aggregates are evaluated through determination of strength, bulk density and porosity. The effect of those two types of aggregate on performances of concrete is estimated through compressive strength, capillary water absorption and abrasion resistance.

2. EXPERIMENTAL RESEARCH

The purpose of this research is to create coarse artificial aggregate by alkali activation of fly ash for its use in cement concrete instead of natural aggregate. In this phase of study, the influence of the methods of production of coarse AAFA aggregate on its own characteristics and on basic properties of cement concrete has been investigated.

In order to choose mix composition for production of coarse AAFA aggregate two test mixtures of FA and alkali solution were prepared and tested. The selection of mix composition was done based on workability of fresh AAFA pastes and compressive strength of hardened AAFA pastes.

For the production of coarse artificial aggregate, two methods were used: pelletization of fresh AAFA paste and crushing of hardened AAFA paste. By these processes, four types of AAFA aggregate have been produced, one type of pelletized aggregate and three types of crushed aggregate. The testing of produced types of aggregate included determination of: bulk densities, particle densities and water absorption.

Obtained types of coarse aggregate were utilized for production of cement based concretes. Evaluation of produced AAFA aggregates was done based on following concrete properties: bulk density, concrete compressive strength after 2 and 28 days, capillary water absorption and resistance to abrasion. Two-fraction concretes, with maximum particle of 8mm, were shaped as prismatic specimens 4cmx4cmx16mm due to the small quantities of available produced aggregate for research.

2.1. Component materials

Component materials used in this study are: CEM I 42.5R ("Lafarge" Beocin Cement Factory, $\gamma_s=3100\text{kg/m}^3$), river aggregate RA (fraction 0/4mm), fly ash (thermal power plant "Nikola Tesla B" Obrenovac – Serbia, silo No. 4), alkaline solution (mixture of water glass – Na_2SiO_3 and NaOH), air entraining admixture Sika AER, additive for lightweight concrete Sika Lightcrete) and tap water.

Chemical composition of fly ash was determined according to the standards EN 196-2 and EN 451-1 (Table 1). According to EN 50-1:2012, criteria for category A are fulfilled in terms of LOI ($4.28<5\%$), and content of $(\text{SiO}_2+\text{Al}_2\text{O}_3 +\text{Fe}_2\text{O}_3)> 70\%$.

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	SO_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	Cl^-	SiO_2r	CaO r	CaO f	LOI
56,09	19,72	5,36	3,08	6,95	1,83	0,60	2,05	0,007	37,34	4,79	0,00	4,28

Table 1 – Chemical composition of fly ash

Fly ash was activated with alkali solution containing 8M sodium oxide solution and water glass. The “alkali solution/fly ash” ratio was the ratio required for the normal consistency of 0.35. Water glass/sodium hydroxide ratio in alkali solution was 2.5, while the specified quantities of sodium oxide and silicium oxide in water glass were related as 1:2. Specified solution of 8M sodium hydroxide and water glass was prepared 24h in advance and then it was mixed with fly ash. The mixture was stirred mechanically and by hand for several minutes, and then it was moulded.

2.2. Production and properties of AAFA pastes

Two test mixtures of AAFA pastes: AAFA1 and AAFA2 were prepared. Three prisms 4cmx4cmx16cm, for each mixture, were casted. Composition was designed with the ratio that provides good workability of the paste (Table 2).

Mark	$m_{\text{alk.s}} : m_{\text{FA}}$	$m_{\text{alk.s}}, \text{g}$	m_{FA}, g
AAFA1	1:1,628	620	1010
AAFA2	1:1,879	575	1080

Table 2 – Composition of geopolymer pastes

Preparation of pastes was manual, casting was on a vibrating table and two curing regimes during hardening were varied. Accelerated hardening regime included keeping samples 24 hours in sealed

moulds, then 5 days in an oven at a temperature of 65°C and conditioning for 24 hours at a temperature 20°C, while by normal hardening regime samples were kept 24 hours in sealed molds and then at a temperature of 20°C for 27 days. Tested properties included compressive strength and bulk density. AAFA2 geopolymer prisms achieved higher compressive strength in relation to AAFA1 prisms. Visual inspection of the AAFA1 samples before the testing revealed the cracks, perpendicular to the length of the sample, caused by uneven shrinkage by volume of the samples. Thus, AAFA2 composition was selected for the next part of the experiment.

Mark	Fresh paste		Hardened paste			
	Workability	"Normal" hardening		Accelerated hardening		
		γ_z , kg/m ³	fp, MPa	γ_z , kg/m ³	fp, MPa	
AAFA1	Good, easily poured into the mold	1496	36,25	-	-	
AAFA2	Harder, thick and sticky, but casted into the molds	1563	44,21	1451	37,3	

Table 3 – Tested properties of geopolymer pastes

In order to obtain lightweight aggregate, modification of AAFA2 paste composition was performed. Two new types of AAFA paste were prepared: one with the addition of air-entraining admixture in an amount of 1% by weight of fly ash (AAFA2 Aer) and second with the addition of the additive for lightweight concrete Sika Lightcrete in an amount of 1.5% by weight of fly ash (AAFA2 LC). Composition of modified AAFA pastes is given in Table 3, while the tested properties are listed in Table 4. Reduction of bulk density was 17% and 19% for AAFA2 Aer and AAFA2 LC respectively, in relation to the referent mixture AAFA 2.

Mark	$m_{alk.s} : m_{FA}$	$m_{alk.s}$, g	m_{FA} , g	m_{ad} , g
GP1 Aer	1:1,879	575	1080	10,8
GP2 LC	1:1,879	575	1080	16,2

Table 4 – Composition of modified AAFA pastes

Mark	Fresh paste		Hardened paste	
	Workability	Accelerated hardening		
		γ_z , kg/m ³	fp, MPa	
GP1 Aer	Good, easily poured into the mold	1300	29,0	
GP2 LC	Good, easily poured into the mold	1270	25,3	

Table 5 –Tested properties of modified AAFA pastes

2.3. Production and properties of AAFA aggregate

Based on the AAFA2 paste mix design, two types of artificial aggregate were made: pelletized and crushed aggregate. Pelletized aggregate was produced in pelletization machine (Fig. 1). During the granulation phase the tilting angle was fixed at 39°, the mixer speed was 45 rpm, and the mixing time was app 12 minutes. Then the aggregate was exposed to accelerated curing regime. Crushed aggregate was produced by casting AAFA into the moulds. After curing in sealed moulds for 24h at ambiental conditions, the prisms of AAFA were also exposed to the same accelerated curing regime. After curing the crushed aggregate was produced manually by crushing and sieving, Fig. 2.



Fig. 1. Pelletized aggregate



Fig. 2. Crushed aggregate

Aggregates are separated and physical properties were tested on the aggregate fraction 4/8mm.

	Loose bulk density, kg/m ³	Compacted bulk density, kg/m ³	Particle density, kg/m ³ (SRPS EN 1097-6)	Apparent particle density (SRPS EN 1097-6)	Water absorption after 24h, % (SRPS EN 1097-6)
Pelletized aggregate	745	809	1348	2570	35,3
Crushed aggregate	834	908	1490	2526	27,5
AER Crushed Aggregate	749	804	1392	2213	26,7
LC Crushed aggregate	660	717	1285	2169	31,7

Table 6 –Tested properties of geopolymers aggregate

2.4. Production and properties of concrete prepared with AAFA aggregate

Two-fraction concretes (D_{max}=8mm) were produced with artificial aggregates used as coarse aggregate (4-8mm). As both types of aggregate showed high water absorption values, coarse aggregate was submerged in water for 24h in order to obtain water saturated state of the aggregate. The composition of concrete mixtures: pelletized aggregate concrete (BPA) and crushed aggregate concrete (BDA) is given in Table 7. Prisms with dimensions 4cmx4cmx16cm were prepared for all types of concrete (Fig. 3).

Mark	cement kg/m ³	water kg/m ³	HRWR kg/m ³	sand kg/m ³	coarse aggregate kg/m ³	water to cement ratio	γ _{b,sv} kg/m ³
BPA	350	175	1% _{m_c} 3,5	947	445	0,5	2078
BDA	350	175	1,2% _{m_c} 4,2	932	501	0,5	2100

Table 7 – Quantities of component materials in kg/m³



Fig. 3. Pelletized aggregate concrete prisms



Fig. 4. Crushed aggregate concrete prisms

The concrete properties analysed in this study included: bulk density, compressive strength, capillary water absorption and abrasion resistance.

2.5. Testing procedures

All properties were tested on prisms with dimensions 4cmx4cmx16cm. Concrete compressive strength was determined at ages 2 and 28 days as the average strength obtained on two samples of each concrete type, according to EN 196-1 standard.

The rate of water absorption of mortars was determined using a test method described in ASTM C1585. Water absorption was determined at the age of 28 days, in time intervals for a total of 8 days. Initial measurements were made at intervals of 1, 5, 10, 30 and 60 minutes, and every hour up to 6h from the first contact of the specimens with water, followed by daily measurements for 8 days.

Abrasion resistance of all investigated concretes was tested in accordance with procedure described in EN 1338, using a principle of wide wheel abrasion test. The test is carried out by abrading the upper face of element with an abrasive material. The test result includes the lengths of the grooves, which values classify concretes in two classes.

2.6. Bulk density and compressive strength of hardened concrete

The measured values of bulk density and compressive strength of all concrete types are shown in Table 8.

	Age of 2 days		Age of 28 days	
	γ_z , kg/m ³	fp, MPa	γ_z , kg/m ³	fp, MPa
BPA	2043	14,6	2060	29,7
BDA	2125	14,6	2178	44,7
BDA LC	1973	11,3	1988	29,9
BDA AER	2098	11,7	2088	39,1

Table 8. Bulk density and compressive strength of tested concretes

The differences between bulk densities are small (up to 8%). Concrete with the addition of the additive for lightweight concrete Sika Lightcrete has the lowest bulk density.

At the age of 28 days, crushed aggregate concrete has higher compressive strength in relation to pelletized aggregate concrete. Within the group of crushed aggregate concretes, concrete made without

chemical additives has 12-33% higher compressive strength in relation to the corresponding concretes made with additives.

2.7. Capillary water absorption

Recorded change in mass over time was used to calculate the absorption, as the change in mass divided by the cross-sectional area of the test specimen and the density of water. The results are shown in Table 9 and Fig. 5. The initial rate of water absorption (S_i , mm/s^{1/2}) is calculated as the slope of the line that is the best fit to data between 1 min and 6 h. The secondary rate of water absorption (S_s , mm/s^{1/2}) is calculated as the slope of the line that is the best fit to data between 1 and 7 days.

Concrete type	Initial absorption	Initial rate of absorption S_i (mm/s ^{1/2})	Secondary absorption	Secondary rate of absorption S_s (mm/s ^{1/2})
BPA	$0.01\sqrt{t} + 0.2776$	*	$0.0006\sqrt{t} + 2.0168$	*
BDA	$0.0088\sqrt{t} + 0.1532$	0.0088	$0.0009\sqrt{t} + 1.5908$	0.0009
BDA-LC	$0.007\sqrt{t} + 0.1203$	0.007	$0.0005\sqrt{t} + 1.3958$	0.0005
BDA-AER	$0.0083\sqrt{t} + 0.1774$	0.0083	$0.0007\sqrt{t} + 1.7308$	*

* a linear regression cannot be established, a correlation coefficient of less than 0.98

Table 9. Initial and secondary rates of absorption

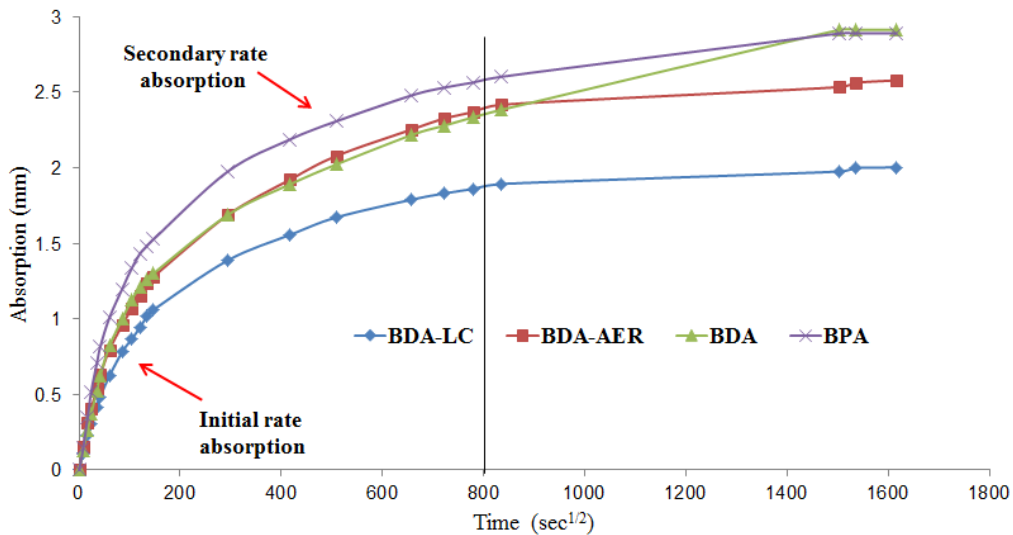


Fig. 5. Water absorption of different concrete types

Initial rate of water absorption for BPA concrete and secondary rate of water absorption for BPA and BDA-AER concrete could not be determined as the data do not follow linear relation and show systematic curvature. BDA-LC concrete has the lowest both S_i and S_s , while pelletized aggregate concrete BPA shows highest value of absorption. The lower water absorption of BDA-LC concrete can be attributed to a network of pores, intersecting capillary pores, as the result of the addition of the additive for lightweight concrete Sika Lightcrete.

2.8. Abrasion resistance

The test is carried out by abrading the upper face of element with an abrasive material. Measured values of the length of the grooves indicate abrasive resistance of the concrete (Figs 6-8).

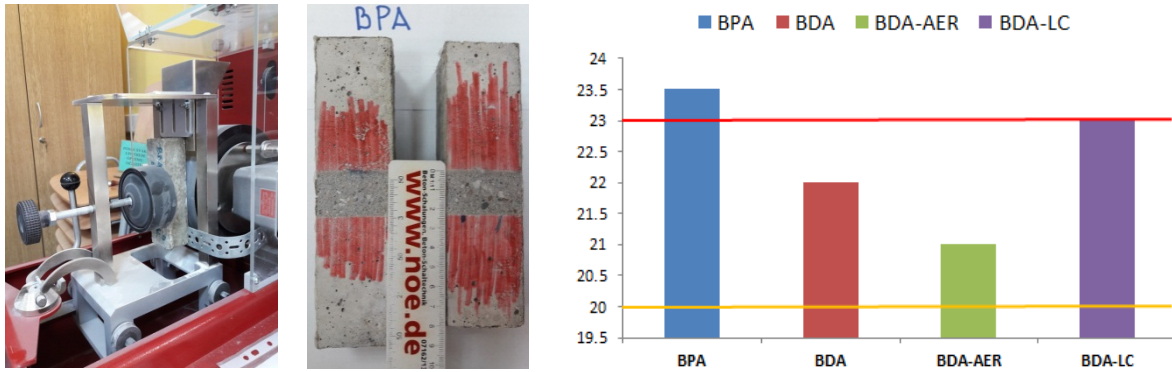


Fig.s 6-8. Measuring the length of the grooves (in mm)

According to the standard, depending on the measured length of the groove, elements are classified in two classes. The element belongs to the class I if the groove is lower than 20mm, while the length in the range 20-23mm classifies them into class II. All crushed aggregate concretes belong to the second class of abrasion resistance, while pelletized aggregate concrete has a little bit higher value of the groove than limited value for the class II.

3. CONCLUSIONS

This study dealt with the influence of the properties of artificial aggregates, obtained by alkali activation of fly ash by two different processing techniques, on the properties of different concretes. The following conclusions can be drawn in accordance with the experimental results presented herein:

- A satisfactory compressive strength was achieved (around 45 MPa) with Alkali activated fly ash-based paste using alkali solution containing 8M sodium oxide solution and water glass. The cementitious materials content was 100% alkali activated fly ash (no Portland cement). The use of air-entraining admixture and the additive for lightweight concrete, in order to obtain lightweight aggregate, resulted in lower compressive strength of AAFA paste.
- The use of four types AAFA coarse aggregates (one pelletized and three crushed) in the production of cement based concrete did not have a significant impact on the bulk density of the concrete (differences are up to 8%). Concrete with the addition of the additive for lightweight concrete Sika Lightcrete has the lowest bulk density.
- At the age of 28 days, crushed aggregate concrete has higher compressive strength in relation to pelletized aggregate concrete. Within the group of crushed aggregate concretes, concrete made without chemical additives has 12-33% higher compressive strength compared to the corresponding concretes made with additives.
- Crushed aggregate concrete with the additive for lightweight concrete has the lowest both initial and secondary water absorption, while pelletized aggregate concrete shows the highest value of absorption. This can be attributed to a network of pores, developed with the addition of the additive for lightweight concrete Sika Lightcrete, which intersect capillary pores, leading to the lower water absorption of this type of concrete.
- All crushed aggregate concretes belong to the second class of abrasion resistance, while pelletized aggregate concrete has a little bit higher value of the groove than limited value for the second class.

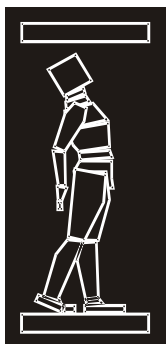
This experimental study showed that artificial aggregate with satisfactory mechanical properties can be produced in the alkali activation process, using domestic waste material. The artificial aggregates production through pelletization or manual production (by casting into the moulds, by grinding, sieving) is not only a good alternative for the natural aggregates preservation; it also provides an ecologically sustainable solution regarding waste management. It provides a benefits increase for industry branches that produce fly ash as they can turn a waste into a valuable resource.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research work reported in this paper is a part of the investigation within the bilateral research project Mechanisms of bonding in fly ash aggregates obtained by geopolymer and cement binders supported by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia and Ministry of Education, Science and Sport of the Republic of Slovenia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Byung-wan Jo, Seung-kook Park, Jong-bin Park: *Properties of concrete made with alkali-activated fly ash lightweight aggregate (AFLA)*, Cement & Concrete Composites 29, p. 128-135, 2007.
- [2] Lateef N. A., Deaver E., K. ElBatanouny M., Ziehl P: *Investigation of early compressive strength of fly ash-based geopolymer concrete*, Construction and Building Materials 112, p. 807–815, 2016.
- [3] Provis J.L., Deventer J. Alkali Activated Materials: *State-of-the-Art Report*, RILEM TC 224-AAM, 2013.
- [4] Terzić A., Pezo L., Mitić V., Radojević Z.: *Artificial fly ash based aggregates properties influence on lightweight concrete performances*, Ceramics International 41, p. 2714–2726, 2015.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

Даниел ТОМИК¹

ЗГОЛЕМУВАЊЕ НА ГЛОБАЛЕН КАПАЦИТЕТ СО ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АБ ЈАЗЕЛ

РЕЗИМЕ

Локално зајакнување на јазлите греда-столб со FRP (полимер зајакнат со влакна) е тип на интервенција која со сигурност го зголемува сеизмичкиот капацитет на конструкциите и е широко користена за зајакнување на конструкции од јавен карактер. Прераниот крт лом на јазлите е еден од главните причинители за намалување на сеизмичкиот капацитет на конструкциите. Бројните мисии после земјотрес покажале дека делумно опфатените надворешни јазли на АБ конструкции се најранливи конструктивни делови како резултат на несоодветното опфаќање и непостоење на внатрешна напречна арматура како и несоодветни детали на армирање. Успешен модел на сеизмичката санација е примената на FRP во неколку етапи на изведба: (1) превенција на штети од исполната со челични фибер елементи, (2) зголемување на капацитетот на смолкнување на јазелниот дел, (3) опфаќање на столбот и (4) У-облик на обвивање на АБ греди со елементи од карбонски влакна со цел зголемување на глобалниот капацитет на проектирани/изведени објекти со недоволен капацитет во поглед на глобални деформации и капацитет на дисипација на енергија.

Клучни зборови: Сеизмичко зајакнување, сеизмички капацитет, фибер влакна

Daniel TOMIC¹

GLOBAL CAPACITY INCREASEMENT WITH RC JOINT STRENGTHENING

SUMMARY

Local strengthening of beam-column joint with FRP as a type of intervention that for sure increase the seismic capacity of structures and are widely used for strengthening of civil structures. Premature shear failure of beam-column joints is one of the main cause limiting the structural seismic capacity. Many post earthquake missions confirmed that partially confined (exterior) joints of RC existing buildings are the most vulnerable structural part due to the lack of adequate confinement, internal transverse stirrups and detailing. Successful model of seismic retrofit is use of FRP with several stages of construction: (1) steel sheets to prevent damage by infill, (2) joint panel shear strengthening, (3) column confinement and (4) U wraps on RC beam with carbon fibers improve the global capacity of under-designed RC structures in terms of global deformation and energy dissipating capacities.

Keywords: seismic strengthening, seismic capacity, FRP

¹ Young Researcher, Postgraduate student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje, Skopje, Macedonia, danielt@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In FRP materials, fibers provide both loading, carrying capacity and stiffness to the composite while the matrix is necessary to ensure sharing of the load among fibers and to protect the fibers themselves from the environment. Most FRP materials are made of fibers with high strength and stiffness, while their strain at failure is lower than that of the matrix. FRP material has lower stiffness than fibers and fails at the same strain, $\varepsilon_{f,max}$ of the fibers themselves. In fact, beyond such ultimate strain, load sharing from fibers to the matrix is prevented.

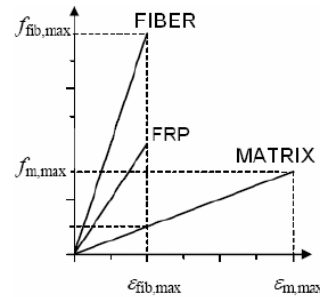


Fig. 1. Stress-strain relationship of fibers, matrix and FRP

When strengthening reinforced concrete members with FRP composites, the role of the bond between concrete and FRP is of great relevance due to the brittleness of the failure mechanism by debonding (loss of adhesion). According to the capacity design criterion, such a failure mechanism shall not precede flexural or shear failure of the strengthened member.

The FRP materials in a “wet-layup system” are widely used for strengthening since they can ensure the best compliance to the structural member shape. Wet lay-up systems - manufactured with fibers lying in one or more directions as FRP sheets or fabrics and impregnated with resin at the job site to the support. Carbon fibers (CFRP) are preferred in the case of external application while glass ones (GFRP) for internal application of strengthening.

The application of FRP composites in the field of strengthening started in the 1980s for providing additional confinement to RC columns or as flexural strengthening for RC bridges, a sudden increase in the use of FRPs was observed in Japan after the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake.

Local retrofitting of beam-column joint (corner) is presented on beam with base 45 cm and height 85 cm with bottom reinforcement 3 RØ16 and top reinforcement 5 RØ16. The column is with dimensions 45/55 cm with 4 RØ16 in corners and other 4 RØ12 with one at middle on the column side. Design concrete compressive strengths in calculations are 13.33 MPa for flexure calculations and 8.89 MPa for shear calculation. This values are obtained for existing structures with simulated design in accordance with relevant practice and materials with default values in accordance with the standards of the time of construction – limited knowledge with confidence factor 1.35. Mean value of concrete tensile strength is 1.39 MPa, elastic modulus of concrete 26 242.45 MPa. Joint panel is without transverse reinforcement or with transverse reinforcement where stirrups spacing are higher than 20 cm. Normalized axial load in column is 0.2. The local retrofitting of corner beam-column subassembly with FRP is presented in four steps of strengthening:

- design to resist infill action
- joint panel shear strengthening
- column end confinement
- calculations for U wraps on beam

2. DESIGN TO RESIST INFILL ACTION

Under seismic action the compression provided by infill at column end and joint panel may produce diagonal cracks on joint panel or horizontal, diagonal cracks on column end. In order to withstand the horizontal component of the infill strut force, SRP composites (steel sheets with polymer) in the form of uniaxial systems can be installed around the beam-column joint both in the case of corner or

exterior joints. In our case 2 layers of one-directional SRP is adopted with $b_f = 19$ cm. SRP is used for reason that steel is isotropic material.

$$H_0 = \min \left[\frac{f_{vko} * l * t}{0.6 * \emptyset}; 0.8 * \frac{f_k}{\emptyset} * \cos^2 \theta * \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} * I * h * t^3} \right] = \min(500; 411.53)$$

$$= 411.53 \text{ KN}$$

H_0 – seismic horizontal component of the force acting by infill

f_{vko} – characteristic shear strength of masonry

f_k – characteristic compressive strength of masonry

θ – $\arctg \frac{h}{l}$, the angle between diagonal of the panel compared to the horizontal axis

\emptyset – reduction factor

E_c – elastic modulus of concrete

E_m – elastic modulus of masonry

I – moment of inertia

$$H = \max \left[\frac{H_0}{2}; H_0 - 0.4 * N \right] = \max(205.76; 147.59) = 205.75 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{H}{\cos 30} = 237.6 \text{ KN}$$

$$f_f = 1700 \text{ MPa}$$

$$E_s = 195\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.87 \%$$

$$A_{srp} = 3.77 \text{ mm}^2 / \text{cm}$$

$$A_s = \frac{F_1}{f_f} = 139.76 \text{ mm}^2$$

$$W_s = \frac{A_s}{A_{srp}} = 37.77 = 38 \text{ cm (adopted 2 layers with } b_f = 19 \text{ cm)}$$

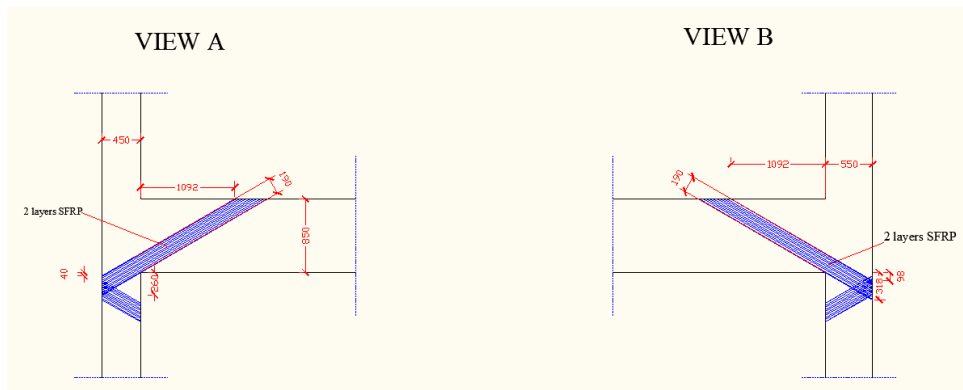


Fig. 2. Design to resist infill action

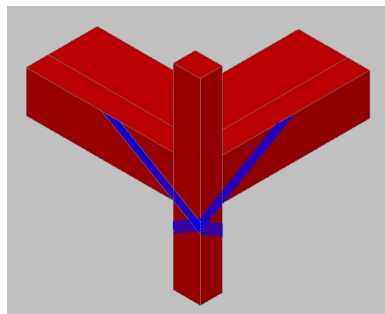


Fig. 3. Design to resist infill action – 3d model

3. JOINT PANEL SHEAR STRENGTHENING

A shear capacity increase of beam – column joint panel with the shear increase of beam column joint can be achieved through the application of composites with fibers placed along the principal tensile stresses (i.e. four-directional FRP sheets) for a corner joint and for an exterior one.

Shear strengthening is deemed necessary when the applied shear demand is greater than the corresponding member’s shear capacity. The shear capacity of existing beam-column joints can be enhanced by epoxy-bonding FRP materials with fibers transverse to the axis of the shear cracks, in a way similar to adding shear strength through internal stirrup reinforcement, or perpendicular to potential shear cracks. In our case 2 layers of four-directional CFRP sheets is adopted on the joint panel extended 20 cm on beam and 10 cm on the column.

$$A_{sh} * f_{ywd} \geq \gamma_{RD} * A_{s2} * f_{yd} * (1 - 0.8 * \vartheta_d) = 202.57 \text{ KN}$$

$$A_{sh} * f_{ywd} = t_f * h_{beam} * f_{fd} + 2 * (t_f * h_{beam} * f_{fd} * \cos 45)$$

$$= 200.12 \text{ KN for one layer, } 400.24 \text{ KN for 2 layers}$$

– 2 layers are adopted

$A_{sh} * f_{ywd}$ – represent the amount of stirrups as in a building code (Eurocode) which is replaced with FRP layers

$$\varepsilon_{fk} = 2.1 \%$$

$$E_f = 230\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.004$$

$$f_{fd} = 920 \text{ MPa}$$

$$t_f = 2 * 0.106 = 0.212 \text{ mm}$$

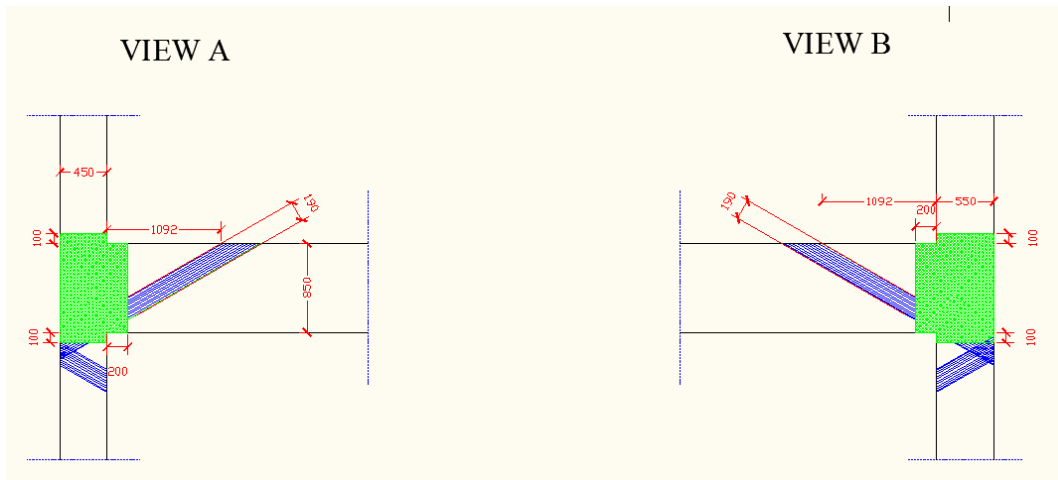


Fig. 4. Joint panel shear strengthening

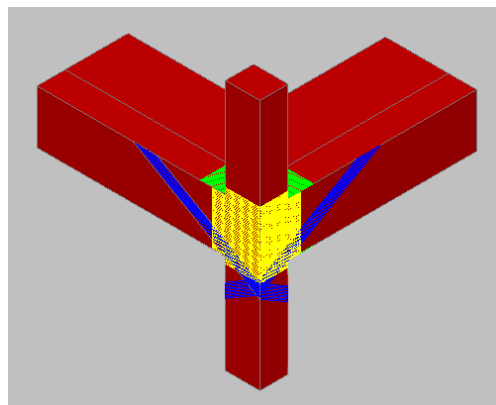


Fig. 5. Joint panel shear strengthening – 3d model

4. COLUMN END CONFINEMENT

Column end confinement significantly increase the deformation capacity in a plastic hinges zones with a corresponding enhancement of global structural ductility. The confinement is also effective to prevent longitudinal bars buckling and to sustain the shear action, at the top of the column, due to the infill strut force.

Wrapping of columns with fibers orthogonal to the member axis has been widely used in practice as a strengthening tool to achieve significant enhancements in both strength and ductility of axially loaded columns strength increase is due to the lateral pressure provided by confining devices restraining the lateral dilation of compressed concrete. Increased ductility of a section results from the ability to develop greater compressive strains in the concrete before failure leading to greater displacement capacities of the confined structural members.

Depending on accessibility, the strengthening can be provided by partial or full wrapping of FRP system around the member. Full wrapping is the most efficient strengthening scheme commonly used in the applications of columns where access to all sides of the member is usually available. In our case 120 cm continuous wrapping with CFRP is adopted with an overlap of 10 cm.

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 * \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}}} = 0.00879 = 0.879 \%$$

$f_{1,eff} = k_{eff} * f_1 = 1.661 \text{ MPa}$ (CNR – DT200(2004)) - effective confinement lateral pressure

f_{cd} = design strength of unconfined concrete

$t_f = \frac{600}{1800} = 0.333 \text{ mm}$ – FRP thickness

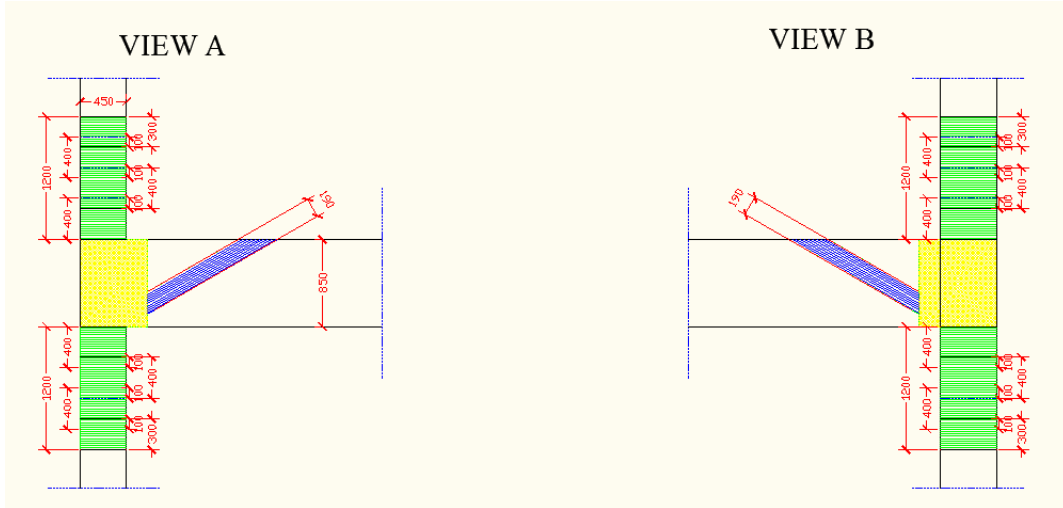


Fig. 6. Column end confinement

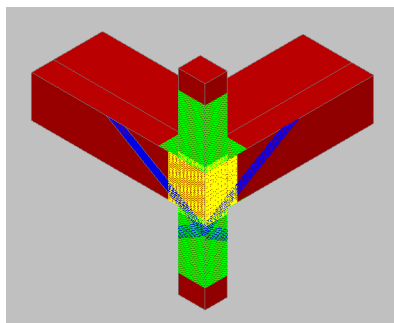


Fig. 7. Column end confinement – 3d model

5. CALCULATIONS FOR U-WRAP ON BEAM

A shear capacity increase of beams with the use of U-wrap FRP laminates increase the beam end shear capacity (in the zone of maximum shear demand in case of seismic action) and at the same time can be very useful in order to provide a mechanical anchorage to the four-directional CFRP sheet applied to the joint panel. U-wraps prevent the premature debonding of such panel and thus the effectiveness of the whole strengthening scheme. In our case 130 cm of CFRP is adopted.

$$\vartheta_{RD,f} = \frac{1}{\gamma_{RD}} * 0.9 * d * f_{fed} * 2t_f * (\cot \beta + \cot \theta) * \frac{w_f}{p_f}$$

$$= 69.2 \text{ KN (CNR - DT200(2004))}$$

$\vartheta_{RD,f}$ – FRP contribution to the shear capacity

f_{fed} – effective FRP design strength (CNR – DT200(2004))

$t_f = 0.166 \text{ mm}$

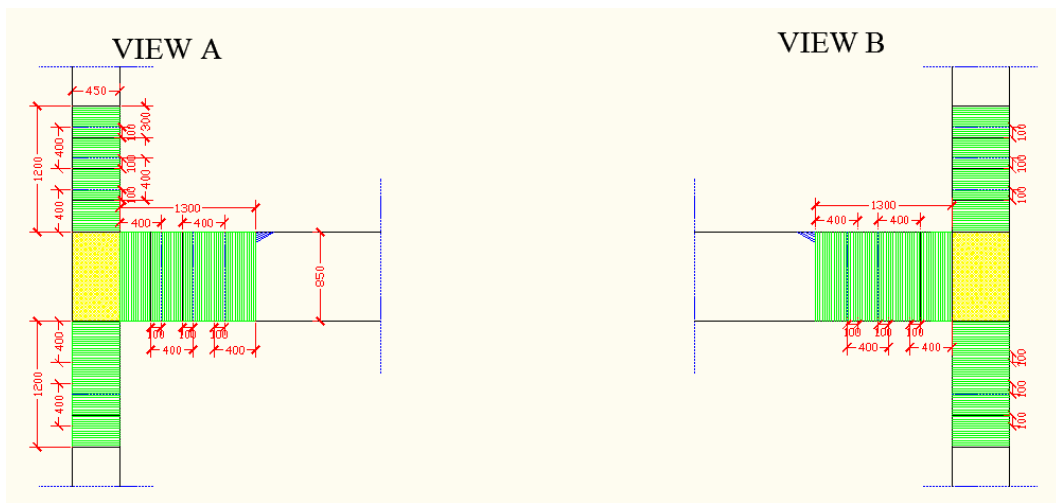


Fig. 8. Design of U-wrap on beam

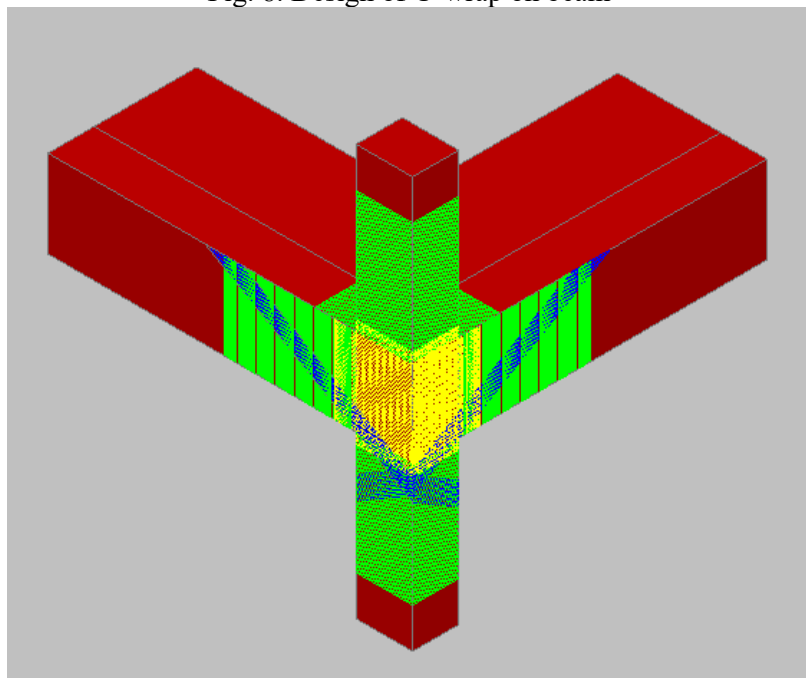


Fig. 9. Design of U-wrap on beam – 3d model

6. CONCLUSIONS

Premature shear failure (brittle collapse mechanisms) of beam-column joints is one of the main cause limiting the structural seismic capacity. Post earthquake inspections confirmed that partially confined (exterior or corner) joints of RC existing buildings are the most vulnerable structural part due to the lack of adequate confinement, internal transverse stirrups, poor concrete quality and detailing. FRP materials are widely adopted in strengthening the beam-column joints of existing structural systems. Their effectiveness is demonstrated by a large number of experimental tests on joint subassemblies and entire structural systems. Poorly detailed beam-column joints commonly exhibits diagonal shear failure.

Exterior joint FRP strengthening system increase joint panel shear capacity and energy dissipation. The experimental results highlight the effectiveness of the FRP to improve global performance of under-designed RC structures in terms of global deformation and energy dissipating capacities. Such goal was achieved by confining the column ends and preventing brittle mechanisms (exterior joints and column shear failure). The FRP retrofit beam-column joints in structures is able to withstand a seismic level of PGA in two directions about 1.5 times higher, than that applied to the 'as built' structure without significant damages. After a lot of tests on RC structures retrofitted with FRP, after removing of FRP is shown that the RC core was neither cracked or damaged.

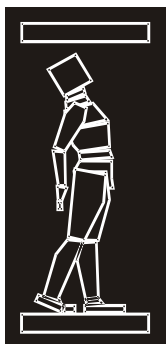
When the retrofiting is aimed to enhance the deformation capacity of the structure and all possible brittle failures have been prevented, it is necessary to assess to which extent the structure could exploit its ductility. This can be done, for example, through a nonlinear pushover analysis, now adopted and codified in the most modern seismic codes. Usually, it is requested to check if the structure can actually ensure a given ductility or if it is able to attain a given target displacement. Such analysis allows identifying the elements whose local collapse, due to ductility exhaustion, prevents the structure from exploiting its global ductility and from reaching the target displacement.

In order to increase the ductility of potential plastic hinges, the deformation capacity of elements, which collapse before the global target displacement is attained, has to be increased (usually columns, especially in existing RC structures designed to sustain gravity loads only). A possible measure of the deformation capacity of beams and columns is the chord rotation, θ , that is, the rotation of the chord connecting the element end sections. An FRP wrapping increases the ultimate compressive strain of concrete, thus determining an increase of cross-section ultimate curvature and of corresponding member rotational capacity in plastic hinges zones. Thus, a global structural ductility enhancement and energy dissipation can be attained without changing the hierarchy of strength and moving of plastic hinges.

REFERENCES

- [1] Balsamo, A., Di Ludovico M., Lignola, G. P., Prota, A., Manfredi, G. and Cosenza, E. Composites for structural strengthening.
- [2] Di Ludovico, M., Ceroni, F., Lignola, G. P., Prota, A., Manfredi, G. and Cosenza, E. Externally bonded reinforced concrete structures.
- [3] Dolce, M., Manfredi, G., Di Ludovico, M., Lignola, G.P., Moroni, C. and Prota, A. Appendice B: Esempio di calcolo su rafforzamento locale di nodi con materiali composite.
- [4] CNR (National Research Council). (2004). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Rome, Italy: Advisory Committee on Technical Recommendation for Construction of National Research Council.
- [5] Fardis, M.N., Khalili, H. (1981). Concrete encased in fibreglass reinforced plastic. ACI

- [6] Katsumata, H., Kobatake, Y., Takeda T. (1987). A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns. Proceedings of the workshop on repair and retrofit of existing structures, U.S.–Japan panel on wind and seismic effects, U.S.–Japan Cooperative Program in Natural Resources, Tsukuba, Japan.
- [7] Meier, U. (1987). Bridge repair with high performance composite materials. Mater Tech (Duebendorf, Switz.)
- [8] Rostasy, F.S. (1987). Bonding of steel and GFRP plates in the area of coupling joints. Talbrucke Kattenbusch. Research report nr 3126/1429, Braunschweig, Germany: Federal Institute for Materials Testing.
- [9] Meier, U., Deuring, M., Meier, H., et al. (1992). Strengthening of structures with CFRP laminates: research and applications in Switzerland. 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures; Sherbrooke, Canada. Montreal: Canadian Society for Civil Engineering.
- [10] Nanni, A. (1995). Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement. *Concr Int*;17(6):22–26.
- [11] ACI 440 R-07 Report on Fibre-Reinforced Polymer (FRP). Reinforcement for concrete structures. Reported by ACi Committee 440.
- [12] Seible, F., Priestley, M.J.N., Hegemier, G.A., et al. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *ASCE—J Compos Constr.* 2(1):52–62.
- [13] Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G., et al. (2008). Unified theory For confinement of RC solid and hollow circular columns. *ComposPart B: Eng.*
- [14] Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G., et al. (2010). Simplified analysis of FRP confinement on circular and non circular members. Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid, Republic of Macedonia, Paper ID 1010.
- [15] Di Ludovico, M., Manfredi, G., Mola, E., et al. (2008). Seismic behavior of a full-scale RC structure retrofitted using GFRP laminates. *ASCE—J Struct Eng.* 134(5):810–821.
- [16] Di Ludovico M, Balsamo A, Prota A, et al. (2008). Comparative assessment of seismic rehabilitation techniques on a full-scale 3-story RC moment frame structure. *Struct Eng Mech.* 28(6):727–747.
- [17] Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., et al. (2008). Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. *Earthquake Eng Struct Dyn.* 37:141–162 (ISSN: 0098-8847).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 18

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Анка СТАРЧЕВ-ЋУРЧИН¹, Мирјана МАЛЕШЕВ², Андрија РАШЕТА³,
Данијел КУКАРАС⁴, Ђорђе ЛАЃИНОВИЋ⁵

ДИМЕНЗИОНИРАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ СИД СО ДВА ПРЕПУСТА СО ПРИМЕНА НА STRUT-AND-TIE МЕТОДАТА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажан еден од можните начини за димензионирање армиранобетонски рамнински носач. Анализирани се армиранобетонски сид, статички систем греда со два препуста, кој е товарен со 3 концентрирани сили. Користена е методата на притиснати стапови и затега која е имплементирана во софтверскиот пакет "ST method". Дадени се резултатите од автоматско одредување на обликот и силата во Strut-and-Tie моделот, контрола на напонската состојба на потпорите и во поле, како и шематски приказ за распоред и количината на усвоена главна арматура. После сите пресметковни контроли прикажан е обликот на Strut-and-Tie моделот со конечни димензии на елементите.

Клучни зборови: армиранобетонски елементи, Strut-and-Tie метода, "ST method" програм

Anka STARČEV-ĆURČIN¹, Mirjana MALEŠEV², Andrija RAŠETA³, Danijel KUKARAS⁴,
Đorđe LAĐINOVIĆ⁵

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE WALL WITH TWO OVERHANGS USING STRUT-AND-TIE METHOD

SUMMARY

The paper presents a possibility for structural design of reinforced concrete plane member. Reinforced concrete wall is analyzed, defined as a simple span beam with two overhangs and loaded with three concentrated forces. Structural design is conducted by means of Strut-and-Tie method implemented in "ST method" program. Shown results include automatic determination of shape and forces in the Strut-and-Tie model, control of the stress state in the support nodes and specific nodes within the model, and schematic diagram of the layout and the quantity of the adopted main reinforcement. Following all design controls, the shape of the Strut-and-Tie model with the final element dimensions is given.

Keywords: reinforced concrete member, Strut-and-Tie method, "ST method" program

¹ Teaching Assistant MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, astarcev@uns.ac.rs

² Full Professor PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, miram@uns.ac.rs

³ Assistant Professor PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, araseta@uns.ac.rs

⁴ Associate Professor PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad, Subotica, Republic of Serbia, daniyel.kukaras@gmail.com

⁵ Full Professor PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

One of the design procedures for reinforced concrete members is the method of compressed and tensioned truss elements, struts and ties, so-called, Strut-and-Tie method [1]. Compressed elements of the substitution truss system represent the concrete part of the member while the tensioned elements represent reinforcement [2], [3]. In the truss model, the distribution of the elements, in principle, uses the distribution of stresses according to the main stress trajectories according to the theory of elasticity. However, the behavior of reinforced concrete cannot be described with sufficient accuracy by the theory of elasticity, since it is more determined by the load configuration and the layout of the reinforcement. This produces additional limiting conditions for an equivalent model of reinforced concrete structure and opens the problem of ambiguity in modeling [4], [5]. In this paper, the automatic method for determining the Strut-and-Tie model, for reinforced concrete plane members, is implemented in the computer program "ST method", which is described in detail in [6]. The required quantity of main reinforcement is determined according to the ultimate limit state based on the forces in the tensioned elements of the truss Strut-and-Tie model. Compressed elements of the truss system are designed according to the limit state forces from Strut-and-Tie model, assuming uniaxial stress state. The support zones of the member and zones at the application points of the external concentrated forces are controlled at the local uniaxial stress state. Other nodal zones are modeled with several triangular finite elements and are controlled with the assumption of the plane stress state according to the Kupfer fracture envelope [7], [8].

This paper presents the automatic design of reinforced concrete wall member using the Strut-and-Tie method, according to recommendations [4], [5], [6] and [7], which are implemented in "ST method" program.

2. NUMERICAL EXAMPLE

Reinforced concrete wall member, 50 cm thick, defined as simple span beam with two overhangs, loaded with three concentrated forces with a limit state value of 1000 kN, and with its geometric and mechanical properties, is shown in the Figure 1 (left). Finite element mesh, where each node is connected to each simple element, is shown in the Figure 1 (right). Applied class of concrete is C25/30 ($f_{cd} = 16.7$ MPa) and applied reinforcement is B500B ($f_{yd} = 435$ MPa). Parameters for automatic determination of the Strut-and-Tie model, using the "ST method" program, are shown in Figure 2, with favored directions for reinforcement layout at angle in relation to the horizontal direction of 0° , 45° and 90° . More detailed descriptions are given within [6]. An automatically defined Strut-and-Tie model, using the "ST method" program, is shown in Figure 3 (left). Based on the value of the limit state forces in the tensioned elements of the Strut-and-Tie model, Figure 3 (left), the required quantity of the main reinforcement is determined. In Figure 3 (right) the schematic diagram and the quantity of the adopted main reinforcement are shown.

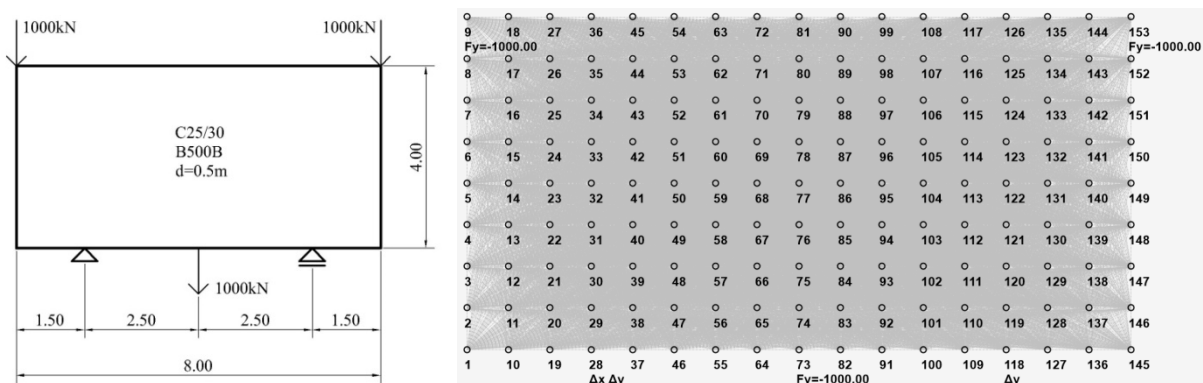


Fig. 1. Geometric and mechanical properties of RC wall member (left) and finite element mesh in program "ST method" (right).

Figure 4 (left) shows the results of the stress control at the application points of the external concentrated forces over the bearing plates ($f_{cd}^* = 12.8$ MPa, node CCT), and in figure 4 (right) in the places of support bearing plates ($f_{cd}^* = 15$ MPa, node CCC). The dimensions of the bearing plates are, at the base, 250x500 mm. The results of analysis show that the required stress conditions are satisfied.

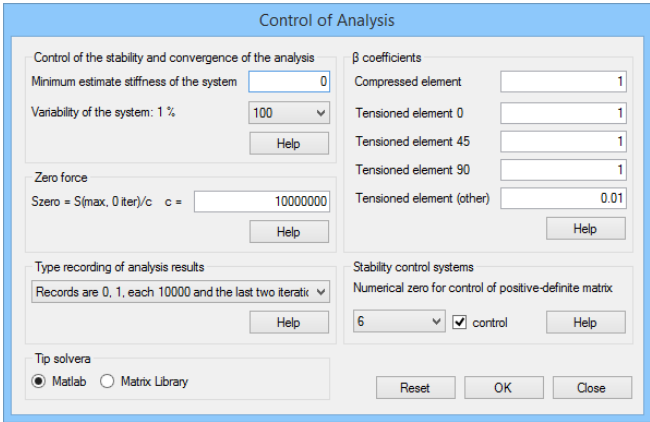


Fig. 2. "ST method" program- parameters of analysis

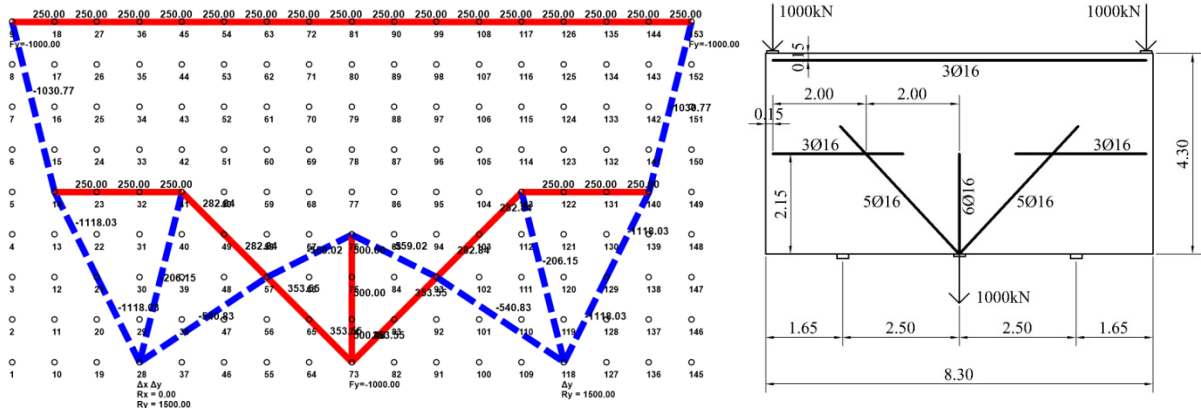


Fig. 3. Automatically obtained Strut-and-Tie model in "ST method" program (left) and adopted main reinforcement quantities (right)

In Figures 5 to 8, stress controls of specific internal nodes of Strut-and-Tie model, assuming plane stress state, are shown. Nodes are modeled with a network of triangular finite elements with bilinear interpolation. In the analysis, the fracture criterion according to Kupfer was adopted [7], [8].

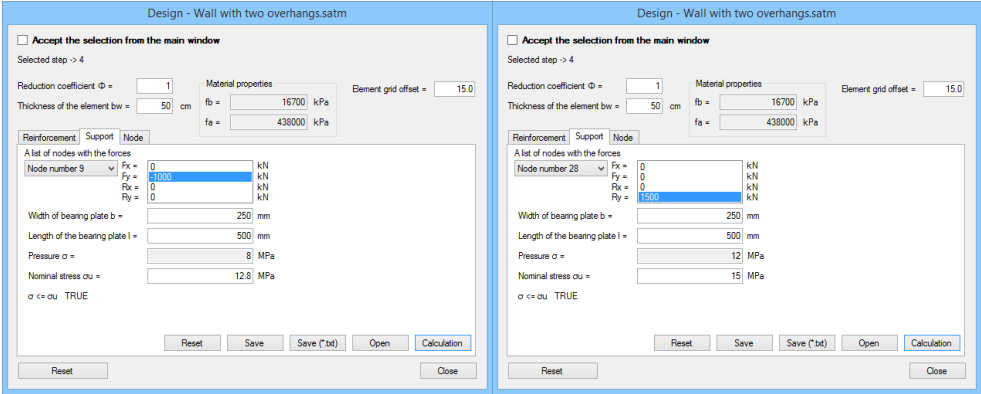


Fig. 4. Stress control at the application points of the external concentrated forces (left) and in the places of support bearing plates (right)

Final heights of cross sections for specific elements of Strut-and-Tie model, determined using "ST method" program are shown in Figure 9. All simple elements of the model have equal wall member thickness (50 cm).

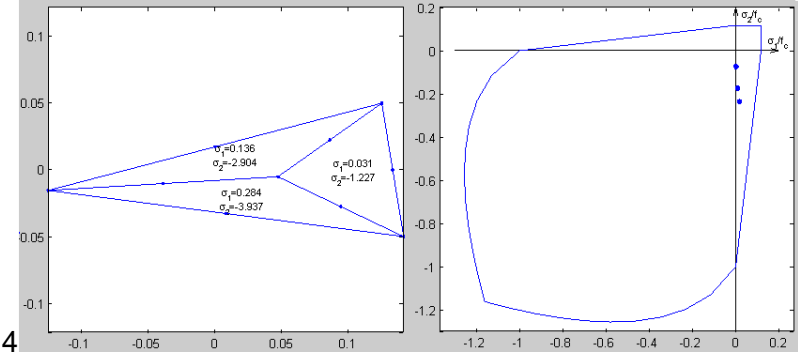


Fig. 5. Stress control in node 9, Figure 3-left

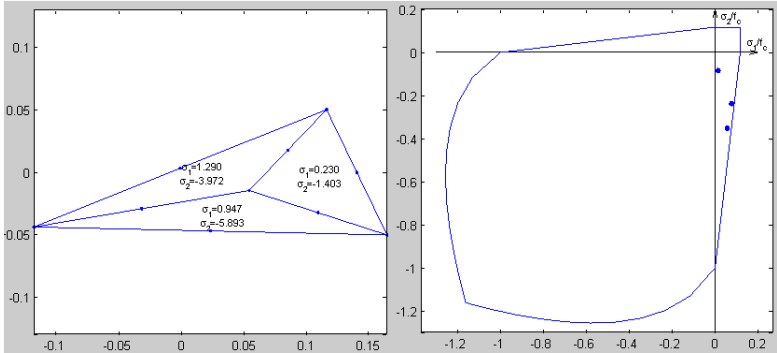


Fig. 6. Stress control in node 14, Figure 3-left

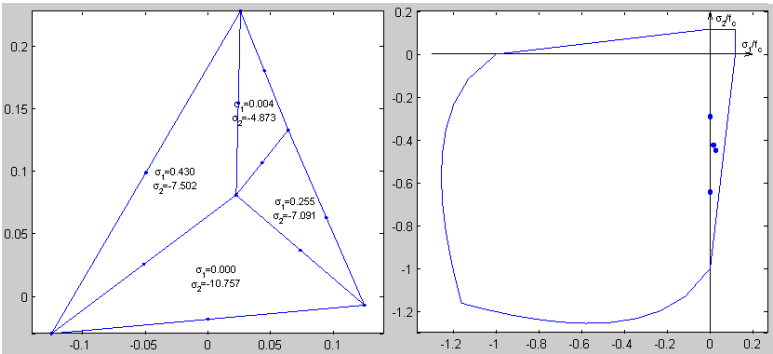


Fig. 7. Stress control in node 28, Figure 3-left

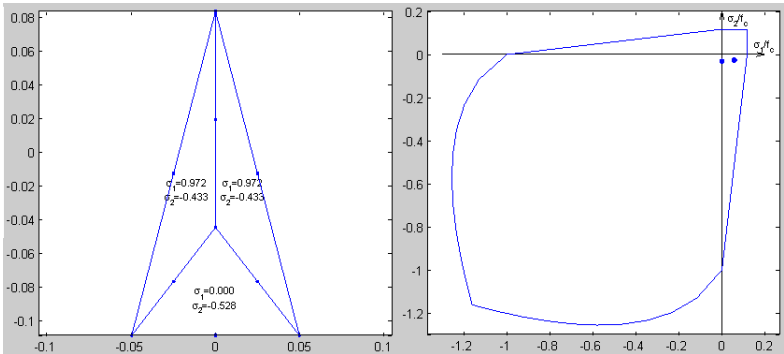


Fig. 8. Stress control in node 76, Figure 3-left

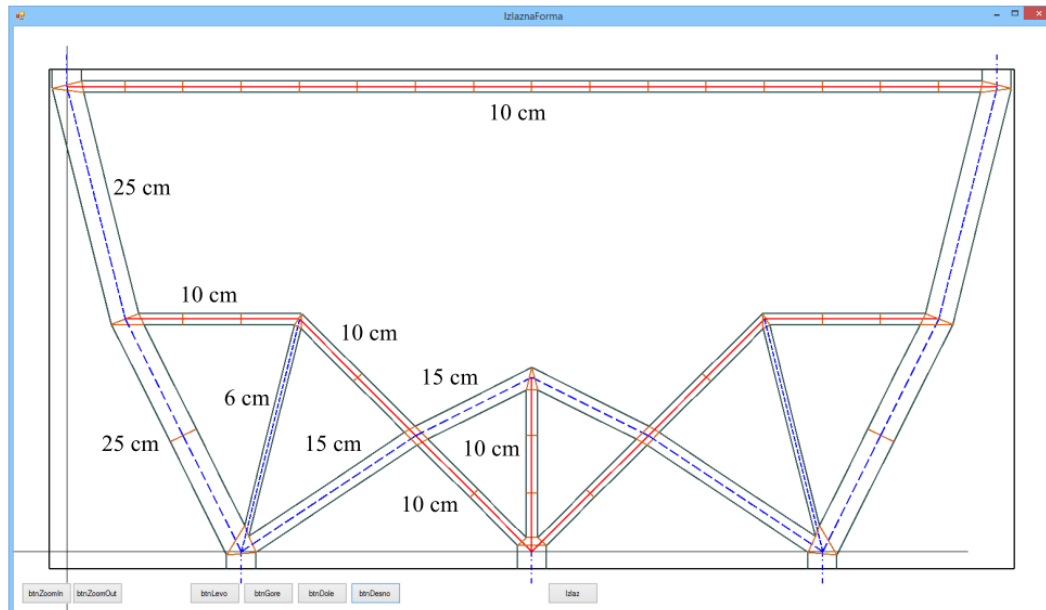


Fig. 9. Strut-and-Tie model with final element dimensions

Results of numerical analysis show that the stress conditions, that the Strut-and Tie elements have to satisfy, are met.

3. CONCLUSION

One of the methods that can be applied for design of reinforced concrete members is the Strut-and-Tie method. In order to analyze reinforced concrete plane members, the "ST method" program has been devised, which automatically generates and designs the Strut-and-Tie models [6]. The member analysis consists of several stages. The first step includes determining the shape and forces in the Strut-and-Tie model. Considering that the shape of the model directly depends on the favorable directions of the reinforcement layout, the solution for the shape of the model is not always unambiguous [4]. In the paper [9], it is shown that in the case of reinforced concrete wall members, optimum solutions are obtained for favorable directions at an angle of 0° , 45° , and 90° in relation to member edges. The second step is to determine and adopt the amount of the main reinforcement based on the limit state forces in the tensioned elements of the Strut-and-Tie model. Then, based on the values of the limit state forces in the compressed elements, their heights of the cross-section are determined. The support zones and the locations of applied loads should satisfy the local compression conditions. Other nodes within the Strut-and-Tie model must satisfy the Kupfer's fracture criterion with the assumption of plane stress condition. If the stress conditions in the nodes are not fulfilled, it is necessary to correct the heights of the cross sections in the Strut-and-Tie model elements, but taking into account the geometric limitations of the analyzed member.

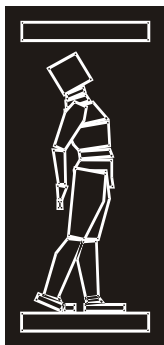
Using previously described procedure, within this paper a reinforced concrete wall is analyzed as a simple span beam with two overhangs, loaded with three concentrated forces, by means of the "ST method" program. The obtained Strut-and-Tie model, necessary for structural design of the member, fulfills the conditions required by the Strut-and-Tie method.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research has been conducted within the scientific research project TR 36043, funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

- [1] Schlaich J., Schafer K. (1991): Designs and detailing of structural concrete using strut and tie models. *The Structural Engineer*; Vol 69, No 6, pp 113-125.
- [2] Barney T.M., Sanders D.H. (2007): Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications, Requested by American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), November.
- [3] Reineck K.H. (2002): Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models, American Concrete Institute.
- [4] Starčev-Ćurčin A., Rašeta A., Brujić Z. (2011): Optimization of RC Plane Elements by Strut-and-Tie Models, International Symposium about Research and Application of Modern Achievements in Civil Engineering in the Field of Materials and Structures, Tara, October 19-21, 2011., Društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija Srbije, Beograd, Kneza Miloša 9/I, Zbornik radova, str. 195-202, ISBN: 978-86-87615-02-1.
- [5] Starčev-Ćurčin A., Rašeta A., Brujić Z.: Automatic generation of planar rc Strut-and-Tie models, *Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering* Vol. 11, No 1, 2013, pp. 1 - 12 DOI: 10.2298/FUACE1301001S, UDC 624.04:519.673:624.072.22=111.
- [6] Starčev-Ćurčin A., Rašeta A., Brujić Z. (2016): The program ST Method for determining the Strut-and-Tie models of RC plane members, *Technical Gazette* 23, 1, pp 291-300, ISSN 1330-3651(Print), ISSN 1848-6339 (Online), DOI: 10.17559/TV-20140818132418.
- [7] Starčev-Ćurčin A., Malešev M., Kukaras D., Rašeta A., Žarković D. (2017): Analysis and Design of RC Deep Beam Using the "ST Method" Program, *Conference Proceedings 5th International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering 2017*, Faculty of Civil Engineering, Subotica, Serbia, pages 209-218, ISBN 978-86-80297-68-2, UDK: 624.072.2.012.45, DOI:10.14415/konferencijaGFS2017.021.
- [8] Häussler-Combe U. (2015): *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures*, Ernst & Sohn, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Dresden, Germany, ISBN: 978-3-433-03054-7, 338 pp.
- [9] Anka Starčev-Ćurčin, Andrija Rašeta, Danijel Kukaras: Optimization of the RC Complex Plane Member Using Strut-and-Tie Models, *Association of Structural Engineers of Serbia, Simpozijum 2016.*, Zlatibor 15-17. 9. 2016., Zbornik radova 2016, Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I, pages 184-191, ISBN 978-86-7892-839-0.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 19

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://www.mase.org.mk>

Никола УЗУНОВ¹

**АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ПЕРФОРМАНСИТЕ НА БЕТОНОТ И
ВРЗНИТЕ СРЕДСТВА НА ВРСКАТА СТАР-НОВ БЕТОН
/ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСПИТУВАЊА И СВЕТСКО ИСКУСТВО/**

РЕЗИМЕ

Остварувањето на конструктивна врска - спрегање на бетонски слоеви со различна старост во еден композитен бетонски елемент, зависи од многу фактори како што се типот на бетонската подлога, нејзините физичко-механички карактеристики, вградувањето на новиот бетонот, појавата на вибрации за време на апликацијата и врзувањето на секундарниот слој, и др. Со цел да се потврдат и продлабочат знаењата и искуството врзано со оваа тема, во ЦЛ-АДИНГ извршена е серија споредбени испитувања и анализа на врскаста која се остварува помеѓу различните класи на постоечки “стар” бетон и “нов” бетон за репарација, со и без примена на врзни средства. Резултатите од испитувањата се презентирани во овој труд.

Клучни зборови: Бетон, Адхезија, Европски норми, EN1504, Санација,

Nikola UZUNOV¹

**ANALYSES OF THE INFLUENCE OF CONCRETE PERFORMANCES AND
BONDING AGENTS TO ADHESION BETWEEN OLD AND NEW CONCRETE
/EXPERIMENTAL RESULTS AND WORLD EXPERIENCE/**

SUMMARY

Conducting structural bonding between layers of concrete with different age, thus forming one composite concrete unit, depends on multiple factors such as type of concrete substrate, physical-mechanical characteristics of the substrate, application of the new concrete layer, presence of vibrations during application and setting period of the secondary concrete layer, etc. In order increase experience and understanding of this subject, series of comparative testing were made in Central Laboratory – ADING, comparing the adhesive bonding between different types of “old” and “new” reparation concrete, with and without use of bonding agents. Acquired testing results and analyses are presented in this article.

Keywords: Concrete, Adhesion, European Standard, EN1504, Reparation,

¹ Grad. Civil Engineer, Regional manager, ADING AD - Skopje, Republic of Macedonia,
uzunov@ading.com.mk

1. ВОВЕД

Предмет на истражување на овој труд е остварувањето на конструктивна врска помеѓу бетоните со различна старост, кои најчесто наоѓаат примена при санациите на бетонските и АБ конструкции.

Доколку за одредена бетонска или АБ конструкција се утврди дека е сериозно оштетена или ослабната, поради што истата не ги исполнува проектираните перформанси во поглед на носивоста и правилно функционирање како дел од комплетниот конструктивен систем, потребно е да изврши конструктивна репарација.

Друг случај каде е потребно да се изврши конструктивно врзување се прекините во текот на бетонирањето кои можат да бидат планирани (на пример доколку бетонскиот елемент се изведува во повеќе фази), или непланирани, (пр. во случај кога поради дефект на опремата бетонирањето е прекинато и потребно е да се доврши после неколку денови).

Материјалите и системите за конструктивна и неконструктивна репарација се дефинирани во стандардот EN1504-3^[3] и истите се применуваат кај следните Принципи на репарирање:

Принцип 3: Репарација на бетонот /concrete restoration/

Ги вклучува следните методи:

- Рачно нанесување малтер
- Репрофилирање со бетон
- Прскање малтер или бетон (*Shotcrete*)

Принцип 4: Конструктивно зајакнување /structural strengthening/

Ги вклучува следните методи:

- Додавање на бетон или малтер

Принцип 7: Сочувување или враќање на пасивноста /preserving or restoring passivity/

Ги вклучува следните методи:

- Зголемување на заштитниот слој над арматурата со малтер или бетон
- Замена на деградиран бетон

Со цел наведените принципи и методи да се спроведат успешно, потребно е применетите материјали за репарација и зајакнување да бидат со соодветни перформанси за постигнување на бараната цел – јакост на притисок, модул на еластичност, волуменска стабилност - компензирано собирање/експанзија, отпорност на карбонизација, термална компатибилност, капиларна апсорпција и водонепропусност.

Исто така, неопходно е врската помеѓу постоечкиот бетон кој се санира и новиот бетон или репаратурен малтер за санација и зајакнување да биде со соодветни јакосни карактеристики кои ќе овозможат структурно поврзување – спрегање на двата материјала.

На тој начин добиените *компазитни* бетонски елементи составени од бетонска греда/плоча како основа и конструктивно врзан нов бетонски слој преку неа, имат значајно повисока носивост и крутост во споредба со двослојни бетонски елементи составени од неврзани слоеви.

Покрај обезбедување на монолитно однесување на двата слоја на бетон, соодветна конструктивна врска помеѓу слоевите на бетонот е задолжителна и со цел да се обезбеди контрола на појавата на пукнатини во горниот слој на бетонот и со тоа да се спречи продор на вода и штетни субстанции во контактната зона помеѓу двата бетона.

Во зависност од типот, староста и местоположбата на објектот кој се санира, постоечкиот бетон кој е потребно да се репрофилира или зајакне може да биде со различна старост, различни јакосни карактеристики и различен степен на даградираност. Во зависност од степенот на изложеност на конструкцијата на агресивни влијанија, постоечкиот бетон може да

биде хемиски деградиран и заситен со хлориди, карбонизиран, или контаминиран со други хемиски агресивни соединенија.

Исто така, за вршење на санацијата се применуваат различни материјали со различни карактеристики – готови санациони малтери или бетони на база на полимер цемент или реактивни врзива, стандарден бетон со различна класа на јакост и конзистенција, високовредни бетони со специјални перформанси или СЦЦ бетон.

Во сите случаи, врска која ново-додадениот материјал ќе ја оствари со постоечкиот бетон не смее да биде “најслабата карика” преку која (ултимативно) би дошло до лом кај новата - санирана конструкција. Дури и во случај санација да не е извршена со цел да и се зголеми носивоста на конструкцијата, односно целта е да се спречи понатамошната деградација преку репрофилирање и зголемување на заштитниот слој на бетонот, врска помеѓу стариот и новиот бетон несмее да попусти во текот на понатамошната експлоатација на објектот. Доколку тоа сепак се случи, пукнатината настаната на овој начин би била отворена за продор на вода и корозивни материи, а со тоа и на понатамошна деградација. Истото се однесува и на случаите на зајакнување на армирано-бетонски конструкции каде спрегнувањето на постоечката конструкција и новите конструктивни елементи се остварува со поставување на челични анкери и арматура – доколку не се оствари соодветна врска помеѓу стариот и новиот бетон, преку настанатата пукнатина може да навлезе вода и други материи кои можат да го кородираат челикот од арматурата или бетонот.

2. АНАЛИЗА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ПЕРФОРМАНСИТЕ НА БЕТОНОТ И ВРЗНИТЕ СРЕДСТВА НА ВРСКАТА СТАР-НОВ БЕТОН

2.1 “Шведско искуство”

Остварувањето на конструктивна врска на С-Н бетон зависи од многу фактори, и на таа тема во минатото се извршени бројни истражувања. Едно од по-обемните испитувања на оваа тема е спроведено од страна на Шведската национална асоцијација за патишта во ‘80-тите години на 20-ти век. Истите се неодамна објавени (вклучително и резултатите од тестирањата извршени 3 децении подоцна) во светски реномираниот *Concrete International Magazine - Bonded Concrete Overlays*, *By Prof. Johan Silfwerbrand, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden*^[1].

Објавените резултати во многу сегменти соодветствуваат на резултатите кои се добиени при тестирањата извршени за потребите на овој труд. Со цел да се илустрираат добиените резултати, во продолжение е даден пресек на текот на наведените истражувања и заклучоци.

Основната цел на спроведеното истражување е да се утврди ефектот кој се постигнува при санација со лиење на нови слоеви на бетон – што е една од најчесто применуваните мерки за санација и зајакнување на бетонски плочи кај мостовите, бетонски коловози и бетонски индустриски подови.

Притоа, повеќе фактори можат да допринесат за нарушување на врска – на пример несоодветно вградување на бетонот, или интензивни вибрации за време на апликацијата и врзувањето на секундарниот слој, или екстремна временска или друга непогода.

Генерално, препознаени се две групи на причинители на нарушување на врска меѓу бетонските слоеви

1. Механички влијанија (пр. од сообраќајно оптоварување)
2. Влијанија на линеарните димензионални промени (при собирање на материјалот, или температураите промени).

Во ‘80-десетите Шведската национална асоцијација за патишта утврдила дека поголем број на мостови се оштетени и потребно е да се изврши санација. Анализата покажала дека кај крајните греди и бетонски плочи оштетувањата се поголеми. Самите плочи се поштетени во горната половина отколку во долната – во многу случаи долната половина е во добра форма, додека во горната има појава на пукнатини, “лупење” на бетонот, кородирана арматура, контаминација од хлориди од сол за размрзување. Притоа, усвоено е решение за санација со

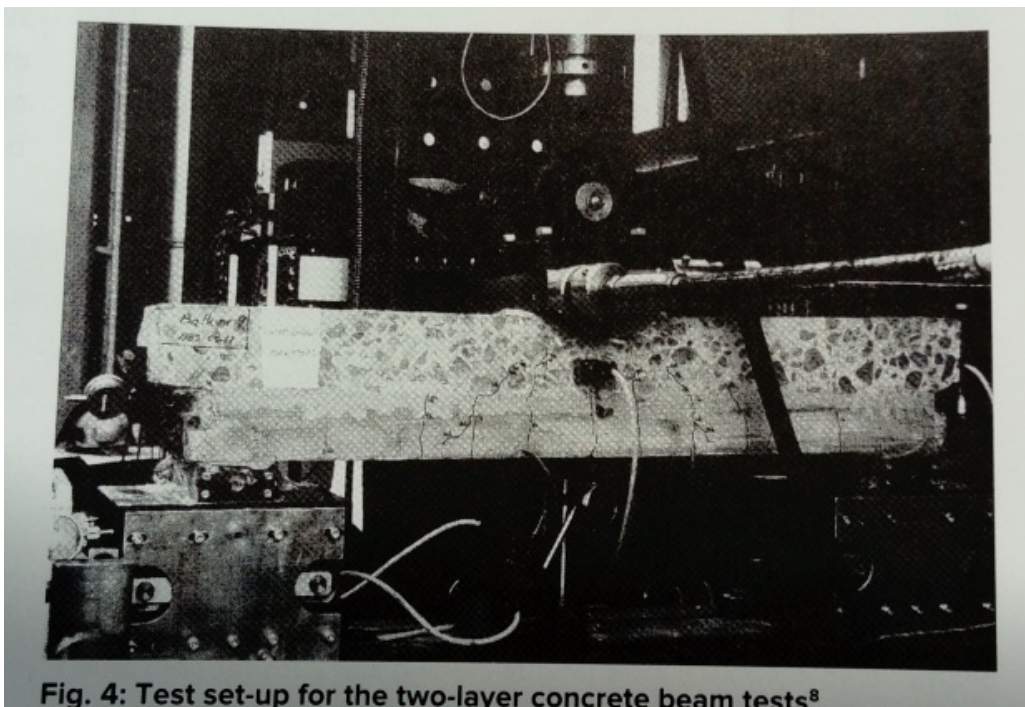
отстранување на оштетениот бетон, замена на арматурата која е кородирана и лиење на нов слој на бетон.

Секако, мостовските конструкции се изложени на сообраќајно оптоварување, што значи дека врската на материјалите ќе биде изложена на циклични напрегања на замор. Во тој период, на Калската академија во Стокхолм спроведено е истражување на врската на бетоните под дејство на замор. За таа цел 18 серии на бетонски греди се тестирани на статично или циклично товарење (проста греда изложена на свиткување во 3 точки).

Со цел да се добие реална слика, оригиналниот бетон за подлога е земен – исечен од плочата на мостот *Skurbrun* на архипелагот на Стокхолм, отворен за сообраќај во 1915год.

Една од целите на истражувањето е да се утврди влијанието на подготовката на подлогата, поради што 12 греди се само механички-површински обработени, кај некои греди поставени се челични можданици и употребено е епоксидно врзиво. За споредба, излиени се и 4 серии на нови греди, секоја составена од два слоја бетон кои се излиени во различно време. Исто така, тестирани се и две греди излиени монолитно со бетонот за репарација. Сите греди се изведени во два примерока од кои едниот е третиран со статички товар до лом, а вториот со цикличен товар повторуван до 1.000.000 циклуси. Новиот бетон е со класа C50/60. 68-Години стариот бетон има јакост од 85MPa, тестирана на кернови со дијаметар 99mm.

Тестирањето на замор е вршено со товар од 40 и 90 KN, со фреквенција 1-4 Hz. Гредите се тестирани со новиот слој од долната страна, изложен на напрегања на затегнување.



Тоа што е интересно и значајно е што ниту еден случај, лом не е настанат поради попуштање во врската на бетоните. Во четири случаи, вклучително и оној кај монолитната греда, лом е јавен поради достигнување на ултимативните коси главни напрегања. Во останатите пет случаи гредите го издржале тестот од 1 милион циклуси на товарење.

	Стар Бетон	Нов бетон	Тип на контактна површина	Можданици (број и диј. mm)	Ултимативен статички товар при лом (kN)	Цик. товар (Max/min kN)	Број на циклуси при лом	Тип и Причина за лом
8	A	B	1		130	10/90	85.226	Shear
9	A	B	2		150	10/90	>1.000.000	
10	A	B	1	8 x 7	200	10/90	>1.000.000	
11	A	B	1	8x10	235	10/90	812.907	Shear
12	A	B	1	8x12	235	10/90	>1.000.000	
13	A	C	1		130	10/90	6618	Shear
14	B	B	N/A		130	10/90	109.691	Shear
16	B	B	3		70	10/40	>1.000.000	
18	B	B	3'		69	10/40	>1.000.000	

A – Бетон изваден од стариот мост (1915 год)

B – Бетон C50/60 вграден 1983 год

C – Вакумиран бетон тип B

1 – Површина третирана со пневматски чекан

2 – Површина третирана со пневматски чекан со додадено епоксидно врзиво

3 - Површина измазнета со челична глетарка

3' – Лиена бетонска површина

Бр.14 е монолитно излиена греда

Во случаите каде лом не настанал при цикличното товарење, гредите се континуирано статички товарени до лом. Гредите со припремена површина за контакт имаат потполн лом настанат како последица на косите главни напрегања (дијагонални пукнатини низ целиот пресек).



Греда рој 14 (горе) – хомогена греда

Греда број 13 (доле) – С-Н бетон, без врзни средства, со припремена подлога

Кај двете греди лом настанал како последица на косите главни напрегања – лом во целиот пресек

2.2 АДИНГ – Испитување на врската С-Н бетон

Со цел да се потврдат и продлабочат знаењата и искуството врзано со оваа тема, во Централната Лабораторија на Адинг - ЦЈЛА извршена е серија споредбени испитувања и анализа на врската која се остварува помеѓу различните класи на постоечки “стар” бетон и “нов” бетон за репарација. /Истите се дел од лабораториските испитувања извршени за потребите за изработка на Магистерскт труд со наслов: “МАТЕРИЈАЛИ ЗА ВРСКА НА БЕТОНИ СО РАЗЛИЧНА СТАРОСТ”, припреман од авторот на овој труд/.

Испитувањата на остварената јакост на атхезија на новиот бетон со постоечката подлога од “стар” бетон се извршени според Европскиот стандард EN12636 *Determination of adhesion concrete to concrete* [2] Одредување на Атхезијата на Свеж бетон со стврдат бетон, “Pull-Off”

тест, (Adhesively bonded dollies method). Притоа, тестирањето е врска на стар со нов бетон на следните типови на бетонски подлоги:

Направени се вкупно 6 серии по 3 испитувања извршени на различни подлоги:

1. Бетон со јакост <10МПа со деградирана површина
2. Нормален бетон C30/37 со неприпремена површина
3. Нормален бетон C30/37 со припремена - орапавена површина.
4. Високо вреден SCC бетон со марка повисока од >60МПа со мазна-лиена површина
5. Нормален бетон C25/30 со неприпремена површина
6. Нормален бетон C25/30 третиран на 50 циклуси мраз-соли со деградирана површина

На секоја од наведените подлоги извршени се по 3 испитувања со употреба на различни врзни средства:

1. Без материјал за врска (само бетон – бетон).
2. Со користење на материјал за врска стар-нов бетон на база на цемент и полимери - Репаратур Пенетрат, производство на АДИНГ АД Скопје.
3. Со користење на материјал за врска стар-нов бетон на база на епоксидни смоли - Адингпокс-Н, производство на АДИНГ АД Скопје.

За изведба на новиот слој на бетон искористени се различни типови на бетон кои соодветствуваат на подлогата – Одбран е тип на бетон каков што веројатно би се искористил при вршење на реална санација:

1. Во првите 3 случаи новиот бетон (за санација), е со класа на јакост C30/37, и висока класа на конзистенција S4 (сметаме дека евентуална санација најверојатно би се вршела со ваков бетон).
2. Во серијата 4, искористен е нов бетон со истите високи перформанси >60МПа
3. За сериите 5,6 употребен е 2-фракциски бетон C25/30

Примероците кои се изведени и на кои се вршени испитувањата се со димензии 30x30 cm, со дебелина на бетонот во првиот слој ~7cm и за вториот слој ~3cm. за Од секоја серија, испитани се по 4 примероци (4 керна Ф50mm - A=19,625cm²).

СЕРИЈА 1						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на зат. при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
10 Мра	Неприпремена (неможе да се изврши механичка припрема бидејќи бетонот е слаб и премногу се праши), Заситена со вода	C30/37	Без ВС	Стар Бетон	3,51	1,77
			Пол-цем ВС	Врз. Сред: Стар Бетон = 40: 60 %	2,53	1,27
			Епоксидно ВС	Стар Бетон	2,92	1,47

СЕРИЈА 2						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на затегање при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
C30/37	Неприпремена Заситена со вода	C30/37	Без ВС	Лом на С.Б.	6,12	3, 13
			Пол-цем ВС	Лом на С.Б.	6,71	3, 42
			Епоксидно ВС	Лом делумно бетон, делумно епоксид	6,53	3,29

СЕРИЈА 3						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на затегање при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
C30/37	Исчистена и орапавена со челична четка и бормашина Заситена со вода	C30/37	Без ВС	Лом на С.Б.	7,75	3,91
			Пол-цем ВС	Лом на С.Б.	7,00	3,53
			Епоксидно ВС	Лом С.Б.	6,15	3,1

СЕРИЈА 4						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на затегање при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
60МПа	Мазна, излиена, неприпремена Заситена со вода	70МПа	Без ВС	Лом на С.Б.	10,12	5,11
			Пол-цем ВС	/	/	/
			Епоксидно ВС	Лом на С.Б.	9,95	5,09

СЕРИЈА 5						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на затегање при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
C25/30	неприпремена Заситена со вода	2- фракц. C25/30	Без ВС	Лом врска (цем. млеко)	3,58	1, 8
			Пол-цем ВС	Папуча	5,88	2,96
			Епоксидно ВС	Лом врска (цем. млеко)	5,94	3,0

СЕРИЈА 6						
Стар Бетон	Подлога /контактна површина/	Нов Бетон	Врзно средство	Тип на лом	Сила на затегање при лом (kN)	Јакост на Атхезија (МПа)
C25/30	Третирана на мраз и соли неприпремена Заситена со вода	2- фракц. C25/30	Без ВС	Лом врска (цем. млеко)	4,7	2,37
			Пол-цем ВС		1,6	1,8
			Епоксидно ВС		6,92	3,49

3. АНАЛИЗА НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Спроведените испитувања укажуваат на следните “случаи” на врска помеѓу стар и нов бетон:

1. Стар бетон со високи јакосни карактеристики – Јакост на притисок >40 МПа, добро вграден и негуван, без видлива појава на пукнатини, сегрегации, издвоено цементно млеко или површински нечистотии и деградации на површината. Надоградувањето се врши со нов бетон со соодветно високи перформанси.

Во ваков случај, за постигнување на конструктивна врска меѓу бетоните доволно е постоечкиот бетон површински да се исчисти од прашина и други нечистотии и да се натопи со вода до заситување. Потоа врз него се вградува новиот бетон. Сите испитувања покажаа дека атхезијата помеѓу ваквите бетони ја надминува јакоста на затегнување на бетонот односно дека до лом доаѓа во стариот бетон. Во извршените експерименти, до лом дојде при напрегања на затегнување “pull off” од над 5МПа (јакоста на стариот бетон на притисок е 60МПа).

Слични резултати се постигнуваат и доколку се користи врзно средство на база на епоксидни смоли. Примената на вакви (епоксидни) врзивни материјали – според европските стандарди EN1504-4^[4] се препорачува да се користи во случаите кога се залеваат поголеми површини на бетон каде се јавуваат значајни напрегањата поради волуменските промени на материјалот (собирање при хидратација на цеметот), или во случаи каде што конструкцијата е изложена на вибрации и други долготрајни циклични оптеретувања. Ваков пример е санацијата на коловозни плочи на мостови.

2. “Стандардни” бетони C25/30 или C30/37 – Јакост на притисок 30-40 МПа. Доколку се истите добро вградени и негувани, без видлива појава на пукнатини, сегрегации, издвоено цементно млеко или површински нечистотии и деградации, се однесуваат идентично како и високовредните бетони. Конструктивна врска може да се оствари и без примена на специјализирани врзни средства – доволно е подлогата соодветно да се припреми, да се исчисти од цементно млеко или други нечистотии и да се засити со вода. Во тој случај се добива атхезија која е повисока од јакоста на затегнување на бетонот, односно лом во стариот бетон.

Како и во претходниот случај, кога станува збор за залевање на поголеми површини на бетон каде се јавуваат значајни напрегањата поради волуменските промени на материјалот, или во случаи каде конструкцијата е изложена на вибрации и други долготрајни циклични оптеретувања, преорачливо е користење на врзни средства на база на епоксидни смоли или цемент и полимер. Доколку истите се аплицираат правилно, т.е свежиот бетон се вгради во рамките на отвореното време на работа на врзното средство (“свежо на свежо”), се добиваат идентични резултати како и во претходните случаи – лом во стариот бетон во моментот кога ќе се достигне неговата јакост на затегнување (помеѓу 3-4 МПа).

3. “Стандардни” бетони C25/30 – Јакост на притисок до 30 МПа, со неприпремена површина на која има издвоено цементно млеко, сегрегирани бетони, површини деградирани поради дејство на мраз и соли. Во ваквите случаи подобри резултати се добиваат во случаите кога се применува врзно средство. При тоа, до лом доаѓа делумно во стариот бетон и делумно во врзното средство кое формира слој со подобрени карактеристики на површината на стариот бетон. Кај ваквите бетони има најмногу варијации во типовите на лом кои се добиваат, како и во јакостите на атхезија на бетонот кои се постигнуваат. Причина за тоа е не-хомогеноста на бетонската подлога која има различни перформанси на површината во различни делови. Добиените резултати на испитувањата на “pull off” даваат јакости во границите од 1-3 МПа.
4. Бетони со исклучително ниски јакосни карактеристики, многу деградирани бетони со Јакост на притисок до <20 МПа. Кај ваквите бетони не е можно да се изврши адекватна припрема на површината бидејќи бетонот е слаб и се “праши” или рони при механичката припрема. Како и во претходниот случај, во ваквите случаи подобри резултати се добиваат во случаите кога се применува врзно средство кое делумно ја стабилизира слабата бетонска подлога и помага да се постигне подобрена врска. При тоа, до лом доаѓа делумно во стариот бетон и

делумно во врзното средство. Најдобри резултати се добиени при примена на епоксидно врзно средство, при што кај некои испитувања на ист примерок до лом доаѓа длабоко во стариот бетон при достигнување на неговата гранична јакост на затегнување. Добиените резултати на испитувањата на “pull off” даваат јакости во границите од 1-2 МПа.

ПОДГОТОВКА НА ПРОБНИТЕ ТЕЛА И ВРШЕЊЕ НА ИСПИТУВАЊАТА



4. ЗАКЛУЧОК И ПРАКТИЧНИ ИСКУСТВА

Добините лабораториски резултати докажуваат дека за остварување на конструктивна врска и *спрегање* помеѓу постоечки и нов слој на бетон, многу значаен фактор е квалитетот и класата на стариот бетон, припремата на подлогата, заситеноста со вода, квалитетот и начинот на вградување на новиот бетон. Доколку станува збор за бетон со деградирана површина, контаминиран, и со слаби јакосни карактеристики, подобри резултати се постигнуваат кога ќе се примени врзно средство кое воедно делува и како материјал за површинаска импрегнација (зацврстување) на старата бетонска подлога.

Кога станува збор за санација реални инженерски објекти, каде се врши конструктивна репарација на големи бетонски површини, елементи изложени на динамички товари и вибрации – практичните искуства покажуваат значајно подобрени резултати во случаите кога се користат специјализирани средства за врска на С-Н бетон. Причина за тоа е поголемата еластичност и дуктилност на ваквите материјали, кои ги “прифаќаат” деформациите кои се јавени како последица на волуменските промени на материјат и не дозволуваат да се наруши атхезивната врска со подлогата. Дополнително, готовите репарациони материјали (малтери и бетони) на цементна основа во својот состав содржат материјал кој го компензира собирањето на цементот при хидратацијата и ги намалува напрегањата кои се последица на ваквите процеси.

Во продолжение, примената на ваквиот тип на материјали и матодологијата на санации на инженерски конструкции, илустриран е примерот на репарирање-нивелирање и израмнување на АБ-коловозна плоча на мост, извршена при санација на мостовските конструкции на Автопатот Куманово – Миладиновце во 2016 година.

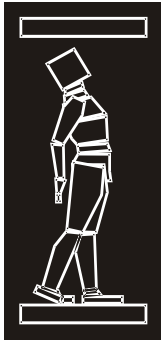
Израмнувањето се врши со примена на горов цементен малтер за репарации – РЕПАРАТУР МАЛТЕР-Ф4, производ на АДИНГ АД Скопје. Материјалот е на цементно – полимерна основа, тиксотропен (поради наклоните на коловозната конструкција неможе да се примени разливен материјал кој неможе да се вгедува под бараниот наклон). Се вградува со користење на рачни алати – мтални глетарки и летви за нивелација. Подлогата од стариот бетон е механички обрботена (машински “изгребана” при отстранувањето нагорниот слој од асфалт и изолација. Рпитоа на места се формирани “жлебови” со длабочина и над 10mm. Пред нанесувањето на новиот слој на репаратурен малтер, бетонот на подлогата темелно исчистена, натопена со вода до заситување, и потоа е анесен слој на полимер-цементен материјал за врска С-Н батон РЕПАРАТУР ПЕНЕТРАТ. На свежиот пенетрат се вградува РЕПАРАТУР МАЛТЕР-Ф4 во лоеви до 20mm. Површината на која се вградува материјалот потоа се дели на полиња (додека малтерот сеучте не е врзан) со димензии од околу 2m² со кватратна или триаголна форма. Веднаш по нанесувањето на материјалот истиот се негува со покривање со влажно платно (од јута или геотекстил) кое се држи заситено со вода во период од 7 дена.



Испитувањата на атхезијата на вака вградениот материјал - со “Pull Off” тест, покажуваат дека врската помеѓу бетоните не се нарушува при врзувањето на бетонот. Дополнително, Втората лента на коловозот е во употреба (под сообраќај) додека се врши санацијата и вибрациите се пренесуваат на целата мостовска конструкција. Во сите испитани случаи, до лом настанува востериот бетон при достигнување на неговата јакост на затегнување (> 3MPa).

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Prof. Johan Silfwerbrand, Bonded Concrete Overlays, Concrete International Magazine
- [2] European Standard EN12636 Determination of adhesion concrete to concrete - “Pull-Off” test, (Adhesively bonded dollies method).
- [3] EN 1504-3, Products and systems for the protection and repair of concrete structures Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 3: Structural and non-structural repair
- [4] EN 1504-4, Products and systems for the protection and repair of concrete structures Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 4: Structural bonding



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 20

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://www.mase.org.mk>

Владимир ВИТАНОВ¹

МАТЕРИЈАЛЕН МОДЕЛ ЗА АНАЛИЗА НА АБ СИДОВИ ЗАЈАКНАТИ СО FRP ПО ДЕЈСТВО НА ЦИКЛИЧЕН ТОВАР

РЕЗИМЕ

Употребата на армиранобетонски сидови како примарен систем за обезбедување на сеизмичка отпорност претставува стандарт во современото асеизмичко проектирање на армиранобетонските конструкции. Развиени се, тестирани и користени, повеќе методи за поправка и зајакнување на конструкции кои содржат АБ сидови, а постојано се појавуваат и нови. Една од популарните нови техники вклучува употреба на надворешно аплицирани FRP композитни материјали. Студијата прикажана овде предлага нов материјален модел за армиран бетон зајакнат со FRP. Моделот го усвојува постоечкиот пристап со т.н. „распределено“ моделирање и го надградува со вклучување на зајакнувањето од FRP. Предложениот модел овозможува симулација на однесување на АБ елементи зајакнати со FRP земајќи ја во предвид пропагацијата на пукнатини заради аплицираните статички и циклични товари. Тој овозможува симулација на однесувањето на АБ елементи во рамнинска состојба на напрегање.

Клучни зборови: Материјален модел, армиран бетон, FRP, ANSYS

Vladimir VITANOV¹

MATERIAL MODEL FOR ANALYSIS OF FRP STRENGTHENED RC WALLS UNDER CYCLIC LOADING

SUMMARY

The use of shear walls as primary earthquake load resisting system is a standard in the contemporary aseismic design of reinforced concrete structures. Many methods for repair and strengthening of shear wall structures have been devised, tested and used in the last decades and new ones are continuously emerging. One of the most popular new techniques involves using externally bonded FRP composite materials. The study presented here proposes new material model for reinforced concrete strengthened with FRP. The model adopts the “smeared” approach in modeling the nonlinear behavior of reinforced concrete and extends it by inclusion of the FRP strengthening. The proposed model enables simulation of reinforced concrete members strengthened with FRP taking into account the damage crack propagation by the applied static and cyclic loading. It enables simulation of the behavior of reinforced concrete members in plane stress.

Keywords: Material model, reinforced concrete, FRP, ANSYS

¹Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, v.vitanov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The conventional earthquake resistant design of reinforced concrete structures advises use of shear walls as effective way to add earthquake resistance to the reinforced concrete frames. A problem arises with structures erected decades ago following design rules which are by today's standards obsolete, inadequate and inefficient. Major earthquake events from around the world have shown the design deficiencies of these structures by inducing extensive damages in the structural members. Many of the old shear wall buildings are at risk of suffering damages from a major earthquake mostly due to their insufficient in-plane stiffness, flexural and shear strengths and ductility owing to the older design codes which didn't adequately estimate the demands that major earthquakes impose on the structures. This problem is ever increasing as the existing structures are getting older and their members gradually deteriorate.

This raised the need to find practical and efficient repairing, strengthening and retrofitting techniques. These techniques would enable damaged structures to be repaired and the old and seismically deficient structures to be strengthened and retrofitted so that they could meet the contemporary seismic design criteria.

Many different methods of seismic strengthening and repair of shear wall structures have been developed and tested in the last thirty years. Recently, state-of-the-art strengthening and retrofit techniques increasingly utilize externally bonded FRP composites, which offer unique properties in terms of strength, lightness, chemical resistance, and ease of application. Such techniques are most attractive for their fast execution and low labor costs.

These materials were used for the first time in the civil engineering structures in the mid 50's but real expansion of their application is felt only recently. Their application as strengthening materials for the RC structures is mostly seen in cases when the use of conventional strengthening techniques is problematic. For example, one of the most popular strengthening techniques for RC members involves attaching steel plates with epoxy glues onto the elements. This technique is simple, cheap and efficient but still has some disadvantages as: degradation of the bond between the concrete and the steel due to the steel corrosion, difficulties connected with the manipulation of the heavy steel plates on the site, need for scaffolding, limited length of the steel plates etc. Another popular strengthening technique is the so called "jacketing" i.e.increasing the RC element dimensions with additional layers of reinforced concrete or steel. This technique is very efficient in terms of the strength, stiffness and ductility which can be achieved but in the same time it leads to increase of the elements cross-sections thus increasing the dead loads on the structure, requires heavy physical labor, disrupts the functionality during the execution, increases the element stiffness which can have unfavorable influence on the structural behavior etc. These disadvantages of the conventional strengthening techniques of the RC elements can be avoided with the use of FRP strips and plates. Applied on the RC elements, these materials enable significant increase of the strength and ductility of the elements without the unfavorable increase of the stiffness. Due to their specific properties these materials enable fast execution without functionally disruption which leads to low costs. Presently, these advanced composite materials are more often used in the retrofit and repair of columns and beams. Information on the use of advanced composite materials for shear wall repair and retrofit are lacking.

FRP composites are formed by embedding continuous fibers in resin matrix which connects the fibers. The used fibers are usually made of carbon, glass or aramid and the resin is usually epoxy, polyester or vinylester. So, depending on the fibers used, the FRP composites can be CFRP, GFRP and AFRP. Considering their mechanical properties the three main types of FRP composites have wide range of strength and stiffness values, and their common property is that when in tension they behave linear elastic until the final rupture.

The behavior of reinforced concrete members is normally studied by full-scale experimental investigations. The results are compared to theoretical calculations that estimate deflections and internal stress/strain distributions within the members. Finite element analysis can be used to model the behavior numerically

to confirm these calculations, as well as to provide a valuable supplement to the laboratory investigations, particularly in parametric studies.

Modeling the complex behavior of reinforced concrete, which is both nonhomogeneous and anisotropic, is a difficult challenge in the finite element analysis of civil engineering structures. Most early finite element models of reinforced concrete included the effects of cracking based on a pre-defined crack pattern. With this approach, changes in the topology of the models were required as the load increased; therefore, the ease and speed of the analysis were limited.

A smeared cracking approach was introduced using isoparametric formulations to represent the cracked concrete as an orthotropic material. In the smeared cracking approach, cracking of the concrete occurs when the principal tensile stress exceeds the ultimate tensile strength. The elastic modulus of the material is then assumed to be zero in the direction parallel to the principal tensile stress direction.

Only recently have researchers attempted to simulate the behavior of reinforced concrete strengthened with FRP composites using the finite element method. Different element formulations and material laws were implemented in the FEM computer codes in order to facilitate the analysis of such reinforced concrete structures strengthened with FRP composites.

2. NUMERICAL MODEL

The proposed model of reinforced concrete members in plane stress strengthened with FRP is presented in this section. This is certainly not the first attempt to model FRP strengthened RC in plane stress. Many other material models were formulated, used and published. Various approaches with different adopted assumptions were used by the researchers in this field with varying level of success. The model proposed here is an attempt in modeling monotonic and cyclic behavior of FRP strengthened RC members by adopting the principle of simplicity and ease of application. It is based on a older inelastic model of reinforced concrete formulated by Darwin and Pecknold [1] which is also considered to be simple and efficient. The RC model of Darwin and Pecknold [1] uses the “equivalent uniaxial stress” approach with compressive loading curve proposed by Saenz [2] to model the biaxial material loading state, and the concrete failure surface proposed by Kupfer and Gerstle [3] based on the experimental data of Kupfer, Hilsdorf, and Rusch [4]. Although comparably simple, this model is still capable of simulating the cycling behaviour of reinforced concrete members in plane stress state. Because of its simplicity and computational efficiency it was selected as a basis for the new model proposed in this study. The proposed model further extends the RC model by introducing additional material, the FRP, with its unique properties.

The stress-strain curves for plain concrete, strongly suggest stress-induced orthotropic material behavior. Since the material model is designed to be used in conjunction with the finite element technique, the constitutive equations must be written in a form applicable to that technique. The material is treated as an incrementally linear, elastic material. That is, during each load increment the material is assumed to behave elastically. Between increments, the material stiffness and stress are corrected to reflect the latest changes in deflection and strain.

The equations relating change in strain to change in stress, for an incrementally linear orthotropic material while not subjected to shear may be written as follows [5]:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_1 &= \frac{d\sigma_1}{E_1} - \nu_2 \frac{d\sigma_2}{E_2} \\ d\varepsilon_2 &= \frac{d\sigma_2}{E_2} - \nu_1 \frac{d\sigma_1}{E_1} \end{aligned} \quad (1)$$

Where E_1 , E_2 , ν_1 and ν_2 are stress-dependent material properties and $d\varepsilon_i$ and $d\sigma_i$ are principal strain and stress increments respectively. The material axes, 1 and 2, coincide with the current principal axes.

Solving these equations for change in stress in terms of change in strain and rewriting the solution in a matrix form gives:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{1 - \nu_1\nu_2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_2 E_1 \\ \nu_1 E_2 & E_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

Following the assumption of linear elastic material behavior, it can be said that the *Maxwell's reciprocal theorem* [see 6] holds true, which implicates symmetrical property of the stiffness matrix. Therefore, from eq. (2) directly follows:

$$\nu_1 E_2 = \nu_2 E_1 \quad (3)$$

Simpler form of eq. (2) can be obtained by introducing the concept of 'equivalent' Poisson's ratio which is defined as:

$$\nu^2 = \nu_1 \cdot \nu_2 \quad (4)$$

where ν is the 'equivalent' Poisson's ratio that is stress and strain dependent. Substituting eqs. (3) and (4), into eq. (2) a symmetrical form is obtained:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} \\ \nu\sqrt{E_1 E_2} & E_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

So far the shear term have been excluded in the derivation of eq. (5). They can now be introduced into the equation which yields:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ & E_2 & 0 \\ \text{symm.} & & (1 - \nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

or more simply:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_C d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (7)$$

where \mathbf{D}_C is the concrete constitutive matrix in material coordinates.

It should be noted that the shear strain component γ_{12} in eq. (6) is the 'engineering' shear strain measure which is two times the tensorial shear strain, $\gamma_{12} = 2\varepsilon_{12}$ [5].

Considering the added shear term, similarly as in the case of the Poisson's ratio, it is desirable that no particular direction is favored with respect to the shear stiffness of the material model. Therefore, it can be assumed that the shear modulus does not change when the coordinate axes rotate by an arbitrary angle θ .

Starting from this assumption, an appropriate expression for the shear modulus can be derived. The concrete constitutive matrix \mathbf{D}'_C , in the rotated configuration would be:

$$\mathbf{D}'_C = \mathbf{T}^T \mathbf{D}_C \mathbf{T} \quad (8)$$

Where \mathbf{T} is the matrix that transforms strains between axes [7]:

$$d\varepsilon = \mathbf{T}d\varepsilon' \quad (9)$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (10)$$

Performing the calculation in eq. (8) for an arbitrary angle θ , an expression for $D'_{3,3}$ is obtained²:

$$D'_{3,3} = G(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)^2 + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{1 - \nu^2} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \quad (11)$$

Note that $D'_{3,3}$ actually holds the value of the shear modulus in the rotated configuration. It will be independent of the axis rotation only if its value does not change after the rotation, i.e. $D'_{3,3} = D_{3,3}$

$$G(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)^2 + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{1 - \nu^2} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) = G \quad (12)$$

Solving this equation for G will give the expression for the calculation of a shear modulus that is independent on the axis rotation:

$$G = \frac{1}{4(1 - \nu^2)} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \quad (13)$$

For convenience, a the expression of eq. (13) for the shear modulus in rotated configuration can be rearranged as:

$$(1 - \nu^2)G = \frac{1}{4} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \quad (14)$$

Substituting eq. (14) into eq. (8) gives the constitutive matrix *at an angle θ with the material coordinates*:

$$\mathbf{D}'_C = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} E_1 c^2 + E_2 s^2 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & \frac{1}{2}(E_1 - E_2) s c \\ & E_1 s^2 + E_2 c^2 & \frac{1}{2}(E_1 - E_2) s c \\ \text{symm.} & & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \end{bmatrix} \quad (15)$$

with $s = \sin \theta$ and $c = \cos \theta$. It can be seen that besides the shear modulus the off-diagonal terms that contain the Poisson's ratio, ν , are also independent of orientation. Then, by taking $\theta = 0^\circ$ into eq. (15) the constitutive matrix for the plain concrete in the material coordinates is obtained:

$$\mathbf{D}_C = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ & E_2 & 0 \\ \text{symm.} & & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \end{bmatrix} \quad (16)$$

Finally, the constitutive equations for plane concrete in material coordinates are [8, 9]:

²The expressions for the other components of \mathbf{D}' are quite lengthy and not important for the derivation of the expression for the shear modulus, therefore, they are not presented here

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{D}_C \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

and in global, $x - y$, coordinates:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{D}'_C \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (18)$$

It should be noted that the constitutive matrix is defined by only three quantities, E_1 , E_2 and ν . They are stress and strain state dependent variables whose values are determined at each individual load increment at each material point considered. These quantities define the constitutive matrix in material coordinates. Therefore, before using it to calculate the element stiffness it must be rotated to the global coordinates.

The concrete model takes into account crack propagation as a main nonlinearity inducing phenomena. The "smeared" approach is also adopted in the crack modeling as well i.e. the cracks are considered as smeared throughout the concrete volume. The opened crack is modeled by reducing the elasticity modulus at the point to 0. The crack width is then calculated in each load step in order to detect if the crack has closed in the case of cyclic loading. Once the crack is closed the bearing capacity of the concrete at that point is restored.

2.1. Steel model

The steel is treated as a uniaxial material that is "smeared" throughout the concrete. A simplified bi-linear model for the stress-strain behaviour of steel is used. The model is such that the steel may be either elasto-plastic or strain-hardening. The composite material constitutive matrix is obtained by adding the constitutive matrix for the steel to that of the concrete. In material coordinates, the constitutive matrix for the steel is given by:

$$\mathbf{D}_S = p_S \begin{bmatrix} E_S & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (19)$$

where E_S is the tangent stiffness of the steel and p_S is the reinforcing ratio. \mathbf{D}_S is rotated to global coordinates using eq. (8).

The value of the tangent elasticity modulus of the steel can be:

$$E_S = \begin{cases} E_{S,0} & \text{if } |\sigma_S| \leq |f_y| \\ \delta E_{S,0} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (20)$$

where $E_{S,0}$ initial tangent stiffness of the steel, δ is the strain hardening stiffness ratio, σ_S is the current stress in the steel and f_y is the steel yield strength.

Since it is inherent to the "smeared" approach, perfect bond between the concrete and the steel is assumed.

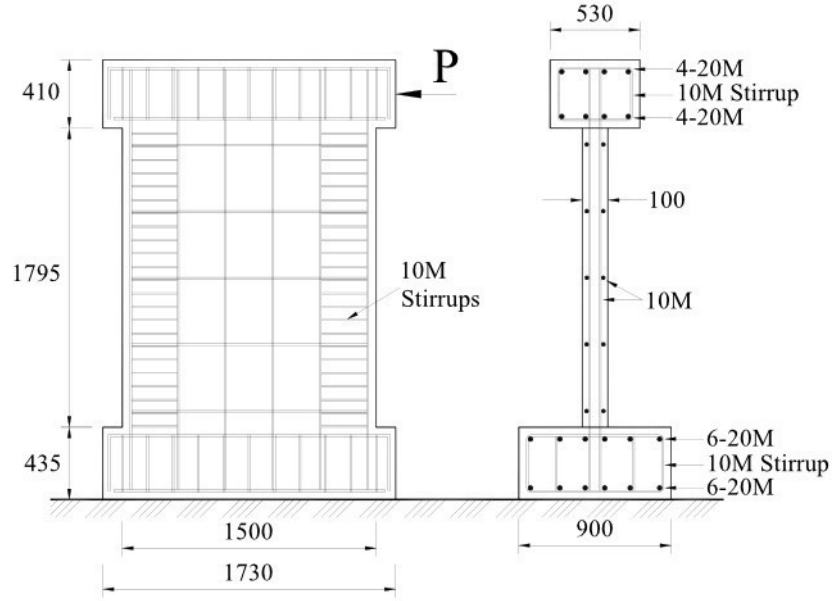


Figure 1: Reinforced Concrete Wall

2.2. FRP Model

The FRP material is modelled as linear elastic until the point of rupture. The material is capable to receive and transfer only tensional stress [10]. In the same manner as the steel, the FRP is treated as “smeared” throughout the concrete. The constitutive matrix of the FRP in material coordinates is given by:

$$\mathbf{D}_F = p_F \begin{bmatrix} E_F & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

where E_F is the tangent stiffness of the FRP and p_F is the “strengthening” ratio, i.e. the ratios of FRP cross-sectional area to the concrete one. \mathbf{D}_F is rotated to global coordinates using eq. (8).

2.3. Composite model

The strengthened-reinforced-concrete constitutive matrix is obtained by adding the constitutive matrix of the FRP (eq. (21)) to the concrete (eq. (16)) and steel (eq. (19)) ones, in global coordinates.

$$\mathbf{D}' = \mathbf{D}'_C + \sum_{i=1}^n \mathbf{D}'_{S,i} + \sum_{i=1}^m \mathbf{D}'_{F,i} \quad (22)$$

where \mathbf{D}' , \mathbf{D}'_C , $\mathbf{D}'_{S,i}$ and $\mathbf{D}'_{F,i}$ are the constitutive matrices of the composite material, the steel and the FRP in global coordinates, respectively; n is the number of different steel reinforcements and m is the number of different FRPs.

3. MODEL VERIFICATION

Lombard [11] conducted a testing on reinforced concrete shear wall specimens (Figure 1). The walls were constructed using 40 MPa concrete with identical reinforcement of 400 MPa, 10 mm reinforcing bars. The height of the walls from the base of the panel to the centre of the cap beam is 2 m, the length is

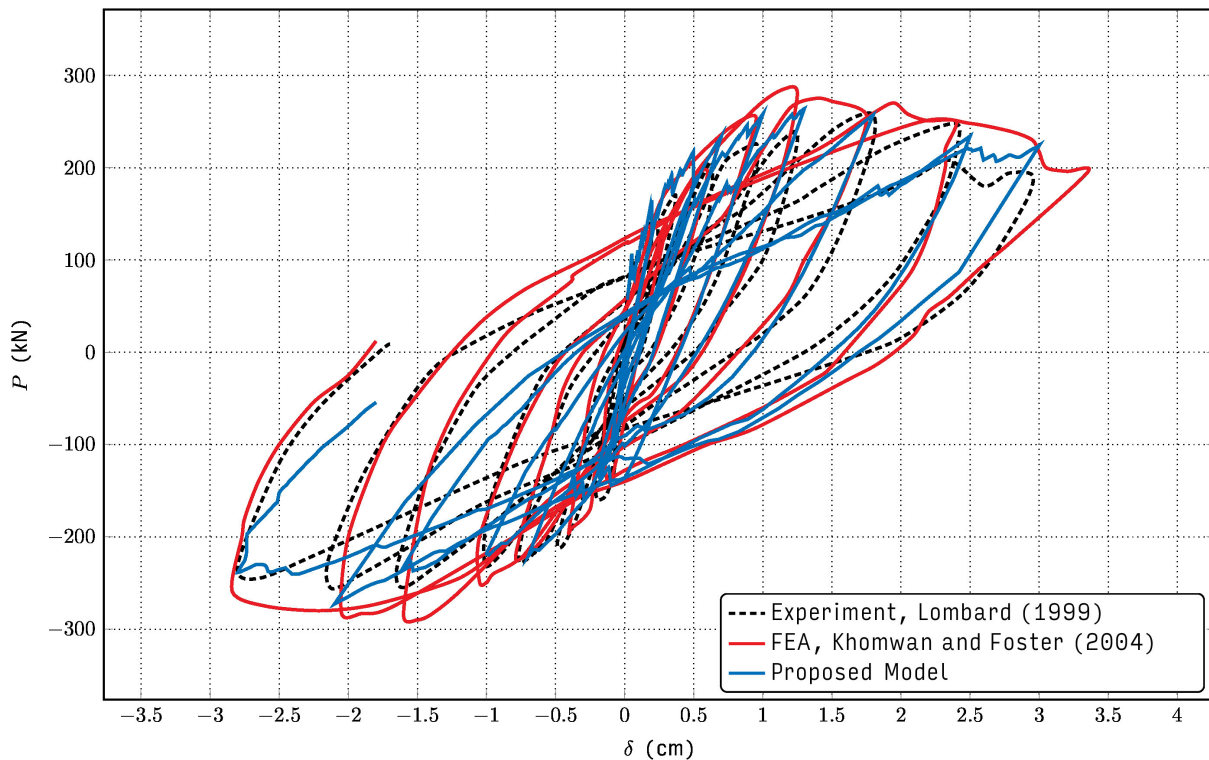


Figure 2: Wall 1

1.5 m and the thickness is 10 cm. The vertical reinforcement consist of five pairs of 10 mm bars, spaced at 40 cm for a reinforcement ratio of 0.8 %. The horizontal steel consisted of five pairs of 10 mm bars, spaced at 40 cm for a reinforcement ratio of 0.5 %.

Three of the test specimens included a control wall and two strengthened walls. The control wall was tested in its original state which provided a baseline for the evaluation of the repair and strengthening techniques. The two strengthened shear walls were strengthened by applying 0.11 mm carbon fiber sheets to the walls without pre-damage. The carbon fibre sheets had an elastic tensile modulus of 230 GPa and failure strain of 1.5 %. The first specimen was strengthened with one vertical layer of FRP externally bonded to each face of the wall (Wall 1). The second specimen had one horizontal and two vertical FRP layers on each face of the wall (Wall 2). Both specimens were not loaded until the strengthening was applied. The experimental data was used to calibrate the analytical models of the three walls.

Five different sections of the wall with different properties were defined: top and bottom beam, two side section ('columns') and a middle section ('panel'). Since the top and the bottom beam are significantly stiffer than the wall and their actual purpose is to provide the load transfer and anchorage for the tested wall, they were modelled as linear-elastic with very high elasticity modulus. The confining effect of the stirrups in the 'columns' was approximately accounted for by slightly increasing the concrete compressive strength in those regions.

The cyclic load was applied at the middle of the top beam as a series of small displacements. The force and displacement at the same point were taken as results of the performed analyses. These were compared not only with the experimental data, but also from an numerical investigations performed by Khomwan and Foster [12]. They took a more conventional approach into modelling the same shear walls. Their models were created using 4-node concrete membrane elements with the main steel reinforcement modelled as 1D bar overlay elements. The stirrups in the 'columns' were modelled as smeared through concrete elements. The FRP elements were overlaid over the concrete elements. The connection between them was established via 2D interface elements. The top and bottom beam were also modelled as linear-elastic.

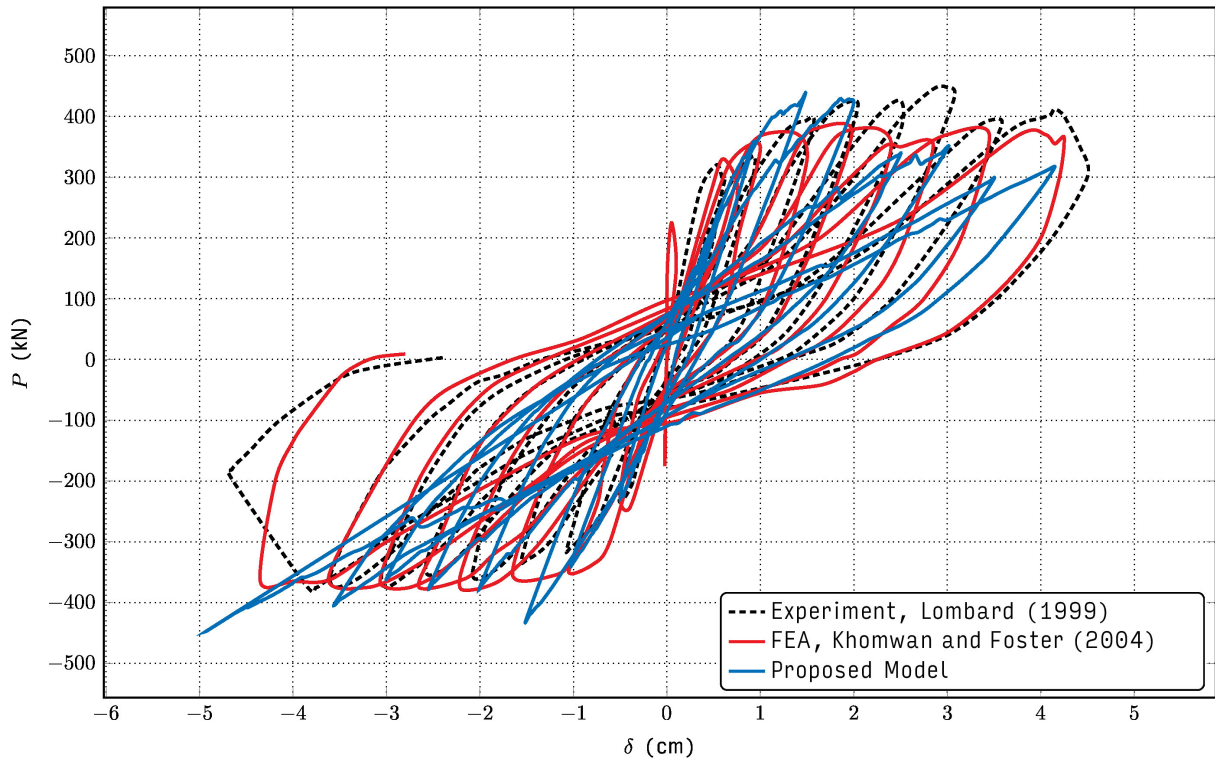


Figure 3: Wall 2

The resulting load-deflection curves are shown in Figure 2 for Wall 1 and Figure 3 for Wall 2. To measure how the numerical results compare to the experimental data the energy dissipated at each cycle (which corresponds to the area of the hysteretic loop) was calculated. The calculated energy dissipation is given in Table 1. The results indicate quite good correspondence with the experimentally acquired data with maximum difference of about 20 % (except in the cases of loop #8 in the Wall 1 and loop #6 in the Wall 2 which show greater differences compared to the experimentally obtained result).

	LOOP NR.	EXP.*	FEM*	RATIO
WALL 1	3	62.225	49.481	0.80
	4	141.225	144.294	1.02
	5	226.810	196.496	0.87
	6	460.300	351.148	0.76
	7	696.088	579.795	0.83
	8	866.070	816.154	0.94
WALL 2	3	388.050	347.732	0.90
	4	532.765	519.467	0.98
	5	652.780	600.068	0.92
	6	864.965	762.338	0.88
	7	871.805	768.169	0.88
	8	1752.080	727.918	0.42

* In kN cm

Table 1: Energy Dissipation Comparison

4. CONCLUSIONS

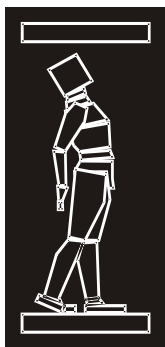
The proposed model for reinforced concrete strengthened with FRP gives a good match with experimental results for monotonic biaxial loading. It also compared well with the experimental data from cycled load tests on FRP strengthened FRP members in plane stress matching the stress-strain behaviour and the energy loss per cycle rather well.

The results of the numerical analyses show that good match with the structural behaviour is obtained by combining the individual constitutive properties of the concrete, the steel and the FRP using the “smearing” approach to obtain the constitutive model of the “composite material”. This approach enables very simple FEM structural modeling eliminating the need to dedicate separate elements for each of the material components reducing the size and the complexity of the model.

The performed analyses also indicate that in certain cases the model shows higher sensibility to the input parameters (material properties, element type, shape and size or load-step size). This can be expected to a certain degree considering the highly nonlinear nature of the problem and the complex behaviour of this composite material especially in cyclic loading conditions or high compression states when failure occurs due to concrete crushing. On the other hand, part of the model result sensibility can be attributed to the exclusion of some other present nonlinear effects like bond-slip, tension stiffening or reinforcement dowel action. Therefore, the final set of input parameters which would ensure stable solution be determined by performing several preliminary analyses on the FEM model.

REFERENCES

- [1] D. Darwin and D.A. Pecknold. *Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete*. Civil Engineering Studies SRS-409. Univeristy of Illinois, Urbana-Champaign, Illinois, July 1974.
- [2] L.P. Saenz. “Discussion of “Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete”, by Desayi and Krishnan”. In: *ACI Journal* 61.9 (Sept. 1964), pp. 1229–1235.
- [3] Helmut B. Kupfer and Kurt H. Gerstle. “Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses”. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* 99.4 (July 1973), pp. 852–866.
- [4] Helmut Kupfer, Hubert K. Hilsdorf, and Hubert Rusch. “Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses”. In: *ACI Journal Proceedings*. Vol. 66. ACI. Aug. 1969, pp. 656–666.
- [5] Arthur P. Boresi, Richard J. Schmidt, and Omar M. Sidebottom. *Advanced mechanics of materials*. 5th. John Wiley & Sons, 1993.
- [6] S. Timoshenko and J.N. Goodier. *Theory of elasticity*. McGraw-Hill classic textbook reissue series. McGraw-Hill, 1951.
- [7] Robert Davis Cook. *Concepts and applications of finite element analysis*. New York: John Wiley & Sons, 1974.
- [8] C.S. Desai and H.J. Siriwardane. *Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials*. Prentice-Hall, 1984.
- [9] W.F. Chen. *Plasticity in Reinforced Concrete*. New York: McGraw-Hill, 1976.
- [10] FIB. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. 130 pp. Fédération Internationale du Béton. Bulletin 14, 2001.
- [11] J. Lombard. “Seismic Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Shear Walls Using Externally Bonded Carbon Fibre Tow Sheets”. MA thesis. Ontario, Canada: Carleton University, 1999.
- [12] Nantawat Khomwan and Stephen J. Foster. *Finite Element Modelling of FRP Strengthened Beams and Walls*. Tech. rep. UNICIV Report R-432. ISBN: 85841 399 X. Kensington, Sydney 2052 Australia, 68 pp.: The University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering, Nov. 2004.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Александра ЧУБРИНОВСКА¹, Денис ПОПОВСКИ²

ДВА РАЗЛИЧНИ АНАЛИТИЧКИ ПРИСТАПИ ЗА МОСТ СО КОСИ ЗАТЕГИ

РЕЗИМЕ

При проектирање на мостови со коси затеги, генерално има два пристапи како принципи на анализа на нелинеарниот систем. Првиот пристап е за аналитички модел на целосна конструкција, со главен акцент на генералната крутост на системот и добивање на крајнта форма од нелинеарната анализа. Вториот пристап е за аналитички модел што во себе ги опфаќа различните фази на изведба на челичната конструкција, до комплетирање на целокупниот носив систем. Во овој труд, анализиран е пешачки мост со коси затеги према горенаведените аналитички пристапи. Главната цел е да се добијат компаративни резултати од нелинеарната анализа, и да се истакнат разликите во вредностите и распределбата на внатрешните сили на конструктивните елементи на мостот.

Клучни зборови: мост со коси затеги, нелинеарно однесување, фази на монтажа.

Aleksandra CHUBRINOVSKA¹, Denis POPOVSKI²

CABLE STAYED BRIDGE ANALYSIS WITH TWO DIFFERENT APPROACHES

SUMMARY

When designing cable stayed bridge, as a principle for structural analysis, generally there are two approaches for the analytical research. Namely, the first approach is for analytical model as a whole structure, where the main consideration is for the rigidity of the structure and for obtaining the final form of the structure from the nonlinear analysis. The second is for analytical model that takes into consideration the phases of the construction of the steel structure, until the completion. In this paper, a cable stayed pedestrian bridge is analysed according to the two approaches mentioned above. The purpose of this research is to compare results obtained from nonlinear analysis, to address the difference in the values and the redistribution of the internal forces of the elements of the bridge.

Keywords: cable stayed bridge, nonlinear cable behaviour, stage construction.

¹ Civ. Eng., Postgraduate student at Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, aleksandra.chubrinovska@gmail.com

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

For the analytical purposes, a cable stayed pedestrian bridge is considered. The bridge is composed of two trusses as a beam with four spans of 29 m and total length of 116 m, supported through cables on single pylon. The pylon is leaned so the weight contributes to the positive behaviour of the structure, as a natural behaviour of rope pulling stance, as shown on Fig. 1. The first, second and the last support is rigid, where the middle two supports are the cables of the bridge. The height of each truss is 1.45 m, with distance between of 4.0 m. The composite pedestrian deck rests on secondary beams connecting the two trusses. The deck is composed as composite structure from adequate steel sheeting, reinforcement and concrete, supported by the steel beams. The composite structure is enabled with usage of (through deck welded) headed studs for connecting the deck with the beams.

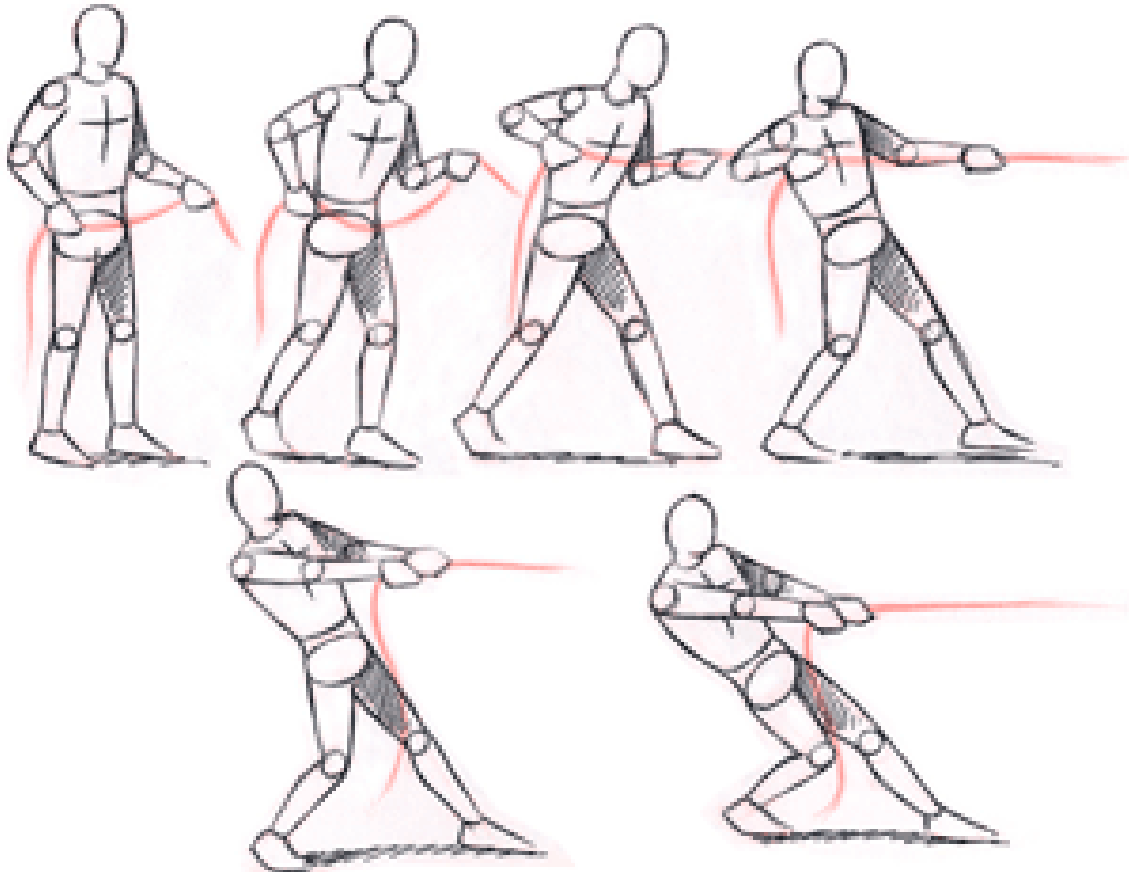


Fig. 1. Natural pulling stance

The loads acting on the bridge are simulated through application of dead loads in different stages of execution and live load, simulating pedestrians. Their influence on the bridge behaviour is analysed through modelling with two different analytical nonlinear approaches. The first one does not take into consideration the different phases of the execution of the structure, since it considers the whole structure, where the main problem is the displacement of the nodes of key elements, and maintaining the final form that meets the requirements for the serviceability limit state. The second approach analyses the staged construction with different analytical model of all the different stages of execution, taking into consideration the most favourable form of the system. Thus, the main goal is obtaining the results from the different models and comparing their differences which are commented in detail.

The cable stayed pedestrian bridge is fully designed with all details, support elements and joints so that they can meet the requirements of the structure [1]. The structural model is 3D created, where workshop drawings, CNC files and other technical documentation can be obtained, as displayed in Fig. 2.

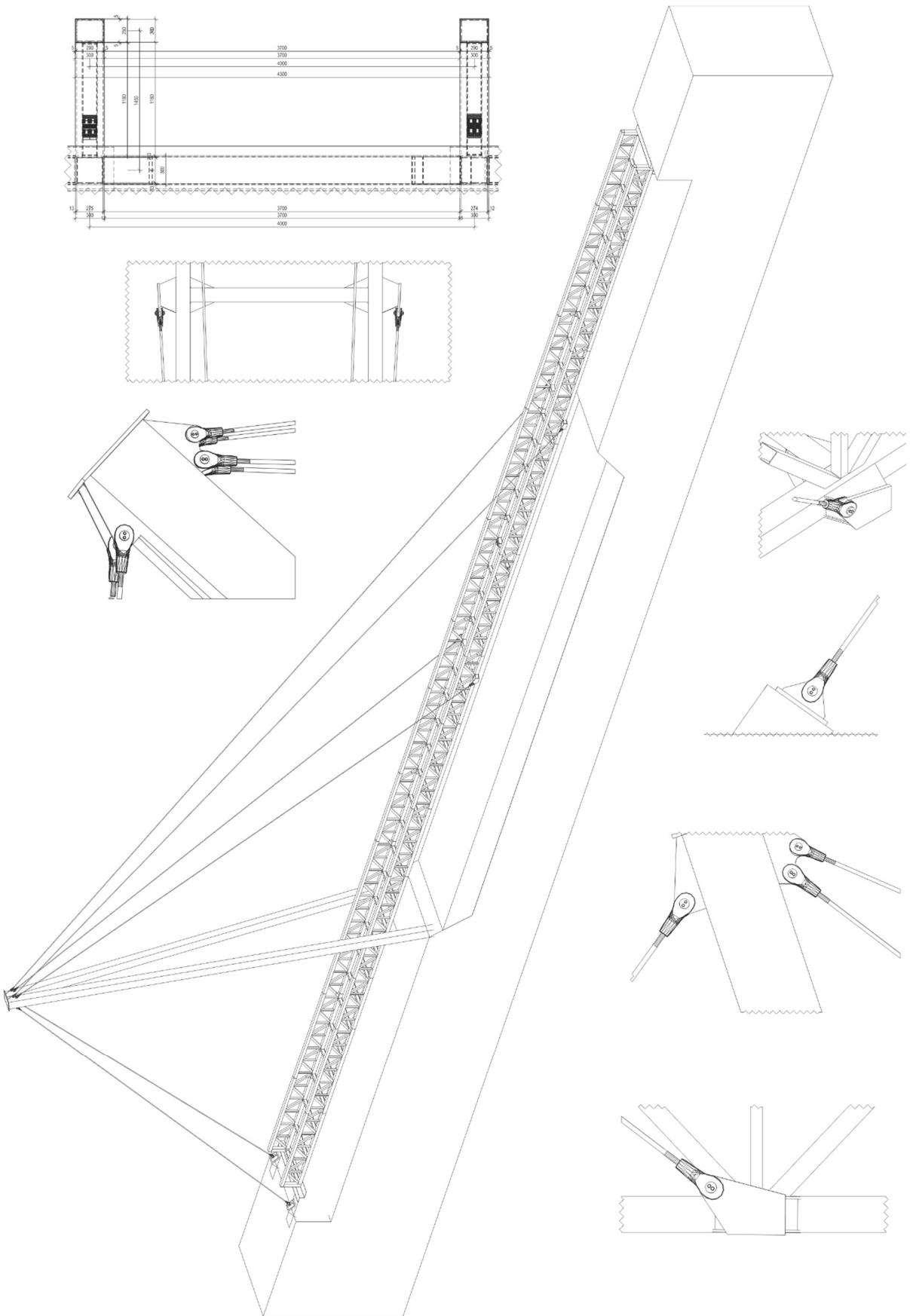


Fig. 2. 3D display of the cable stayed pedestrian bridge

2. METHOD 1, NONLINEAR ANALYSIS OF FULL STRUCTURE

The model for this analytical approach is final result from other models analysed by a decomposition method for obtaining the final form of the structural system. The decomposition method firstly started with simplified model of the main truss beam, obtaining the reactions at the supports where the cables meet the truss. The second model is with support simulating the pylon, connected by cables on the truss beam. This simplified model simulated the nonlinear behaviour of the structure, which led to the completion of the final model for the nonlinear analysis of the whole structure. For this model, two separate loading cases were made, dead and live loads (pedestrians). The cable is defined as cable - tension element, analysed with nonlinear behaviour of the structure, with previously defined restrains of the joints at the top of the pylon, and the joints where the cables meet the truss, where the displacement of these joint must tend to zero for dead loads. The full displacement and the internal forces are obtained through nonlinear analysis with both load cases of the structural system (Figure 3).

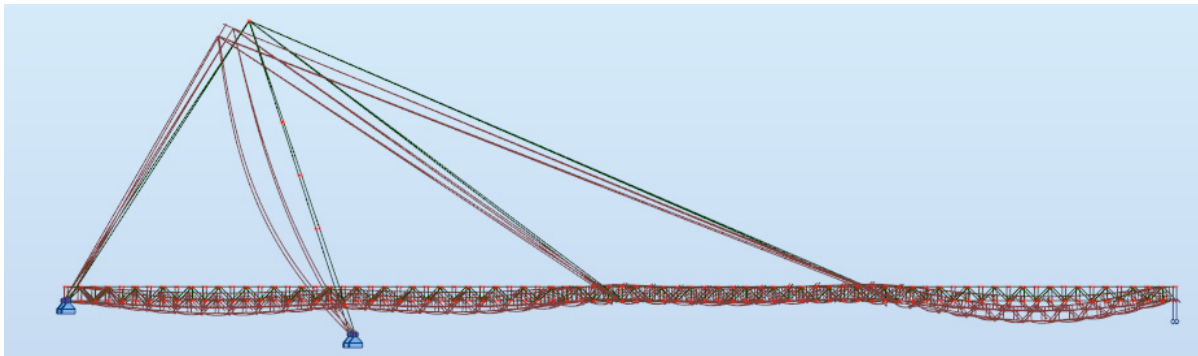


Fig. 3. Deformed shape for both dead and live loads

The main comparison points for the model are the displacements of the joints at the top of the pylon, the joints at the contact cable truss, the maximum displacement at the last span, the maximum axial force in the top and bottom chord, maximum axial force in the cables and the maximum stresses in the pylon, analysed for the most unfavourable load combination.

In Table 1 are given the displacements δ_s , forces N_{Ed} and stresses σ_{Ed} obtained in method 1, for the main points of interest and comparison between the two methods.

Title	δ_s [mm]	Title	N_{Ed}, σ_{Ed} [kN, N/mm ²]
Top of pylon	22.2	Top chord	-1912.76
Third support – cable	38.7	Bottom chord	-2606.60
Fourth support - cable	42.8	Cable 1	+1543.99
Max. displacement	72.2	Cable 2	+1067.36
		Cable 3	+2181.42
		Stress in pylon	175.44

Table 1. Displacements and forces

3. METHOD 2, NONLINEAR STAGED CONSTRUCTION

For this analytical approach, a new model in another software was made, with specified loading cases in every stage, according to the real erection plan of the steel structure for the pedestrian bridge. This can be achieved in nonlinear analysis case so called staged construction, where elements or part of the construction can be added or removed, in accordance with the erection plan, with loading in every different stage of the execution.

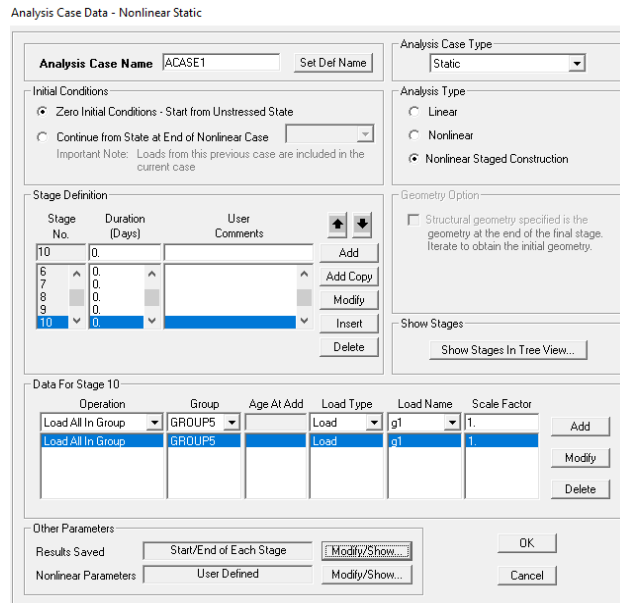


Fig. 4. Defining loads at different stages

In this model the same rules apply, where the displacements of the same joints are constrained. For example, the displacement at the top of the pylon, and the joints where the cable and the truss beam meets, must be tending to zero for the last stage of the execution of the structure loaded with dead load. This can be achieved by pre-stressing the cables by shortening to the analysed final length at the end of each stage. With these rules, the final form of the nonlinear behaviour of the structure is obtained, and the final length of the cables is defined. The maximum displacement of the deformed shape from the live load (pedestrians) is 79.5mm (L/1094). In the further phases of the designing of the structure, the problem from this displacement (79.5mm) can be solved by pre-camber where the longitudinal drainage of the bridge is resolved. The pre-camber can be used for obtaining the final form of the structural system, where the requirements for the serviceability of the bridge are met.

In figure 5 are the deformed shapes of the different analytical model through all the stages of the erection of the steel structure, taking into consideration the previous history of loading, and the final shape at every different step.

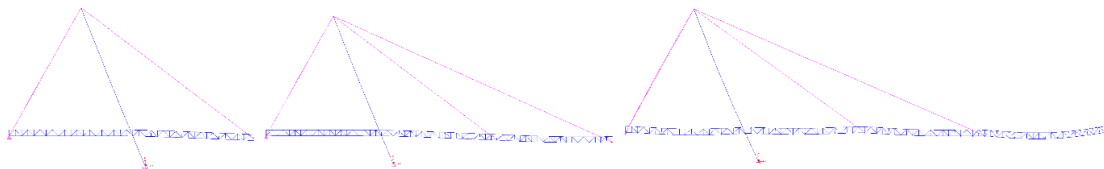


Fig. 5. Deformed shapes at different stages obtained with method 2

Moreover, results from same characteristic points of interest for comparison to the other analytical approach are given in Table 2. The results are for the maximum values of the displacements δ_s , forces N_{Ed} and stresses σ_{Ed} from all stages of the analysis for this method.

Title	δ_s [mm]	Title	N_{Ed}, σ_{Ed} [kN, N/mm ²]
Top of pylon	8,6	Top chord	-1470.83
Third support – cable	23.9	Bottom chord	-2110.46
Fourth support - cable	32.2	Cable 1	+1601.50
Max. displacement	79.5	Cable 2	+975.33
		Cable 3	+2083.76
		Stress in pylon	146.70

Table 2. Displacements and forces

4. COMPARASION OF RESULTS

The results are made to show the difference of method 2 in reference to method 1, where the displayed results are the difference in percentages of method 2 compared to method 1, according to Eq. (1).

$$-\Delta = \frac{R_{M1} - R_{M2}}{R_{M2}} * 100 [\%] \quad (1)$$

Where, R_{M1} is results from method 1, R_{M2} is results from method 2.

Title	Δ (%)	Title	Δ (%)
Top of pylon	-61.20	Top chord	-23.10
Third support – cable	-38.30	Bottom chord	-19.03
Fourth support - cable	-24.77	Cable 1	+3.72
Max. displacement	+10.10	Cable 2	-8.62
		Cable 3	-4.48
		Stress in pylon	-16.38

Table 3. Comparison of result differences obtained with the two methods

In Table 3 the results conclude that there are significant differences in the behaviour of the same structure analysed by the two different methods.

The pylon in the second method is less displaced for 61.2% than the pylon from the first method. The displacement at the third support analysed by method 2, where the second cable meets the truss, is for 38.30% smaller than the model analysed by the first method. The same is and for the fourth support, where the first cable meets the truss, where the displacements from the second method are smaller for 24.77% than the first method. The maximum displacement at the last span, between the first cable and the last support, is for 10.10% bigger than the one analysed by method 1. Even so, this displacement

meets the requirements for the serviceability limit state. So it can be concluded that there are remarkable differences in the behaviour of the same structure analysed by the two different methods.

The maximum axial force at the top chord of the truss for the second method is smaller for 23.10%, and the bottom chord for 19.03% than the forces analysed in method 1. The same applies for the axial forces in the cables, where the differences aren't that large, for the first cable is bigger for 3.72%, the second is smaller for 8.62% and the third cable is smaller for 4.48%. Also, the total stresses, at the most unfavourable point at the pylon, are smaller for 16.38%.

All of above differences are result from the different approach of the analysis method and are due to more realistic, and also more demanding modelling applied with method 2, where the methods of erection of the bridge's steel structure are considered. In this particular case, at every stage, the length of the cables is corrected in the most favourable way for the positive behaviour of the structure.

5. CONCLUSION

The paper deals with analytical results and forces obtained with two different models applied for designing pedestrian bridge steel structure, the first method considers the whole structure, while the second approach analyses the staged construction i.e. stages of execution, with adjusting the cables through the stages, or at the end of each stage.

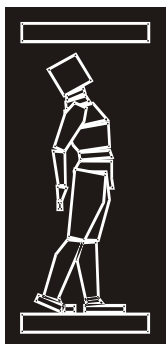
Evidently, the results are in favour of the analytical approach given in method 2, where benefits for the positive behaviour of the structure, for the serviceability limit state (SLS) and for the ultimate limit state (ULS), are almost in every stage.

It can be concluded that the analysis that takes into consideration the stages of the structure, with adjusting the cables through the stages, or at the end of each stage (method 2), can be more effective than the analysis for the whole structure (method 1). This also represents the real behaviour through all stages of erection and serviceability of the cable stayed pedestrian bridge.

Although it is more time consuming and engineering challenging, method 2 is more effective and represents the real behaviour through all stages of erection and is, as such, recommended for application in the structural analyses.

REFERENCES

- [1] Chubrinovska A. (2017) "Cable stayed pedestrian bridge at river Vardar", Bachelor thesis.
- [2] Cvetanovski P. (2012) "Suspension and cable stayed structures, lectures", GFS.
- [3] Cvetanovski P. (2014) "Steel and composite bridges, lectures", GFS.
- [4] EN 1993-2: "Eurocode 3 - Design of steel structures, Part 2: Steel bridges, European Committee for Standardization", (2006).
- [5] Filipovski A. (2000) "Basic of steel structures", Vol. 2, Napredok, R. Macedonia.
- [6] Gimsing N. J., Georgakis C. T. (2012) "Cable Supported Bridges, Concept and design, Third Edition", Department of civil Engineering, Technical University of Denmark, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication.
- [7] Guide to the Erection of Steel Bridges, BCSA, Publication Number 38/05, (2005).
- [8] Hayward A., Sadler N., Todroff D. (2002) "Steel Bridges, A Practical Approach to Design for Efficient Fabrication and Construction", BCSA, Publication Number 34/02.
- [9] Steel Bridge Group: Guidance Notes on Best Practice in Steel Bridge Construction, Fifth Issue, The Steel Construction Institute, March (2010).
- [10] Technical guide Footbridges, assessments of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Published by Setra, AFGC, October (2006).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Владимир ДАМЈАНОВСКИ¹, Денис ПОПОВСКИ², Петар ЦВЕТАНОВСКИ³

АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА МОЖДАНИЦИ КАЈ ЛОНГИРУДИНАЛНО ПОСТАВЕНИ ЛИМОВИ И ПОЛНА ПЛОЧА

РЕЗИМЕ

Испитувањето на однесувањето на можданици кај спрегнати конструкции со подолжно поставен лим за спрегање и испитни модели со полна бетонска плоча е дел од големо и комплексно истражување кое е спроведено на Градежениот факултет во Скопје. Примероците се дел од спрегната греда со чеп можданици во согласност со EN 1994. Во овој труд се изнесени резултатите за максималната носивост, одлепувањето на бетонската плоча од челичниот профил како и вертикалното пролизгување на примерокот, мерени во текот на испитувањето. Испитани се по 2 примероци од секој различен попречен пресек. Начинот на испитувањето, подготовката на елементите и прикажувањето на резултатите се извршени во согласност со EN 1994-1-1.

Клучни зборови: можданици, испитување на можданици, спрегнати конструкции

Vladimir DAMJANOVSKI¹, Denis POPOVSKI², Petar CVETANOVSKI³

ANALYSIS OF THE BEHAVIOUR OF SHEAR CONNECTORS WITH LONGITUDINAL SHEETING AND SOLID SLAB

SUMMARY

The experimental analysis of headed shear studs with solid concrete slab and with longitudinal sheeting, is part of a larger and complex experiment carried out at the Faculty of civil engineering in Skopje. The tests are T-cross section beams with headed shear studs according to EN 1994. The failure load of the testing sample, the transversal separation of the concrete slab from the steel beam and the vertical slip between the concrete slab and the steel beam are fully described. The results for the shear connectors are given as “P- δ ” diagrams. The tests are carried for 2 samples of each different type of cross section. The tests are carried out according to rules, preparation and evaluation of the results in accordance with EN 1994-1-1, as described in the paper.

Keywords: shear studs, push-out test, composite structures,

¹ Associate, BSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, damjanovski@gf.ukim.edu.mk

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk

INTRODUCTION

The advancement of material properties and technologies alongside creative innovations in construction industry has challenged civil engineers to overcome greater heights and spans. The need of big surfaces with great spans has rejected the steel and concrete as autonomous materials for building this type of structures and that is where the idea of composite steel-concrete structure is born. Steel-concrete composite construction being among the fastest, economical and eco-friendly building methods, has been extensively used in building high-rise buildings, administrative buildings and bridges all around the world. The possibility of mastering large spans with beams and deck with relatively small dimensions, lighter structure for 20-40% and faster building, has made this kind of construction method very popular and eye catching among the architects and civil engineers.

Steel-concrete structure is composed of steel profile (usually welded or rolled I or H steel section) as a beam and on top of it a concrete slab. There are two types of concrete slabs in the composite structure, with and without steel sheeting and in both cases they can be in-situ casted or pre-casted. The steel sheeting is used as formwork in the casting of the deck and it also replaces tensile reinforcement in the bottom face of the slab. Shear connection and transverse reinforcement shall be provided to transmit the longitudinal shear force between the concrete and the structural steel element, ignoring the effect of natural bond between the two.

The transfer of longitudinal shear between the steel beam and the concrete slab is achieved by installing various types of mechanical devices called shear connectors. Shear connectors have sufficient deformation capacity to justify any inelastic redistribution of shear assumed in design. Therefore, it is necessary to determine the shear strength and stiffness of the stud connector prior to their use in construction. Among the most commonly used and widely spread connectors are the headed shear studs (Fig. 1.). The shear studs are welded through the steel sheeting with specialized stud gun as shown on Fig. 2.



Fig. 1. Headed shear connectors with ceramic ferrule



Fig. 2. Welding headed stud through steel sheeting with stud gun

As a relatively new construction method and lack of design rules, experimental analysis and testing is necessary to determine behaviour and strength of the composite structure components. The test should be carried out in a way that provides information on the properties of the shear connection required for design. The strength of the concrete needs to be determined by testing concrete cubes or cylinders under pressure, with pre-determined dimensions and age of the concrete, according to the design code. The yield strength of the steel should be determined according the design code.

The modified testing for welded headed studs welded directly on the steel beam, the topic of this paper, is part of a larger experiment carried out to give relevant data for behaviour of headed studs and behaviour of composite steel-concrete structures. The experimental trials were conducted according to the newly promoted and soon to be fully implemented legislation in Macedonia, Eurocode 4 (EN1994). The large scale push-out test is conducted on two identical specimens for each type of steel sheet position (longitudinally or transversally referring to the steel beam), different number of shear studs in cross-section (single and double) and also different types of sheeting (BONDECK, HIDECK and F38-158) all of which are widely used in buildings and bridges in Macedonia. This experimental trial is the largest of its kind in the region and it has given relevant data for designing and building steel-concrete composite structures.

1. STANDARD TEST

When the shear connectors are used in T-beams with a concrete slab of uniform thickness, or with haunches, standard push test may be used. In other cases, with longitudinal or transversal sheeting, specific modified push test should be used.

1.1. Preparation of samples

Specific push test should be carried out such that the slab and the reinforcement are suitably dimensioned in comparison to the beams, according to rules and recommendations given in EN 1994-1-1, Annex B.2. The length of each slab should be related to the longitudinal spacing of the connectors in the composite steel-concrete structure. The width of each slab should not exceed the effective width of the slab of the beam. The thickness of each slab should not exceed the minimum thickness of the slab in the composite beam. The slab should have the same haunch and reinforcement as the beam.

The slabs are casted horizontally, as they would be casted if part of a composite structure. First it is casted one of the sides and then the sample is turned and the other side is casted. The concrete should be air-cured as the composite beams in practice.

From each concrete mix it should be taken minimum of four concrete specimens (cylinders or cubes with predetermined dimension according to Eurocode) for determination of the cylinder strength of the concrete for each of the sides of the sample. The concrete specimens should be cured alongside the push test specimen.

The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material, steel beam and profiled steel sheeting, if used, need to be determined.

1.2. Testing procedure and evaluation

For both, the standard and the modified test, the procedure is the same. The load is applied in increments up to 40% of the expected failure load and then 25 time cycled between 5% and 40% of the expected failure load. After the 25th cycle is finished, subsequent load increments should then be imposed up until failure in the sample is reached, but not in less than 15 minutes. While testing, the longitudinal slip between the concrete slab and the steel beam is measured constantly or at each load increment. The slip should be measured at least until the load has dropped to 20% below the maximum load that is applied. The transverse separation between the slab and the steel section should be measured as close as possible to each group of connectors.

If the results of three tests on nominally identical specimens does not exceed 10%, the design resistance may be determined as follows:

- the characteristic resistance P_{Rk} should be taken as the minimum failure load (divided by the number of connectors) reduced by 10%;
- the design resistance P_{Rd} should be calculated from:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (1)$$

Where:

- f_u is the minimum specified ultimate strength of the connector material;
- f_{ut} is the actual ultimate strength of the connector material in the specimen;
- γ_v is the partial safety factor for shear connection.

If the deviation exceeds 10%, at least three more samples of the same kind should be made. The test evaluation should then be carried out in accordance with EN 1990, Annex D.

The slip capacity of the sample δ_u should be taken as the maximum slip measured at the characteristic load level. The characteristic slip capacity δ_{uk} is the minimum test value of δ_u reduced by 10% or determined by statistical evaluation from all the results, according to EN 1990, Annex D.

2. MODIFIED TEST

There are two types of samples that are tested and part of this paper. Sample 1 is with longitudinal sheeting as shown on Fig. 3 and sample 2 is with concrete slabs without steel sheeting as shown on Fig. 4. Both of the testing samples are constructed with IPE270 steel profile, 600mm in length, as main steel beam, made of steel S275JR, with yield strength $f_y=275\text{N/mm}^2$. The slab thickness is 120mm and the concrete strength class for one side is C35/45 and the other side is C25/30 according to EN 1992-1-1, Table 3-1. The reinforcement is Q188 ($\text{Ø}6/15\text{cm}$) and meets the requirements for reinforcement according to the Eurocode. The cover of the reinforcement is 20mm and meets the minimum cover thickness of 15mm. At the top of the beam, steel plate with dimensions 170x300mm and thickness $d=15\text{mm}$ is welded for receiving the force and underneath, welded to the web of the profile, there are two UPN120 profiles, 150mm in length, one at each side, for increasing the rigidity of the detail. The steel sheeting for one type of the test sample is BONDECK 600 with thickness $t=1.0\text{mm}$. The shear studs are NELSON with diameter $d=19\text{mm}$ and total height $h_{sc}=100\text{mm}$ and are welded directly to the steel beam in both cases. The sample without steel sheeting is reinforced in two zones, while the other one is only reinforced near the outside face of the slab.

The slabs are casted horizontally, as it would be casted the composite beam in reality. First one side is casted and after 14 days the samples are turned to the other side and concrete is poured once again. The samples are air-cured as the real composite beam will be in practice. After 14 days from the concreting of the second side, they are put in vertical position, ready for testing. The bottom face of the samples is bedded in exmal (mortar) with approximately 40mm thickness for leveling while testing and eliminating any eccentricity due to uneven casting of the concrete. All the dimensions and technical data for the samples are presented in Fig. 3 and Fig. 4.

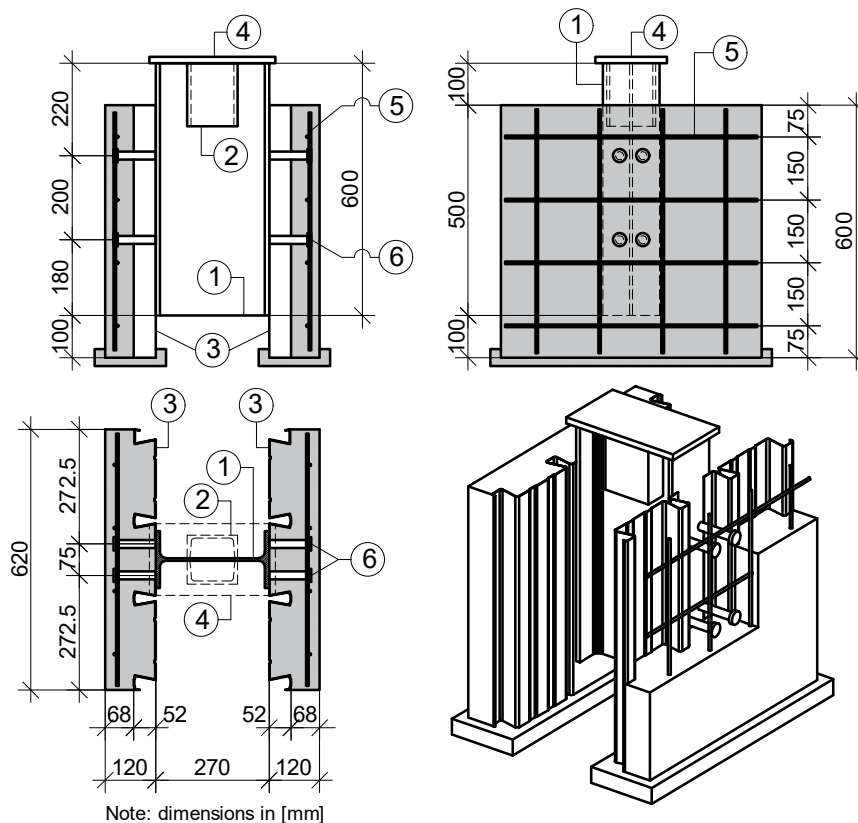


Fig. 3. Details of modified test with longitudinal sheeting

Where, 1) IPE270; 2) UPN120; 3) BONDECK 600; 4) Steel plate; 5) Reinforcement Q188; 6) Headed shear studs NELSON.

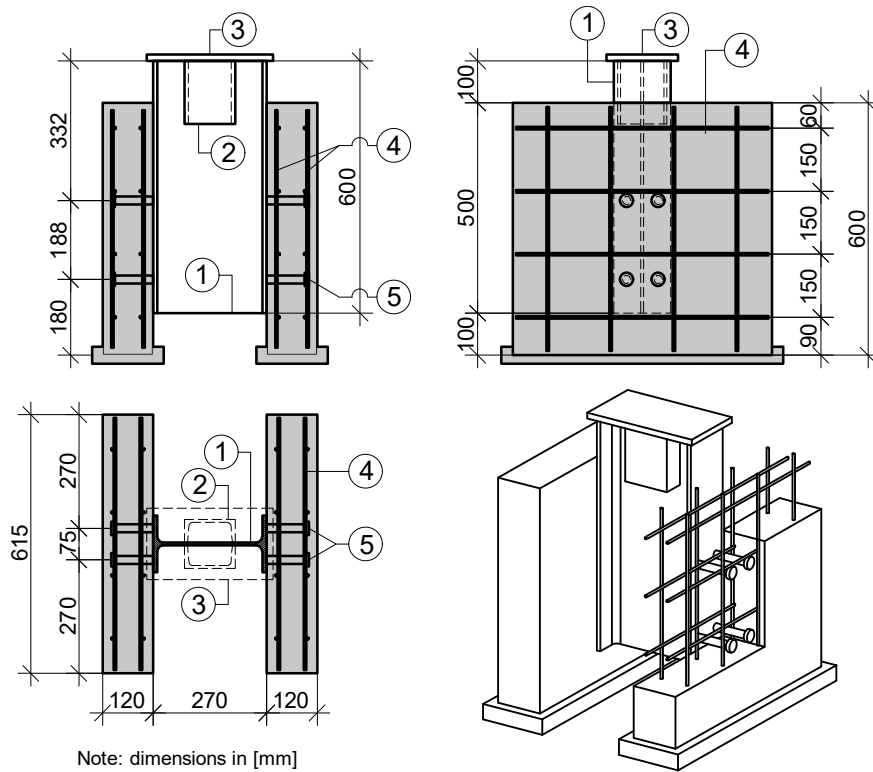


Fig. 4. Details of modified test without steel sheeting

Where, 1) IPE270; 2) UPN120; 3) Steel plate; 4) Reinforcement Q188; 5) Headed shear studs NELSON.

Where: 1) 100 tons press; 2) electronic dynamometer; 3) electronic comparators for measuring the transverse separation between the steel beam and the slabs (U1, U2, U3, U4 on one side and U5, U6, U7, U8 on the other side); 4) electronic comparator for measuring the longitudinal (vertical) slip (U10 on one side and U9, U11 on the other).



Fig. 5. Casting of the concrete

2.1. Testing the strength of the concrete

For each mix of concrete, for casting both of the sides of the samples, six cubes are taken for testing the strength of the concrete. The cubes are with standard predetermined dimensions of 15/15/15cm according to EN 12390-1, filled and cured according to EN 12390-2. The minimum characteristic compressive strength for C25/30 is 21N/mm² for cylinder and 26N/mm² for cube and for concrete C35/45 the minimum characteristic strength is 30N/mm² for cylinder and 38N/mm² for cube. The testing results are assessed according to EN 13791:2007 (Testing of concrete). The estimated characteristic strength of the test is the lower value of:

$$f_{ck} = f_m - 1.48 \cdot \sigma \quad (2)$$

Where:

- f_{ck} is characteristic compressive strength of standard specimen;
- f_m is mean compressive strength of the test results;
- σ is standard deviation.

According to EN 1992, for concrete C25/30, the strength of cylinder is $f_{ck,cyl}=25\text{N/mm}^2$ and the strength of cube is $f_{ck,cube}=30\text{N/mm}^2$. For concrete C35/45, the strength of cylinder is $f_{ck,cyl}=35\text{N/mm}^2$ and the strength of cube is $f_{ck,cube}=45\text{N/mm}^2$.

For each concrete mix, three of the samples are tested on the 28th day after casting the push-out test samples. Due to the size of the test for behavior of shear studs, which included 29 samples with different variations of the number of shear studs and the position of the steel sheeting, the other three samples are tested on two occasions, throughout the testing of the modified test samples, or on the 62nd day from the casting of the first side of the test sample or 83rd day from the casting of the second side.

The test results from the compressive test for the first three cubes of the first cast, are with standard deviation of 0.55 and the compressive strength of the cubes is $f_{ck,cube}=46.8\text{N/mm}^2$. The other three cubes from the first cast resulted with compressive strength of is $f_{ck,cube}=54.1\text{N/mm}^2$ and standard deviation for this results is 1.23. For the casting of the other side of the push-out test sample, the results are with standard deviation of 0.60 and the compressive strength of the cubes is $f_{ck,cube}=30.8\text{N/mm}^2$. For the second testing of the cubes from the second cast, the compressive strength of the cubes is $f_{ck,cube}=35.2\text{N/mm}^2$ ad standard deviation of 0.70. All the results are in accordance with EN 1992.

2.2. Testing the strength of the steel

The characteristic tensile strength, yield strength of the steel beam, the steel sheeting, reinforcement and shear studs, elements that are part of the push-out test samples, are determined.

The reinforcement steel is class B, in accordance with EN 1992-1-1, Annex C, table C.1 and C.3N, with yield strength of $f_{yk}=597\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_{uk}=662\text{N/mm}^2$, with $k=f_{uk}/f_{yk}=1.11$ and $\epsilon_{uk}=9.9\%$.

The steel for the headed studs is class S235J2+C450, in accordance with EN 13918, with yield strength $f_y=502\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_u=552\text{N/mm}^2$, with $k=f_u/f_y=1.10$ and $\delta=18.5\%$.

The steel for the steel sheeting deck is class S550GD Z275, in accordance with EN 10147, with yield strength $f_y=675\text{MPa}$, tensile strength $f_u=770\text{MPa}$, with $k=f_u/f_y=1.14$ and $\delta=24.6\%$.

The steel for the beam is class S275JR, in accordance with EN 1993, with yield strength $f_y=275\text{N/mm}^2$, tensile strength $f_u=424\text{N/mm}^2$, with $k=f_u/f_y=1.54$ and $\epsilon_u=18.9\%$.

2.3. Test description

The testing procedure is carried out according to rules and recommendations in EN 1994, Annex B. All of the samples are tested with the same equipment and the same testing conditions. First the load is applied until it reaches 5% of the expected failure load without partial safety coefficient. Then the load is cycled 25 times between 5% and 40% of the expected failure load. After the 25th cycle, from 5%, the load is increased until failure is achieved in one or more of the elements of the test sample, but it is important that failure does not occur in less than 15 minutes. The load is applied with 100-ton press and the force is regulated with electronic dynamometer.

The electronic comparators and the electronic dynamometer are connected to HBM Quantum and HBM Spider 8, data acquisition system amplifiers, directly connected to personal computer. The measurement is conducted with a frequency of 5 readings per second and it is carried out in real time through the whole testing period. The accuracy of the testing equipment is in range of $\pm 1.5\%$.

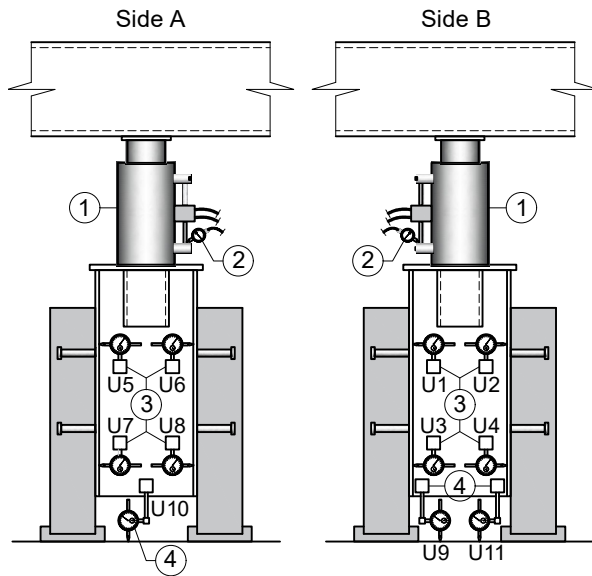


Fig. 6. Placement of the equipment



Fig. 7. Testing equipment (HBM Quantum and HBM Spider 8)

Where: 1) 100 tons press; 2) electronic dynamometer; 3) electronic comparators for measuring the transverse separation between the steel beam and the slabs (U1, U2, U3, U4 on one side and U5, U6, U7, U8 on the other side); 4) electronic comparator for measuring the longitudinal (vertical) slip (U10 on one side and U9, U11 on the other).



Fig. 8. Sample with longitudinal sheeting



Fig. 9. Sample with solid concrete slab

2.4. Analysis of the design resistance and expected results

The analysis of the design resistance of the shear connectors in a composite beam is made according to EN 1994-1-1 (6.6.3.1), for headed studs, type Nelson with diameter $d=19\text{mm}$ and length of the stud $h_{sc}=100\text{mm}$ ($h_{sc}/d=5.26$). The headed studs are welded directly on the steel beam with specialized stud gun in both cases. The sheeting for sample 1 is BONDECK 600 with $t=1.0\text{mm}$ thickness.

The design shear resistance for headed studs automatically welded in accordance with EN 14555 and $h_{sc}/d > 4$, is determined according to EN 1994-1-1, (6.18). (6.19) and (6.21).

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0.8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 19^2 / 4}{1.25} \cdot 10^{-3} = 90.68 \text{ kN} \quad (3)$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31 \cdot 10^3}}{1.25} \cdot 10^{-3} = 73.73 \text{ kN} \quad (4)$$

Where:

- f_{ck} is characteristic compressive strength of standard specimen;
- f_u is specified ultimate strength of the stud connector;
- γ_V is partial safety coefficient, recommended value is 1.25;
- h_{sc} is overall height of the shear stud;
- d is the diameter of the headed shear stud.
- $\alpha=1$ for $h_{sc}/d > 4$ ($h_{sc}/d=5.26$).

The design resistance of one headed stud is the smaller value from the previous two equations.

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}) = 73.73 \text{ kN} \quad (5)$$

For sample 2, the expected results, without the partial safety coefficient, for 4 shear studs per side is:

$$P_{Rd} = 4 \cdot 2 \cdot 1.25 \cdot 73.73 = 737.3 \text{ kN} \quad (6)$$

For sample 1, the expected results, without the partial safety coefficient, for 4 shear studs per side it is calculated with the same principals as the sample 2, only this time the shear resistance is multiplied by the reduction coefficient k_l given in EN 1994-1-1 (6.22) or a maximum value of 1.0.

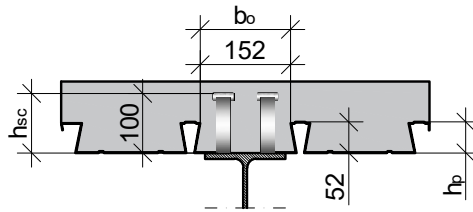


Fig. 10. Steel sheeting, headed studs and concrete slab

$$k_l = 0.6 \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0.6 \cdot \frac{165}{52} \cdot \left(\frac{100}{52} - 1 \right) = 1.75 \Rightarrow k_l = 1.0 \quad (7)$$

From the previously highlighted, the shear resistance for sample 1 is:

$$P_{Rd} = 4 \cdot 2 \cdot 1.25 \cdot 73.73 \cdot 1.0 = 737.3 \text{ kN} \quad (8)$$

3. RESULTS FROM THE TESTING

The results from the testing are summed up in Table 1, where the measured strength of the force of failure (P_{Rd}) for all of the test subjects for eight shear studs, and also the analyzed values of the strength of one headed stud are given.

Sample	P_{Rd} [kN]	$P_{Rd,U}$ [kN]	$P_{Rk,U}$ [kN]	P_{Rk} [kN]	f_u/f_{ut}	$P_{Rd,(1)}$ [kN]	difference [%]	$P_{Rd,D}$ [kN]
1-1	73.73	737.3	830.60	747.54	0.996	74.45	0.98	74.63
1-2		737.3	834.45	751.00		74.80	1.45	
2-1	73.73	737.3	944.54	850.09	0.996	84.67	14.84	79.97
2-2		737.3	839.71	755.74		75.27	2.09	

Table 1. Results from the testing

Where: P_{Rd} is designed resistance for one headed stud including safety coefficient factor in accordance to EN 1994-1-1, $P_{Rd,U}$ is ultimate design resistance of eight shear studs, without the partial safety coefficient, $P_{Rk,U}$ is ultimate design resistance measured from the testing, P_{Rk} is reduced ultimate resistance of eight shear studs from the testing, according to EN 1994-1-1, B2.5 ($P_{Rk}=0.9 \cdot P_{Rk,U}$), $P_{Rd,(1)}$ is design resistance of one headed stud including the partial safety factor, according to equation (1) and $P_{Rd,D}$ is average value of the design resistance of one headed shear stud.

Sample 1 resulted with slightly greater design resistance, 0.98% for the first sample and 1.45% for the second sample. From the obtained results, the design resistance for one headed stud, in composite steel-concrete beam with longitudinal sheeting, is $P_{Rd,D}=74.63\text{kN} > P_{Rd}=73.73\text{kN}$. Sample 2 also resulted with greater design resistance of the shear studs, 14.84% for the first sample and 2.09% for the second sample. The design resistance for one headed stud in a solid slab is $P_{Rd,D}=74.63\text{kN} > P_{Rd}=73.73\text{kN}$. From the previously stated, the headed shear studs part of this experiment, both with steel sheeting and the solid slab, meet the requirements given in EN 1994.

On Fig. 11 it is given the force vs. slip ($P-\delta$) diagram for cyclic loading of every specimen separately. All of the samples were loaded 25 times from 5% of the mathematically predicted design resistance until 40% of the predicted design resistance for eight headed studs. First two diagrams are for the Sample 1 (up left and right) and the second two diagrams are for sample 2 (down left and down right).

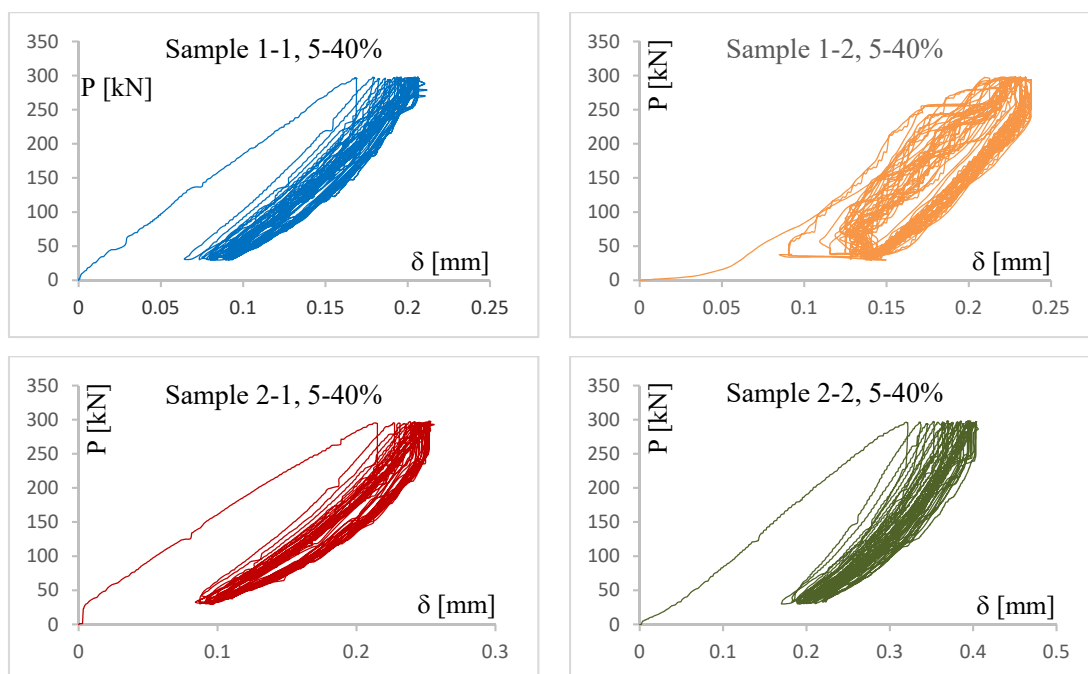


Fig. 11. Force vs. slip ($P-\delta$) diagrams

On Fig. 12 it is given the determination of the slip capacity from force vs. slip ($P-\delta$) diagrams for one headed stud. The upper two diagrams are for sample 1 and the lower two diagrams are for sample 2. The readings of $P=93.44\text{kN}$ for sample 1-1, $P=93.88\text{kN}$ for sample 1-2, $P=106.26\text{kN}$ for sample 2-1 and $P=94.47\text{kN}$ for sample 2-2, are reduced ultimate design resistance $P_{Rk,(1)}=0.9 \cdot P_{Rk,U}$ for one shear stud. From there it is determined the value of the slip capacity, where for sample 1-1 it is $\delta_{U1}=7.61\text{mm}$, for sample 1-2 it is $\delta_{U2}=8.19\text{mm}$, for sample 2-1 it is $\delta_{U2-1}=7.79\text{mm}$ and for sample 2-2 it is $\delta_{U2-2}=10.21\text{mm}$. According to EN 1994, Annex B, the slip capacity for sample 1 (1-1 and 1-2) is $\delta_U=8.19\text{mm}$ and the characteristic slip capacity for sample 1 (1-1 and 1-2) $\delta_{uk}=0.9 \cdot \min(\delta_U)=0.9 \cdot 7.61=6.85\text{mm}$. For sample 2 (2-1 and 2-2) the slip capacity is $\delta_U=10.21\text{mm}$ and the characteristic slip capacity is $\delta_{uk}=0.9 \cdot 7.79=7.01\text{mm}$.

There are no significant measured values of transverse separation between the steel beam and the concrete slab.

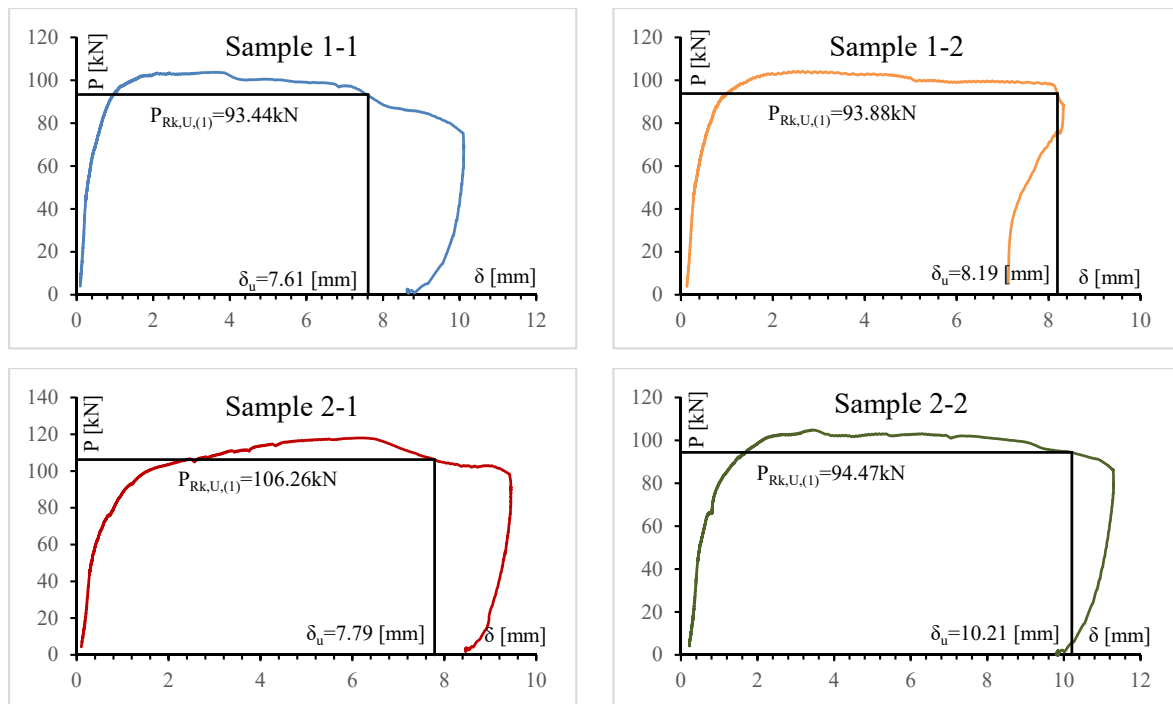


Fig. 12 Slip capacity determination for sample 2 (2-1 and 2-2), force vs. slip (P- δ) diagram

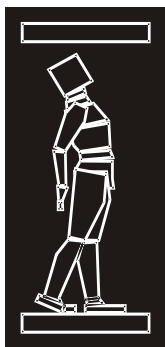
4. CONCLUSION

The measured design resistance for T-cross section with longitudinal sheeting Bondeck 600 is $P_{Rd,D}=74.63\text{kN}$ and it is greater than the analytically determined design resistance $P_{Rd}=73.73\text{kN}$. For T-cross section with solid concrete slab, the measured design resistance is $P_{Rd,D}=79.97\text{kN}$ and is also greater than the expected value of $P_{Rd}=73.73\text{kN}$. Previous studies at the faculty, with transversal Bondeck 600 sheeting, also show measured design resistance greater than the expected.

The characteristic slip capacity, in all of the samples that are elaborated in this paper, is greater than the minimum $\delta_{uk}=6\text{mm}$, according to EN 1994-1-1 and that means that the shear connectors are ductile. This is not the case with transversal sheeting, where the characteristic slip capacity is smaller than the minimum value in EN 1994-1-1, as stated in previous tests and studies carried out at the Faculty.

REFERENCES

- [1] European Standard EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, European Committee for Standardization
- [2] Cvetanovski P. (2011) "Composite structures, printed lectures", Skopje, R. Macedonia
- [3] Popovski D. (2015) "Experimental and theoretical research of the effects of composite steel and concrete structures for continuous beams", doctoral dissertation, Faculty of civil engineering in Skopje, UKIM.
- [4] Popovski D., Cvetanovski P., Partikov M., "Modified test on shear connectors with profiled steel sheeting transverse to the beam" Scientific Journal of Civil Engineering, Volume 6, Issue 1, July 2017.
- [5] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, European Committee for Standardization.
- [6] European Standard EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, European Committee for Standardization.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Дамјан ДЕНКОВСКИ¹, Денис ПОПОВСКИ²

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ АНКЕРИ

РЕЗИМЕ

За добивање на релевантни податоци од областа на однесување на “in situ” вградени анкери, потребни се аналитички и експериментални истражувања на однесување на анкерите како посебни поврзни елементи. Во овој труд е прикажана постапката за вградување и испитување на механичките анкери, која е во согласност со ETAG001. Податоците добиени од експерименталното испитување на анкерите може да се искористат за конструкција на дијаграмот сила-поместување од кој може да се направи подетална анализа за однесување на анкерите под дејство на товарот како и да се направи споредба во однесувањето на различните типови на анкери под дејство на ист товар.

Клучни зборови: анкер, механички анкер

Damjan DENKOVSKI¹, Denis POPOVSKI²

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF BEHAVIOR OF MECHANICAL ANCHORS

SUMMARY

In order to obtain relevant data for behavior of mechanical anchors embedded “in situ”, analytical and experimental research is necessary to be carried out. In this paper, procedure for installation and experimental research for mechanical anchors under tension load is given, which is in accordance with ETAG001. All obtained data from experimental tests of mechanical anchors can be used for construction of Load-Displacement diagrams. Through these diagrams more detailed analysis for behavior of mechanical anchors can be made, also comparison of the data will show exactly how different mechanical anchors behavior under same load.

Keywords: anchor, mechanical anchor

¹ Postgraduate Student, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, denkovskidamjan@yahoo.com

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

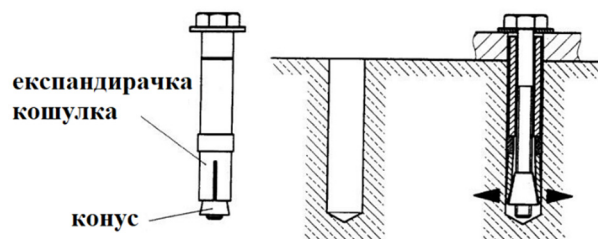
1. ВОВЕД

Механичките анкери се едни од основните поврзни средства кои се користат во носечките конструкции во градежништвото. Најголема примена за механички анкери се јавува во случај кога е потребно на веќе постоечка армиранобетонска конструкција да се анкерува челична конструкција. Карактеристично за механичките анкери е брзината и едноставниот начин на вградување што овозможува користење на анкерите во секакви услови. Примената на анкерите не се исклучува и во случај на санација и зајакнување на носечки елементи од конструкции, како и кај надградбите за поврзување на постојниот со новиот надградел дел од конструкцијата. Големiot број на производители на анкери со големата понуда на разни модели, овозможуваат анкери за вградување со различна барана носивост.

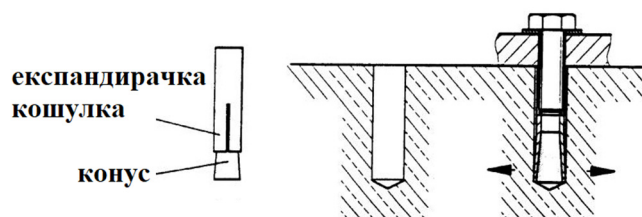
Генерално поделба на анкерите може да се направи според: средината во која се вградуваат, според силата која треба да ја обезбедат, начинот на кој се активираат, според конструкцијата на самиот анкер, начинот на кој се вградуваат и според дебелината на пакетот кој се фиксира. Не се исклучени и специјално дизајнирани анкери кои се изработуваат доколку се поставени специфични услови кои треба да ги задоволат.

Различните типови на механички анкери најмногу се разликуваат по својата конструкција која што ја дефинира нивната носивост и која што зависи од начинот на кој што анкерите ја трансферираат аплицираната сила на медиумот во кој се анкерувани. Во каталозите од производителите точно е дадено кој анкер за во какви услови се применува.

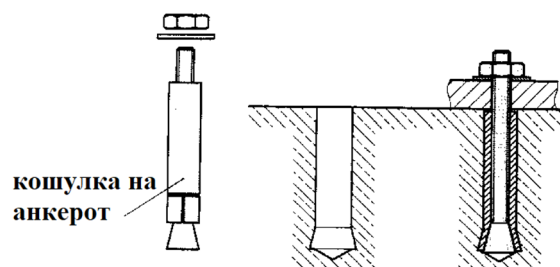
Според ETAG001 (European Technical Approval Guidelines) механичките анкери се поделени на три типа: анкери кои се вградуваат со контролиран момент на притегање, анкери кои се вградуваат со контролиран деформации и under-cut анкери.



Слика 1. Анкер со контролиран момент на притегање



Слика 2. Анкер со контролирани деформации



Слика 3. Under-cut анкер

2. ИСПИТНА ПРОГРАМА

Во испитната програма за испитување на механичките анкери се опфатени и точно дефинирани сите параметри кои влијаат на носивоста и однесувањето на анкерите на кои што дејствува сила на извлекување.

2.1. Параметри и услови

Параметри од кои што зависи носивоста на еден или на група анкери се:

- Марка на бетон и карактеристиките на бетон во кој се градени, односно дали станува збор за бетон со прснатини или без прснатини
- Дали станува збор за армиран бетон или неармиран бетон
- Дали анкерот е во допир со арматурата или не
- Повеќето на нанесување на силата, сила на извлекување, трансверзална сила или комбинирано дејство
- Растојание помеѓу анкерите и растојание на анкерите од крајот на медиумот
- Ефективната должина на анкерување
- Моментот со кој се притегаат (вградуваат) анкерите

Медиумот во кој се вградуваат анкерите потребно е да биде изработен од бетон класа C25/30 и истиот да е не армиран. Димензиите на медиумот (коцките) се добиени од условот да ги задоволат параметрите пропишани во упатствата од различните производители на анкери. Така димензиите на коцките зависат од ефективната должина на анкерување, растојанието на анкерот од крајот на медиумот и за непречено поставување на опремата за нанесување и мерење на нанесената сила и деформациите. Испитувањето на карактеристиките на бетонот се прави на истиот ден на кој се испитуваат анкерите, но не пред да поминат 28 дена. Доколку процесот на испитување на анкерите е подлог, односно се одвива во подлог временски период тогаш се прави испитување на карактеристиките на бетонот на денот на започнувањето на испитувањето на анкерите и на последниот ден од испитувањето на анкерите. Карактеристиките на бетонот се испитуваат на три односно на шест испитни примероци.

Начинот на кој се вградуваат анкерите мора да ги задоволи условите кои се пропишани во упатството дадено од производителот. Најчесто во упатствата од производителот точно се дефинирани дијаметарот со кој се буши отворот за поставување на анкерот, длабочината на бушење и анкерување, типот на бургијата со кој се прави отворот и моментот на притегање на анкерот. Во зависност од типот на анкерот овие параметри варираат. Меѓутоа доколку се направи споредба на параметрите дадени за различни типови на анкери може да се примети дека варијацијата во должината на анкерите, ефективната длабочина на анкерување варира само во неколку милиметри. За да се добијат што пореални резултати за тоа како се однесуваат механичките анкери отворите во бетонот се бушат откако ќе се достигне потребната јакост на бетонот, односно не се прават отвори во текот на бетонирање.

Испитувањето се прави на различни типови на механички анкери кои имаат ист дијаметар на навојот за да може подоцна од добиените податоци од испитувањето да се направи компарација помеѓу однесувањето на анкерите. Според проектната програма предвидено е испитувањето да се извршува на 3 вградени примероци од секој тип на анкер. Во случај на неочекувани резултати или поголеми разлики во однесувањето на анкерите, предвидено е дополнително испитување на уште два анкери од истиот тип.

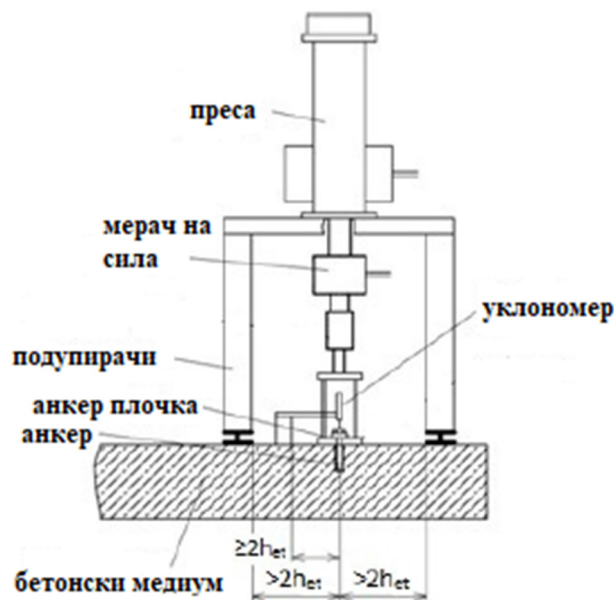
Сите параметри и стандарди според кои се спроведува испитувањето се дефинирани според европските норми за вградување и носивост на анкерите од страна на Европска организација за технички одобрувања EOTA и начинот за одобрување на истите е даден во ETAG (European Technical Approval Guidelines).

2.2. Опрема за испитување

Бидејќи станува збор за испитување на единечен анкер на извлекување потребно е да се обезбеди опрема преку која ќе се аплицира силата на извлекување и опрема која ќе овозможи мерење на силата и деформациите. Мерењето на силата и деформациите во текот на испитниот процес се следи со најмалку 10 записи во чекор од натоварување со цел да се добие што поточна крива на сила- поместување. Нанесувањето на силата е во дефинирани чекори од сила поголема од 1.0 kN.

Во текот на испитниот процес грешката во мерењето не треба да е поголема од 0.02mm кога станува збор за деформациите (поместувањето) на анкерот и 2% за нанесената сила во текот на целиот процес на испитување.

Опремата за нанесување на силата на извлекување, која се поставува на бетонскиот медиум не треба да влијае на конусот на извлекување на анкерот. Во испитната програма е предвидено силата на извлекување да се аплицира концентрирано на анкерот преку систем со хидраулична преса. Силата на извлекување треба да се зголемува така да максималната предвидена сила да биде достигната помеѓу 1 и 3 минути од почетокот на тестот. Нанесувањето на силата се зголемува се додека не настане лом претставен преку опаѓањето на носивоста на анкерот односно додека не се јави пролизгување на анкерот.



Слика 4. Опрема за нанесување на сила на извлекување

Мерењето на деформацијата односно пролизгувањето се мери на врвот на анкерот со помош на уклономер. Со помош на уклономерот се отчитува вкупното и релативното поместување во секој чекор.

За отчитување на нултите мерења се изработува примерок од бетонски медиум со заalien анкер кој служи за поставување на компензациоата мерна лента.

3. ОЧЕКУВАНИ РЕЗУЛТАТИ ОД ИСПИТУВАЊЕТО

Во стандардите и нормите кои се пропишани со нашите и европските правилници дадени се услови кои треба да ги задоволат механичките анкери. Од овие услови и од досегашните претходни испитувања генерално може да се формира очекуваното однесување на анкерите кои се испитуваат на извлекување. Ова се однесува на очекуваната крива сила-поместување и типот на лом.

Очекувани типови на лом кои може да се јават при испитувањето на анкерите на сила на извлекување се: лом односно кинење на навојот на анкерот, извлекување на анкерот карактеризирано со пролизгување и извлекување на конус од бетонот заедно со анкерот односно лом во бетонот.

Според досегашните истражувања на механички анкери во светски рамки на кои што дејствува сила може да се предвиди/претпостави и формата на дијаграмот на однесување на анкерите. Типично за механичките анкери кои се изложени на сила на извлекување е да се јави лом на пролизгување. Овој лом на пролизгување е прикажан преку зголемени деформации при дејство на иста сила. Карактеристично за дијаграмите сила-поместување кај овој тип на анкери е да при почеток на товарење на анкерот да не се јавува деформација односно поместување. Ова се случува бидејќи анкерот при вградување се притега и се додека не се надмине силата на атхезија помеѓу бетонот и анкерот не се јавуваат деформации.



Слика 5. Очекувани криви на однесување на анкерите

Во европските правилници е даден условот според кој се дефинира дали анкерот го задоволува условот за носивост, според кој потребно е да се достигне 80% од максималната сила аплицирана на еден анкер пред да се јави пролизгување односно лом на моделот.

4. ЗАКЛУЧОК

Со податоците добиени од испитувањето на “in situ” вградените анкери се овозможува анализа и споредба на однесувањето на анкерите со очекуваните резултати и споредба на анкерите од различни типови. Однесувањето на анкерите и нивната споредба најдобро може да се направи преку конструирање на дијаграмот сила-поместување кој единствено може да се добие со испитувања на веќе вградени анкери.

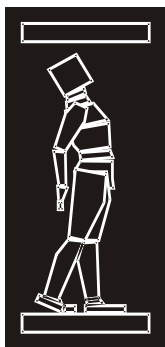
Според изнесените податоци во трудот за начинот на испитување на “in situ” вградени механички анкери, може да се заклучи дека целата постапка за испитување се базира да што е можно пореално да се симулира вистинското однесување на анкерите. На овој начин единствено може да се заклучи дали вградениот анкер ги задоволува потребните критериуми за носивост, стабилност и употребливост.

Немањето можност секогаш однапред да се дефинираат параметрите кои варираат и кои имаат влијание на носивоста и однесувањето на анкерите се пресликува и во математичката пресметка и анализа за носивоста на анкерите. Односно во математичките пресметки за некои параметри се влегува со претпоставена вредност што влијае да добиената носивост од испитувањата да се намали за 20-30% и така да се дефинира препорачаната или ултимативната носивост во каталозите од производителите. Ова уште еднаш ја потврдува оправданоста за испитување на “in situ” вградени механички анкери.

Во трудот е прикажана испитната постапка за анкери изложени на чисто извлекување како едно од многуте испитувања кои може да се спроведат за анкер или група анкери. Од тука може да се заклучи дека постојат безброј комбинации на товари и услови кои може да се јават при вградување на анкерите на лице место на објектот. Затоа целата е да се покрене свеста на проектантите и на изведувачите за одговорноста која ја носи вградувањето на анкери и дека само преку испитување на лице место може да се добие реалната слика.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Budjevac D., Markovic Z., Bogavac D., Tosic D. (1997). "Metalne konstrukcije- osnove proracuna i konstruisanja", Beograd
- [2] Cannon R.W., Godfrey D.A., Moreadith F.L. (1981). "Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments", Concrete International
- [3] Dr. Cho S.S.H., Chan S. (1981). "Guide on design of post-installed anchor bolt systems in Hong Kong"
- [4] Dusel P.J., (1986). "Evaluation of Mechanical Expansion Anchors- Vol. 1&2", Report No. FHWA/CA/TL-86/09, Sacramento
- [5] Damjanovski V., Kocovski E., Popovski D., Parikov M. (2015). "Testing the extraction of anchors in existing concrete slab", MASE 16 proceedings
- [6] Eriksson D., Gasch T. (2011). "Load capacity of anchorage to concrete at nuclear facilities", Sweden
- [7] EN 1990-1-1, Eurocode 0: Basis of structural design
- [8] EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures
- [9] EN 1992-4:2015, Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 4: Design of fastenings for use in concrete
- [10] EN 1993-1-8:2005, Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-8: Design of joints
- [11] Eligehausen R. (2006). "Anchorage in concrete construction", Berlin, Germany
- [12] Dr. Filipovski A. (2000). "Osnovi na celicni konstrukcii", Skopje
- [13] Fuchs W. (1955). "Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete", ACI Structural Journal, Vol.92-No.1
- [14] Hiroshi S. (2004). "Study on dynamic pullout strength of anchors based on failure modes", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada
- [15] Hoehler M.S. (2006). "Behavior and Testing of Fastenings to Concrete use in Seismic Applications", University of Stuttgart
- [16] Johnson K.M., Lew H.S., Long T.P. (1988). "Literature review of post- installed anchorage in concrete", U.S. Department of commerce, National bureau of standards



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ангела ГУЛЕВСКА¹, Влатко МАНЧЕВ², Елена ПОПОВСКА³, Емил КОЧОВСКИ⁴

ТЕХНИЧКО РЕШЕНИЕ ПРИ ИЗВЕДБА НА ВОДОВОДНА ИНФРАСТРУКТУРА

РЕЗИМЕ

Презентируваниот труд го претставува обемот на проектирање, производство и монтажа на конструкции за премин преку природни препреки на главна линија од водоводна мрежа. Официјалната проектна документација за објектот е направена со претпоставка дека состојбата на постоечките мостови од трасата се во состојба која дозволува анкерување на носачи врз кои ќе се постави заштитната цевка низ која поминува главната водоводна линија. Бидејќи состојбата на терен не се поклопува со претпоставената изработени се нови технички решенија за 2 премини долж трасата на цевководот. Премините се со променлив распон што не дозволува унифицирање на решенијата. Направени се три различни решенија за премините, триаголна просторна решетка (24m распон) и модифициран линиски попречен пресек (12.3m распон).

Клучни зборови: сервисни мостови,, премини на цевковод, просторна решетка, модифициран пресек

Angela GULEVSKA¹, Vlatko MANCHEV², Elena POPOVSKA³, Emil KOCOVSKI⁴

TECHNICAL SOLUTION FOR INFRASTRUCTURE CROSSINGS

SUMMARY

The scope of this paper is the design, manufacturing and installation of support structures over river canals for a main water supply pipeline. The official project documentation was composed with the assumption that the condition of the existing bridges is in such shape that anchoring of undefined steel hangers can be performed for the crossing of the protection pipe and the water supply pipeline. On site conditions of the bridges suggested otherwise. A new technical solution during construction was made and executed for 2 overlooked crossings. The crossings all differ in length with no possibility for standardization. Spans of the crossings are 24m (triangular truss) and 12.3m (modified steel section).

Keywords: service-bridge, pipeline crossings, space truss, section modification

¹ BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, angela.gulevska@zikol.com.mk

² BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, elena.popovska@zikol.com.mk

³ BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, vlatko.manchev@zikol.com.mk

⁴ Head of design department, BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, emil.kocovski@zikol.com.mk

1. ОПШТО

Проектираните конструкции за премин потребно е да обезбедат премин преку природни препреки кои се јавуваат на трасата на водоводен цевковод ($d=315\text{mm}$). Според официјалната проектна документација, цевководот на сите потези каде не е вкопан во теренот потребно е да биде поставен во челична заштитна цевка CHS508.6,3 која задолжително мора да го следи падот на цевководот како не би направила проблем во системот со што се ограничуваат самите дозволени поместувања на конструкциите со кои треба да се изврши преминот преку препреките.

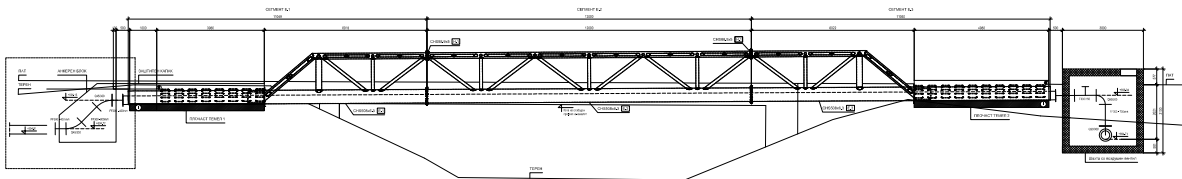
Уسوените технички решенија каде се врши премин без анкерување за постоечка конструкција предвидуваат искористување на предвидената заштитна цевка како носив елемент во системот, со што се врши значителна рационализација на решенијата. Техничките предизвици за монтажа, санација или замена на цевководот се решени со елементи пред и после препреката.

Како дополнителен услов при разработката и проектирањето на премините се јавува и фазата на монтажа на конструкциите поради фактот дека се наоѓаат покрај прометни делници од регионален пат.

2. ПРЕМИН 1 – ПРОСТОРЕН ТРОПОЈАСЕН РЕШЕТКАСТ НОСАЧ

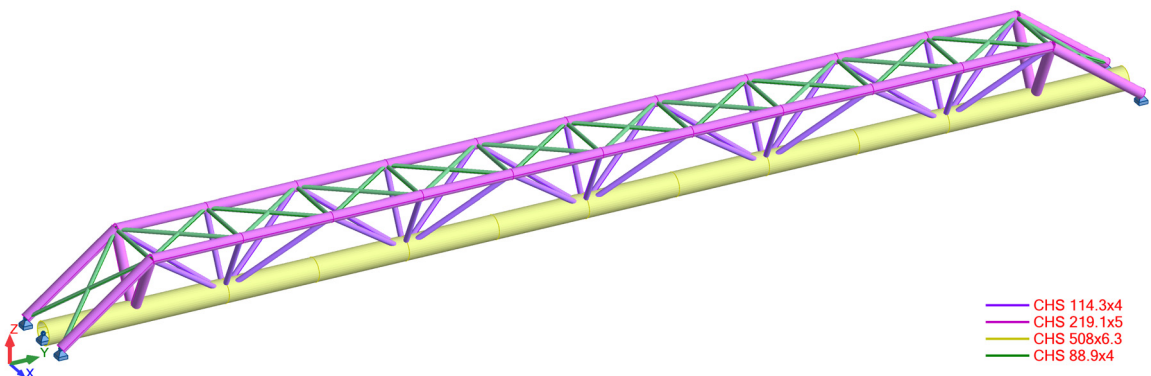
Премин бр.1 претставува премин преку речен канал со светол распон од 24m, вештачки оформен со земјани насипи од двете страни на реката. Круните на насипите се предвидени да овозможат движење на возило за сервисирање на каналот, како и за движење на локалното население. При изведбата е обрнато огромно внимание за падот на цевководот, да се обезбеди непречено движење по круните на насипот по изведбата, задржување на карактеристиките на насипите оформени за регулација на каналот на реката како и задржувањето на слободниот профил на каналот.

Техничкото решение претставува тропојасна просторна решетка изработени од кружни челични профили потпрена на плитки плочасти темели врз круната на насипите.



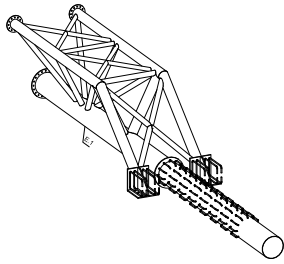
Сл. 1. Попречен пресек на речен канал со поставена челична конструкција

За конструкцијата направен е 3D математички модел и истиот е товарен со сопствената тежина на елементите од цевководот, како и корисниот товар кој за овој тип на конструкција претставува основно натоварување, како инцидентно натоварување е аплициран и товар кој соодветствува на натоварување за пешачки мост. Конструирањето на елементите е направено според препораките за спојување на цевкасти челични профили, односно ограничувањата дадени со однос на дијаметри и дебелини на сид на елементите кои се спојуваат, тргнувајќи од веќе предвидената заштитна цевка. Овие елементи се потврдени во математичките пресметки за конструкцијата.

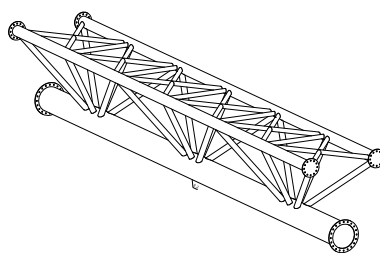


Сл. 2. Приказ на математички модел за контрола на носивост и употребливост

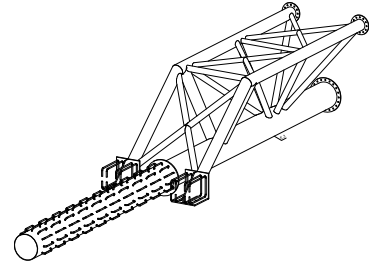
Производството на конструкцијата е направено според изработен 3D работилнички модел од кој освен склопни цртежи за производство се направени и CNC кодови за автоматизирано сечење на гер на кружни цевки. Конструкцијата е поделена во три транспортни целини со должина од 12m.



Сл. 3. Краен сегмент I



Сл. 4. Централен сегмент



Сл. 5. Краен сегмент II

Како дел од производството е извршена и пробно склопување на елементите пред финално заварување, при што е направена целосна димензионална контрола на целосниот склоп како припрема за монтажа на конструкцијата.



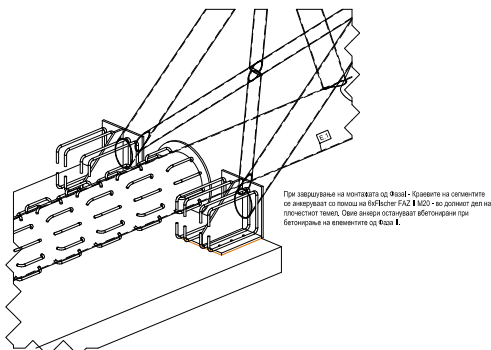
Сл. 6. Пробно склопување на конструкцијата во производство

За конструкцијата е направен детален план за монтажа, при што поради промената на статичкиот ситем направен е дополнителен математички модел за пресметка на влијанијата во елементите при монтажа од товари од сопствена тежина.



Сл. 7. Монтажа на конструкцијата

Темелењето на конструкцијата е извршено на плитки плочасти армиранобетонски темели со димензии во основа 2.5x5m и висина 1m, при што бетонирањето се врши во две фази. Прва фаза како плоча $d=20\text{cm}$, на која се налегнува мостовската конструкција при монтажа и привремено се анкерува и втора фаза во која се бетонира остатокот од темелната конструкција, при што челичната заштитна цевка минува низ целата површина на темелот за да овозможи поставување на водоводниот цевковод.



Сл. 10. Детал за монтажа

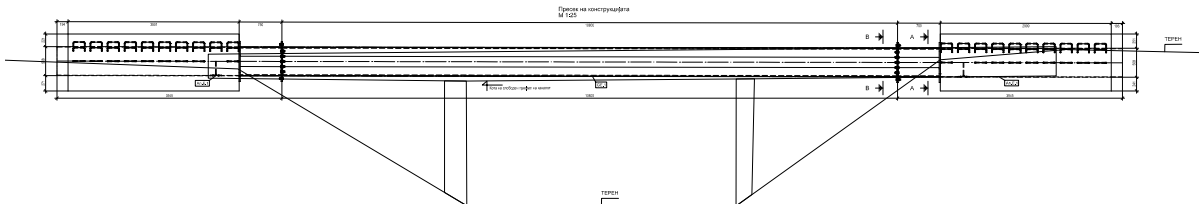


Сл. 11. Анкерувана мостовска конструкција

3. ПРЕМИН 2 – МОДИФИКАЦИЈА НА ПОПРЕЧЕН ПРЕСЕК

Премин бр.2 претставува премин преку речен канал со светол распон од 12.3m, вештачки оформен со земјани насипи од двете страни на реката. Круните на насипите се предвидени да овозможат движење на возило за сервисирање на каналот. При изведбата е обрнато огромно внимание за падот на цевководот, непречено движење по круните на насипот по изведбата, задржување на карактеристиките на насипите оформени за регулација на каналот на реката како и задржувањето на слободниот профил на каналот.

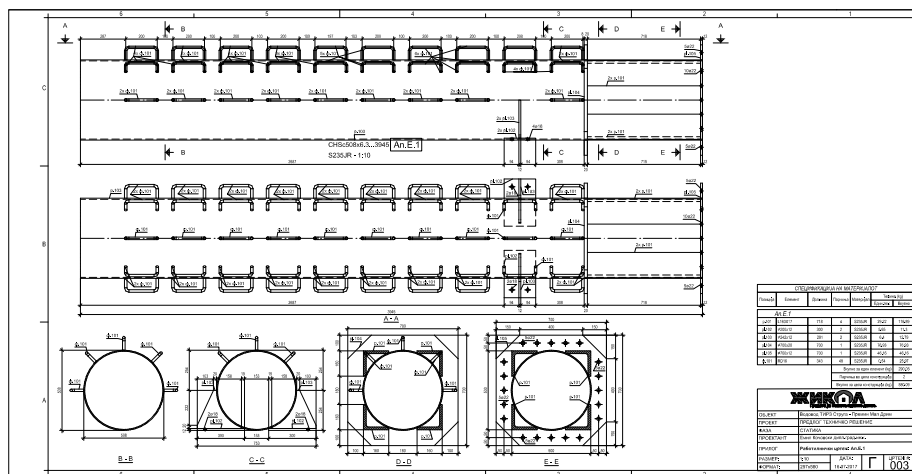
Техничкото решение претставува модификација на попречниот пресек на веќе предвидената заштитна цевка CHS508.6,3 со додавање на топловалани челични профили L160.160.15.



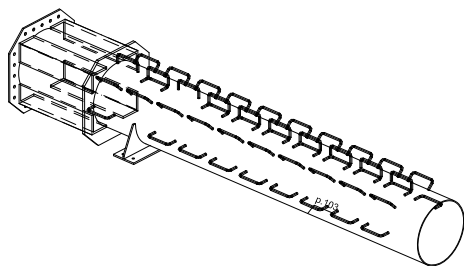
Сл. 12. Попречен пресек на речен канал со поставена челична конструкција

За конструкцијата направен е математички модел и истиот е товарен со сопствената тежина на елементите од цевководот, како и корисниот товар кој за овој тип на конструкција претставува основно натоварување, како инцидентно натоварување е аплициран и товар кој соодветствува на натоварување од сопствена тежина при монтажа. Конструирањето е направено користејќи ја заштитната цевка као појдовна точка и оптимална модификација на попречниот пресек.

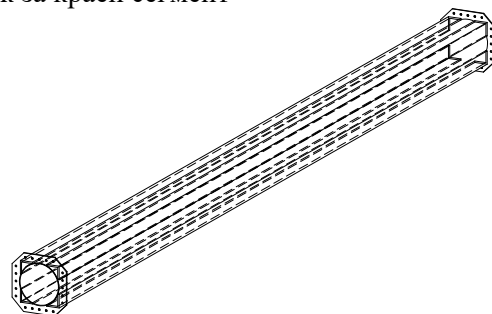
Производството на конструкцијата е направено според изработен 3D работилнички модел од кој освен склопни цртежи за производство се направени и CNC кодови за автоматизирано сечење. Конструкцијата е поделена во три транспортни целини.



Сл. 14. Работилнички цртеж за краен сегмент



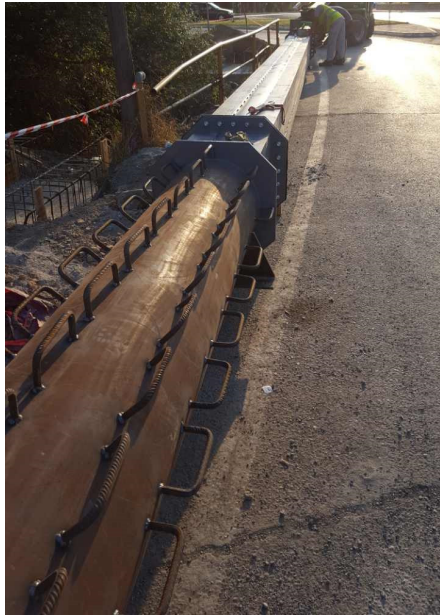
Сл. 15. Краен сегмент I



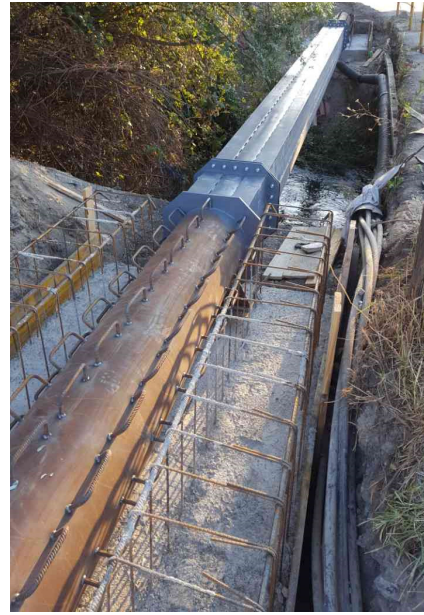
Сл. 16. Централен сегмент

Темелењето на конструкцијата е извршено на плитки плочасти армиранобетонски темели со димензии во основа 1.5x3m и висина 1m, при што бетонирањето се врши во две фази. Прва фаза како плоча d=20cm, на која се налегнува мостовската конструкција при монтажа и привремено

се анкерува и втора фаза во која се бетонира остатокот од темелната конструкција, при што челичната заштитна цевка минува низ целата површина на темелот за да овозможи поставување на водовдниот цевковод.



Сл. 17. Припрема за монтажа



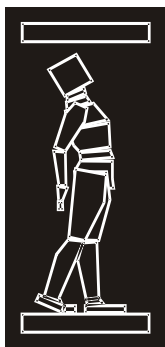
Сл. 18. Монтирана конструкција

При проектирањето на конструкциите за премин на водовдниот цевковод запазени се сите карактеристични проблеми кои произлегуваат кај овој тип на конструкции, можноста и динамиката на производството и монтажата, како и несекојдневното фундаирање. Добиеното решение е едноставно и брзо за производство со помош на автоматизиран процес на сечење на елементи по добиени податоци директно од претходно изработен 3D работилнички модел и едноставно и брзо за монтажа поради извршеното детално планирање и анализирање на инцидентната состојба математички со товарите кои се случуваат во моментите на подигање.

Производството на челичните конструкции е извршено за 7 дена во различни работилници за челични конструкции. Истите се монтирани во два посебни наврати со време на монтажа 10ч вклучувајќи го и транспортот од место на производство до место на монтажа. Оптималната тежина, искористувањето на заштитната цевка како носив елемент од конструкцијата, едноставното и брзо производство како и едноставната и брза монтажа покажуваат дека решението е ефективно и инженерско одржано решение.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Цветановски Петар (2012) "Спргнати конструкции", печатени предавања, Градежен факултет - Скопје
- [2] Филиповски Атанас (2004), "Основи на челични конструкции", Напредок, Р. Македонија
- [3] Eurocode EN 1993: Design of steel structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Емил КОЧОВСКИ¹, Влатко МАНЧЕВ², Ангела ГУЛЕВСКА³, Елена ПОПОВСКА⁴

ЧЕКОР КОН МОДУЛАРНОСТ

РЕЗИМЕ

Термините модуларност и префабрикати не се нови во градежништвото. Потребата за зголемување на ефикасноста на градењето побарува користење на префабрикувани градежни производи, во сите фази на градба. Можноста за паралелно изведување на градежни работи на терен и производство на префабрикати во производен погон е концепт кој вреди да се истражува и планира. Како дополнителен мотив се јавува фактот дека од сите производи и полу производи кои пристигнуваат на објектите голем процент 25-40% преминуваат во отпад. Споредувајќи со останатите индустриски гранки ефикасноста во градежништвото (покрај напредокот на технологиите) е во константно опаѓање. Префабрикацијата на модуларни елементи за домување, доколку се испланира и развие правилно градежништвото го доближува кон идустрии како автомобилската. Презентираното е чекор кон “модуларност” врз база на истражување и разработка на план за производство на префабрикувани модуларни елементи за домување.

Клучни зборови: модуларност, префабрикација, ефикасност, одржливост, развој

Emil KOCOVSKI¹, Vlatko MANCHEV², Angela GULEVSKA³, Elena POPOVSKA⁴

A STEP TOWARD MODULARITY

SUMMARY

The terms modularity and prefabrication are not new in the construction industry. Increasing performance of constructions dictates the implementation of prefabricated construction elements in almost all the phases of construction. The ability to simultaneously perform work on and off site is a concept worth investigating and developing. As an additional push toward prefabrication is the fact that waste of materials on-site enormous. Experience and studies show that from all the new materials delivered on site somewhere between 25-40% is going to waste and creates additional problems for removal. Comparisons between the large industries show that productivity and efficiency in the construction industry are at an all-time low (beside all the improvement of technology). The prefabrication of modular elements for housing and other markets, if planned and implemented correctly can bridge the gap between the construction and automotive industry, where efficiency is key. The scope of the presented paper is a step toward “modularity” based on the research and development work done for the production of prefabricated modular housing units.

Keywords: modularity, off-site production, efficiency, sustainability, development

¹ Head of design department, BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, emil.kocovski@zikol.com.mk

² BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, vlatko.manchev@zikol.com.mk

³ BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, angela.gulevska@zikol.com.mk

⁴ BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, elena.popovska@zikol.com.mk

1. INTRODUCTION

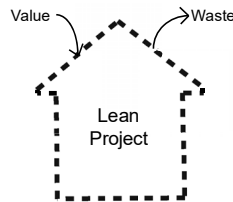
Traditional stick built construction has been around since the beginning of time. Improving quality meant putting more labor on the problem. We have reaped the benefits of inexpensive labor and massive amounts of time for large program scopes and the highest quality until the turn of the twentieth century. For the last 100 years, as the economy has become more sophisticated and global, one equation has governed construction:

$$Q(\text{quality}) \times T(\text{time}) = S(\text{scope}) \times C(\text{cost})$$

No matter which variable is defined as a paramount to the project – quality, time, scope or cost – the other variables must stay in balance. Want a lower budget? – Then give up quality, spend more time or reduce the scope.

A lot has changed today and following the examples of the automotive industry the construction industry can and must integrate prefabrication in all forms available and however slowly change the environmental ethics of the industry.

Imagine approximately 1 square meter of each and every drywall sheet brought to site ending up in a dumpster and headed to a landfill. Add to that load after load of wires, components. Broken glass, aluminum, concrete and it adds up to a small building's worth of components and raw materials wasted each and every time we construct a building. The industry can no longer tolerate that sort of waste, let alone continue to absorb the economic impact of it. Lean fabrication is paramount.



Modular prefabricated construction represents a specific type of prefabrication in which the module building components are assembled off site. Modules are complete box-shaped units, containing walls, floor and roof with the interior space, which are built in a factory, shipped to the site, installed and connected into a complete building.

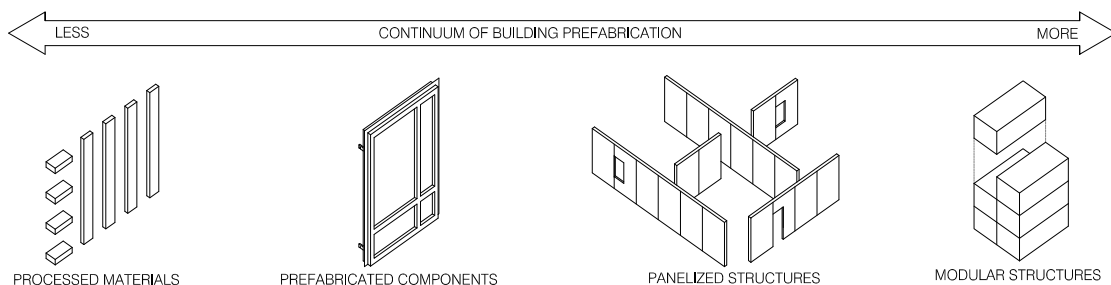


Fig. 1. Continuum of building prefabrication

Time of construction is another key factor for the need of off-site prefabrication. All studies of past realized projects and projects underway show a great percentage of time savings using prefabricated modular construction, somewhere between 30 to 70% depending of the scope of the project.

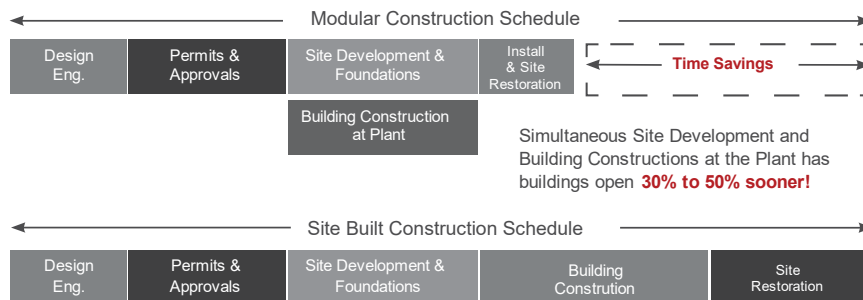


Fig. 2. Estimation of time savings using prefabricated modular construction

2. THE ADVANTAGES

Modular construction moves the construction site to a manufacturing facility. The majority of the works are done in a production process resembling the production lanes of car manufacturing. This type of production improves predictability, increases productivity and reduces the inherent problems associated with the construction industry. Building modular also generates great cost saving opportunities as a result of compressed construction schedules.

Advantages:

- Simultaneous site development and building construction at the factory
- Unique structural systems;
- Pristine factory environments;
- Pre-qualified compliance of components with building codes;
- Strict quality control during every stage of construction in the factory;
- Structural fabrication and inspection processes ensure accuracy
- Minimization of on-site construction procedures;
- Modules arrive on-site 75-90% completed;
- Unique locking systems ensure structural integrity
- Simple processes – Complex design;
- Quantifiable sustainability
- Reduce carbon footprint;
- Time savings;
- Reduce overall water and energy usage;
- Dramatic reduction in material wastage;
- Transport efficiency;
- Minimal disruption of the surrounding areas of the site;
- Minimal effect on the environment;
- Reusable structures – Relocatable;

Disadvantages (hurting points):

- Tighter and longer periods of coordination are required for design to be coordinated with modular formats and products
- Transportation is likely to be a primary constraining factor for the module size and manufacturing location

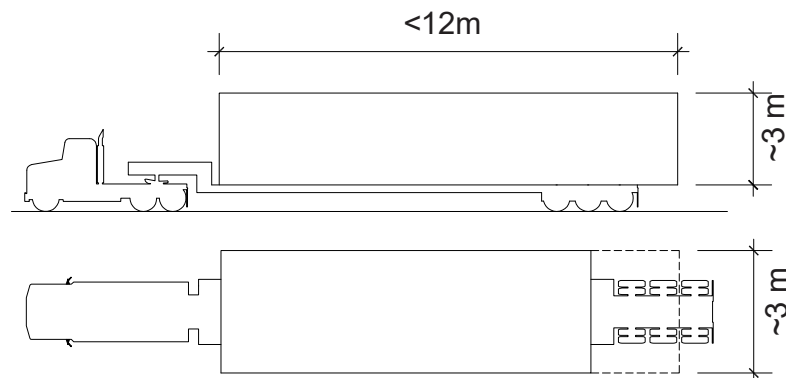


Fig. 3. Module size defined by transportation regulation

The principal requirements for transportation concern the maximum width and height for loads carried on roads. Ideally the modules will be designed so that only standard permits for oversized loads will be needed.

The modular units are made weather tight during the transportation phase with the use of cladding with heavy duty plastic, until the time of installation of the structure.

3. THE CONCEPT

3.1. Structural Design

Our concept for prefabricated modular construction is based on a steel frame module and the imagination and capability of our design team. We have developed a number of steel frame modules that can be mass produced to meet the need for all types of architecture solutions. A key part of the concept is the unique locking systems in place for insuring structural integrity.

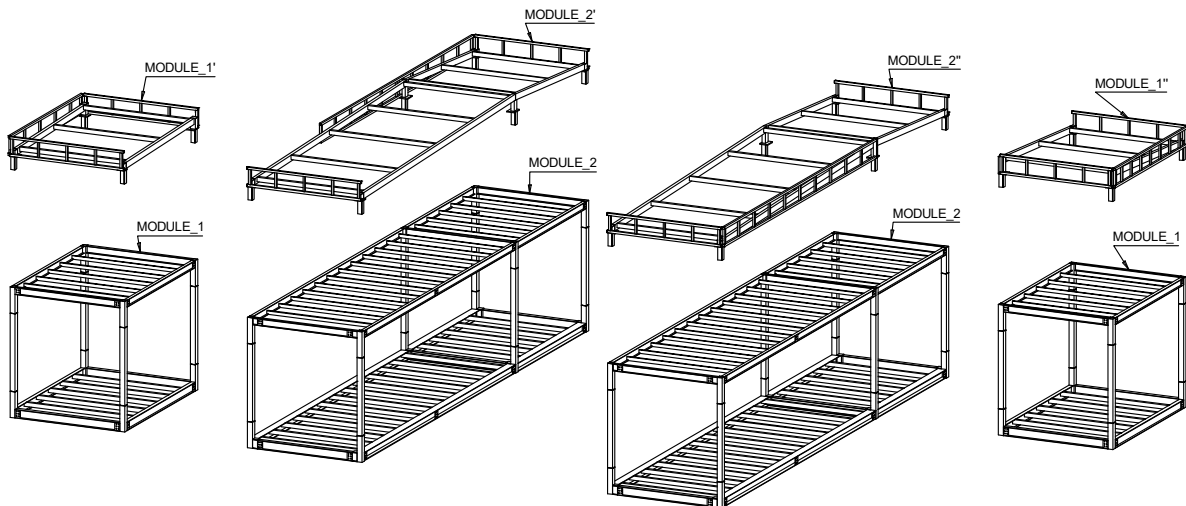


Fig. 4. One story housing unit consisting of 8 separate modules – disassembled

Using the developed concept results in minimal on-site works that consist of:

- installation of modules using a crane
- securing the locking systems
- minimal finishing works on the seams of the housing unit
- connecting preinstalled plug and play adapters for electricity, water supply and sewage

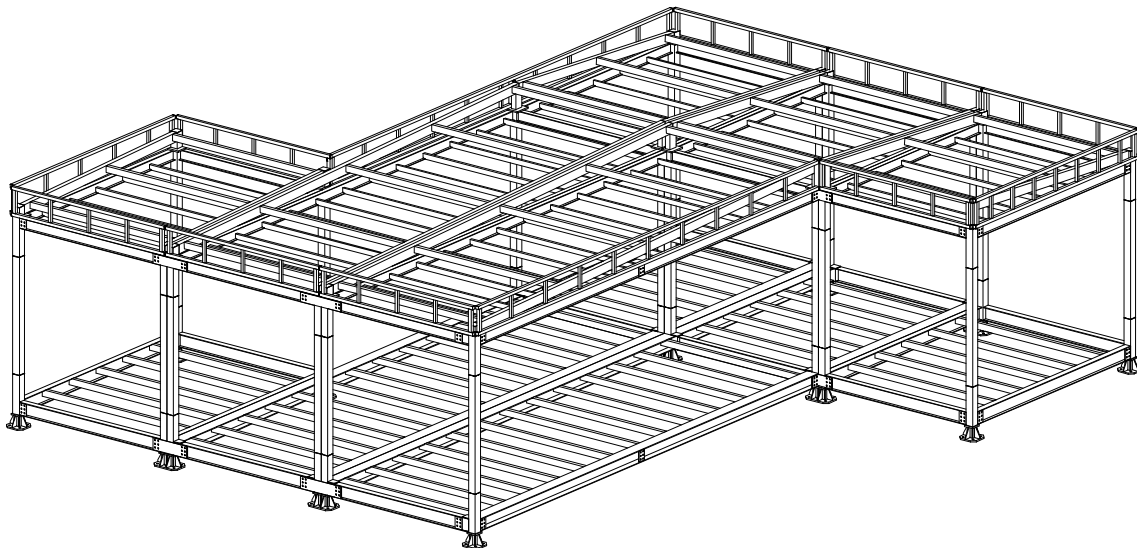


Fig. 5. One story housing unit consisting of 8 separate modules - assembled

Analysis of the steel frame follow the same standard procedures that are used for the analysis of traditional steel frame. The same rules apply. The modules must comply with the design codes during 3 additional phases relative to traditional steel frames:

- Standalone module phase (during storage before installation)
- Transportation phase
- Installation phase

After installation the behavior of the structure depends on the locking systems. If the locking systems of the concept are true to the mathematical model nodes used in the analysis of the structure, the behavior of the prefabricated modular structure does not differ from the behavior of a structure that is traditionally built.

With the steel frame concept defined and in place the possibilities for design and variations are endless. The concept provides options for multistory buildings with minor adjustments to the steel frame and production process. The structural system is independent of the wall system which in turn means that different configurations of walls can be used to provide the finishing of the modules.

The concept can be adjusted to different types of foundations depending of the geotechnical characteristics of the terrain. Precast concrete foundations are also a viable option and they extend the prefabrication process.

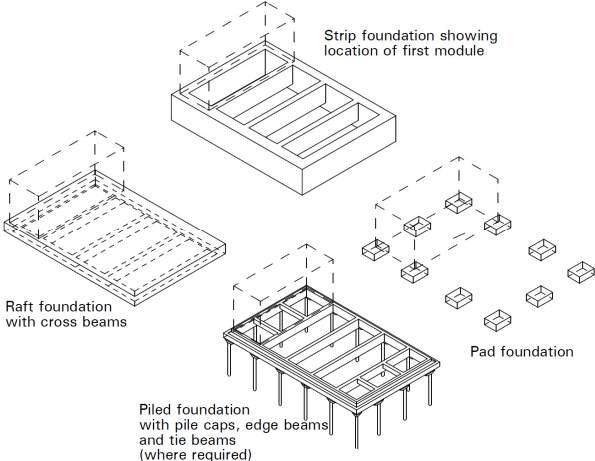


Fig. 6. Foundation variations

3.2. Architectural Design

The architectural design process is in general dependent to the needs of the investor, never the less having typical options for mass production of houses with predefined wall systems, plumbing solutions, heating and ventilation is paramount to having a base product for offering. All other aspects of the architectural design being open for discussion at later stages.

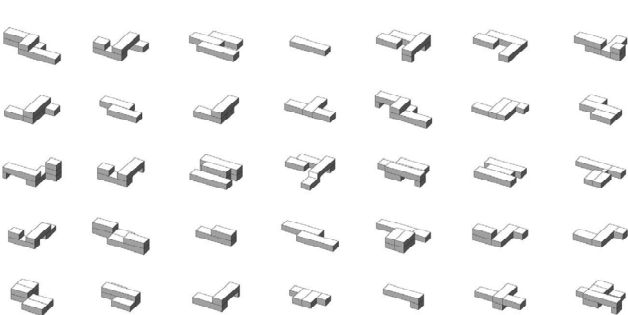


Fig. 7. Layout variations

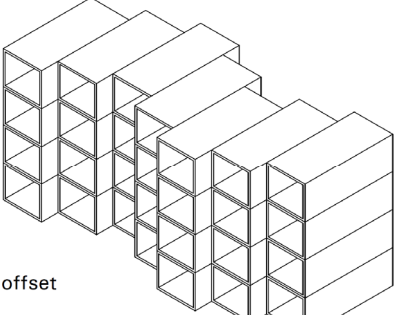


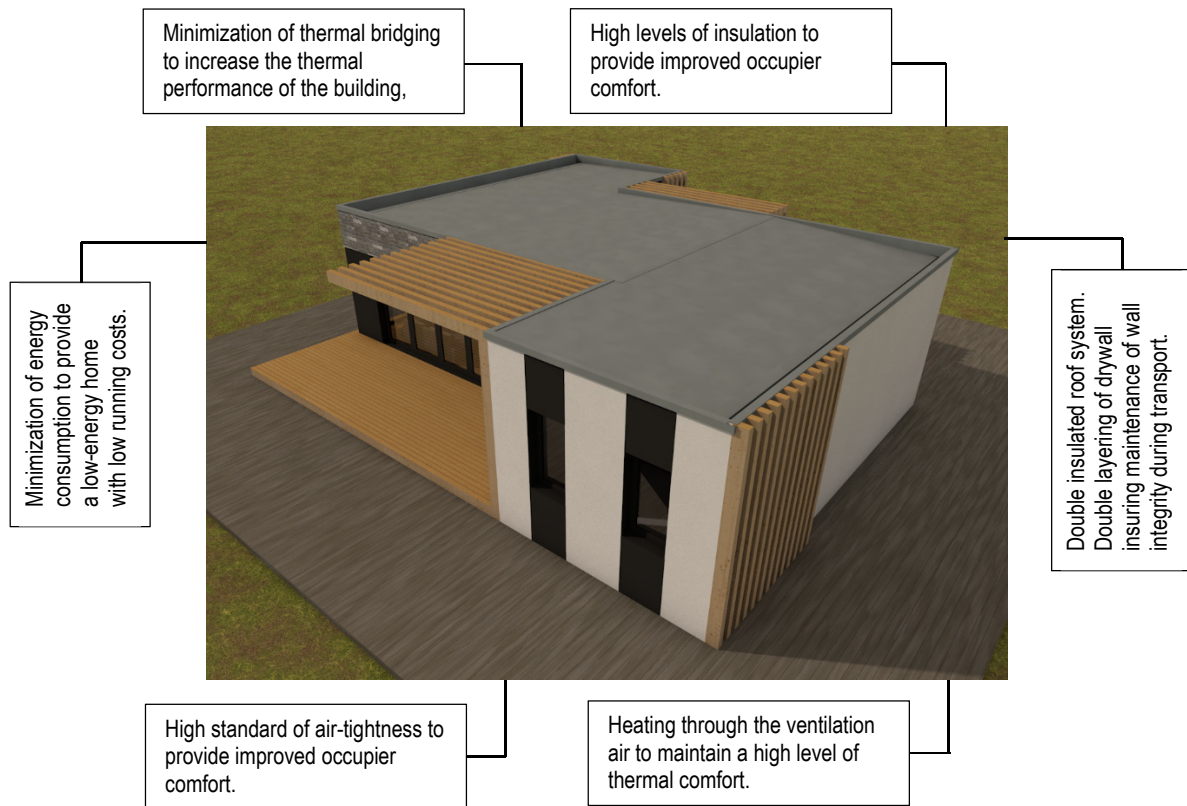
Fig. 8. Multistory variation

Having the option to choose and be involved in the design is the right of the customer and this is where the structure of society mixes with the construction industry. Cost will vary from customer to customer and so will the design process, but this doesn't have come with sacrificing the quality of the main structure.

3.3. Energy efficiency

Another important aspect of the developing prefabricated modular construction concept is energy efficiency. Building green is the future of the construction industry no matter if the subject is prefabricated modular construction or traditional construction.

Development of the wall systems is a never ending task, lowering energy consumption of the building. Energy efficient strategies are incorporated into the design to provide a comfortable yet efficient environment. The design aims were to provide the following futures which will indirectly promote energy efficiency:



Multi-unit modular construction is inherently insulating to sounds. Module mate-lines typically occur in between walls and floors. Because each module has its own framing, there can be no direct sound transfer through the steel frame into adjacent surfaces.

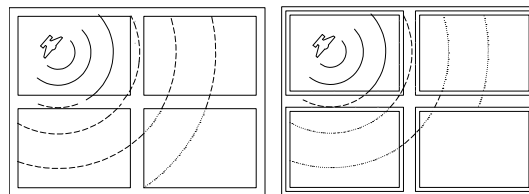


Fig. 9. Propagation of sound in traditional and modular construction

3.4. Installation procedures

The installation process of the prefabricated modules is designed to be as efficient and fast as possible. A detailed erection plan is prepared for the erection of the structure in the most efficient way allowed by the complexity of the location and structure.

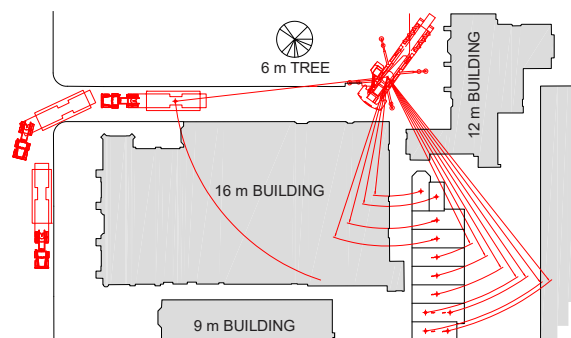


Fig. 10. Erection of modules in a complex location

Lifting and maneuvering forces cause dramatically different internal stresses from those that exist during normal usage conditions. The chosen method of lifting and maneuvering of the modules ensures that the module will not be subjected to internal stresses that can cause damage to the steel frame or any of the other finished elements of the module. This is done by lifting from a pair of cross beams, directly on the vertical supporting points of the module.

4. THE PROTOTYPE

Prototype MH_V1 – one story housing unit

- 2 bedrooms; 2 bathrooms; Kitchen and dining area
- 96 square meter area

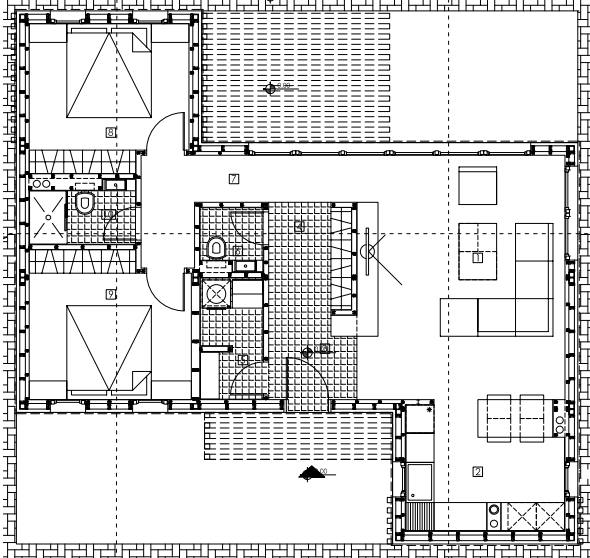


Fig. 11. Layout

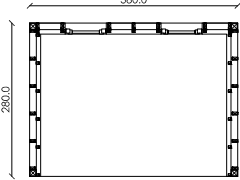


Fig. 12. Division of housing unit into prefabricated modules – M_1

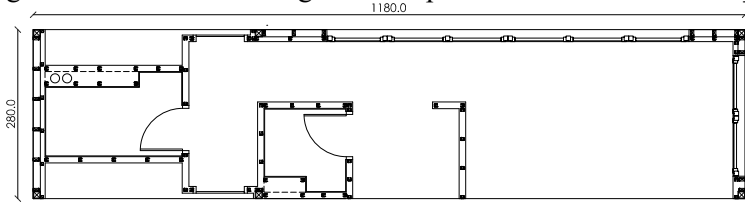


Fig. 13. Division of housing unit into prefabricated modules – M_2

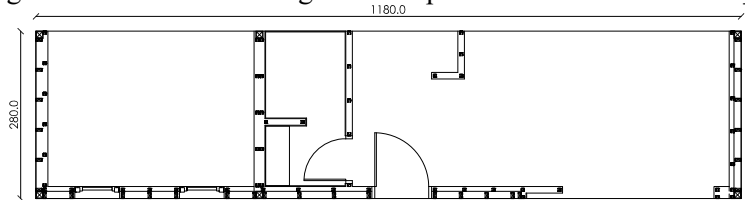


Fig. 14. Division of housing unit into prefabricated modules – M_3

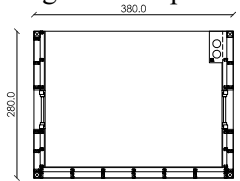


Fig. 15. Division of housing unit into prefabricated modules – M_4

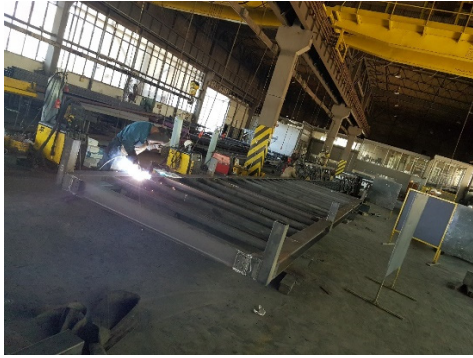


Fig. 16. Sub-assemblies fabrication

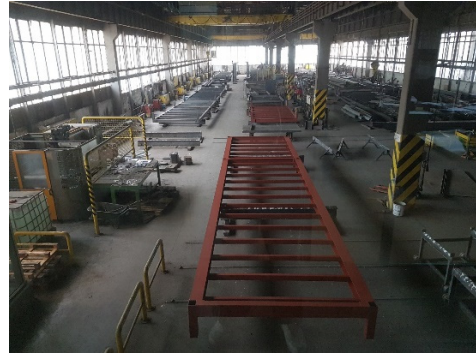


Fig. 17. Sub-assemblies fabrication



Fig. 18. Layering of build-up panel

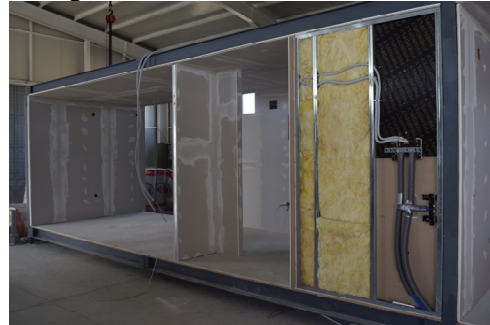


Fig. 19. Plumbing and electrical



Fig. 20. Preparation for loading for transport



Fig. 21. Preparation for loading for transport



Fig. 22. Loading of finished modules



Fig. 23. On-site assembly



Fig. 24. Leveling and roof installation



Fig. 25. Finalizing on-site works

5. THE FUTURE

Prototyping teaches many things and further improves the design and planning process. New questions regarding the production processes, site installation, transport and quality control are asked and answered during this stage. Adjustments to all concerned areas are made going forward.

The most beneficial data point not included in all the gathered data during prototyping is the point of realization that the prefabricated modular construction concept is executable not only on paper, but also in reality, with a realistic chance to deliver on all the research promises and even surpass them by a large margin.

Further development is in motion including but not limited to:

- Design of all technical aspects of manufacturing using examples from the automotive and other automated industries
- Design of a production factory that will house all the phases under one roof
- Development of panelized wall elements to increase speed of production, while increasing energy efficiency with a near zero final target
- Development of locking systems to accommodate for multistory buildings (6 story and more)
- Constant market research for product placement
- International certification of materials used and final product
- Development of base products

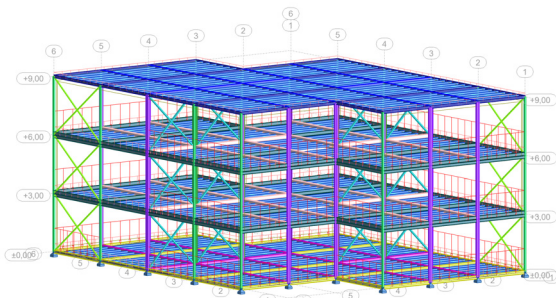


Fig. 26. Mathematical model

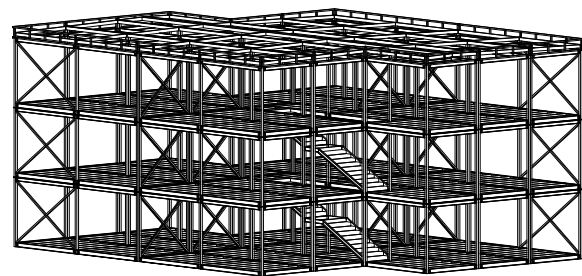


Fig. 27. 3D workshop model

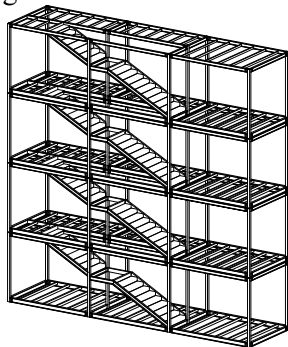


Fig. 28. Prefabricated vertical communication

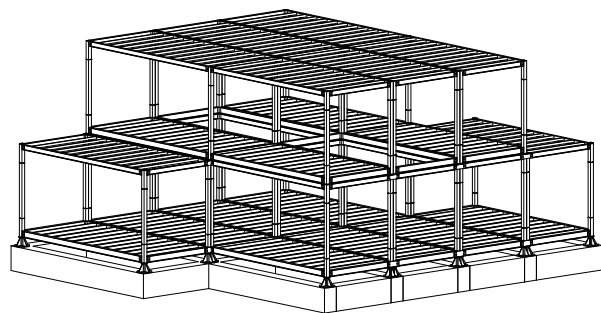
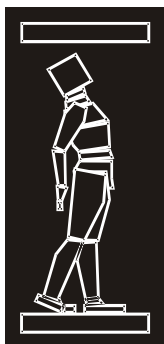


Fig. 29. Two-story open deck concept

REFERENCES

- [1] Цветановски Петар (2011), "Челични конструкции во високоградба" (печатени предавања), Градежен Факултет - Скопје
- [2] Филиповски Атанас (2004), "Основи на челични конструкции", второ издание, Напредок, Р. Македонија
- [3] Eurocode EN 1993: Design of steel structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Душан КОВАЧЕВИЌ¹, Владимир ЖИВАЉЕВИЌ²

СПЕЦИЈАЛНИ КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО МОДЕЛИРАЊЕ НА СТРУКТУРНИТЕ ПРИСТАПИ И ПОВРЗУВАЊА

РЕЗИМЕ

Постојат многу видови на специјални конечни елементи (КЕ) со различни етикети, но често се користат: некаков вид на т.н. "врска" КЕ, "нелинеарни пролет" КЕ и "јаз" КЕ. Терминот "специјални" означува КЕ со посебни карактеристики (нематеријалност, податоци за вкочанетост и перформанси под оптоварување и различни услови). Примената на овие КЕ е особено важна во моделирањето на граничните и преодните услови. За правилно разбирање на главните нумерички аспекти на примената на посебните КЕ тука се дадени само некои основни теоретски размислувања на ова поле на МКЕ. Практична употреба на специјални врски КЕ ќе бидат презентирани на пример за МКЕ моделирање на една лабораториска рамка за тестирање на структурни елементи со тест оптоварување во експериментални истражувачки активности.

Клучни зборови: специјални конечни елементи, МКЕ моделирање, пристапи, тестна рамка

Dušan KOVAČEVIĆ¹, Vladimir ŽIVALJEVIĆ²

SPECIAL FINITE ELEMENTS IN MODELING OF STRUCTURAL JOINTS AND CONNECTIONS

SUMMARY

There are many types of special FE with different labels, but often are in use: some kind of so-called "link" FEs, "nonlinear spring" FEs and "gap" FEs. The term "special" indicates FEs with particular characteristics (immateriality, stiffness data and performance under load and various conditions). Application of these FEs is especially important in the modelling of boundary and interface conditions. For proper understanding of main numerical aspects of application of special FEs here are given only some basic theoretical considerations of this field of FEM. Practical use of special link FEs will be presented on example of FEM modelling of one laboratory frame for testing of structural elements by test load in experimental research activities.

Keywords: Special finite elements, FEM modeling, connections, test frame

¹Prof. Ph.D. Civ. Eng., dusan@uns.ac.rs

²Master in Civil Engineering University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy, Novi Sad, Serbia, zivaljevic.vladimir@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Finite Element Method (FEM) developed in a certain "technology" for the structural modeling, mostly because of intensive development of FEM based CASA (Computer Aided Structural Analysis) software. Use of CASA software for modeling of structural behavior strongly depends of possible selection of type of analysis and available type of FEs. Aside from "standard" 1D, 2D and 3D FEs used for everyday design and research activities, a "special" FEs for modelling of particular phenomena can be recognized. Their specific role in modelling and performances are of a great value for modelling of boundary and interface conditions: various types of indirect connections between FEs or between FEs and structural supports, various types of shear, sliding or frictional conditions between FEs and changing of behavior of connection between FEs because of change of structural conditions, etc.

2. THEORETICAL BACKGROUND

Special FEs are used for modeling of following phenomena:

- "boundary conditions" (related to supports) and
- "interface conditions" (related to connections between FE joints).

So-called "removal" and "restraint" methods are used in numerical treatment of these conditions. Discussions here will be focused on "restraint" methods because of their universality. For definition of boundary conditions a term "single-joint restraint" is used, while for interface conditions a term "multi-joint restraint" is used [1].

Usual example for a "multi-joint restraint" is model of indirect connection between 1D beam FE and 2D plate FE, Figure 1.

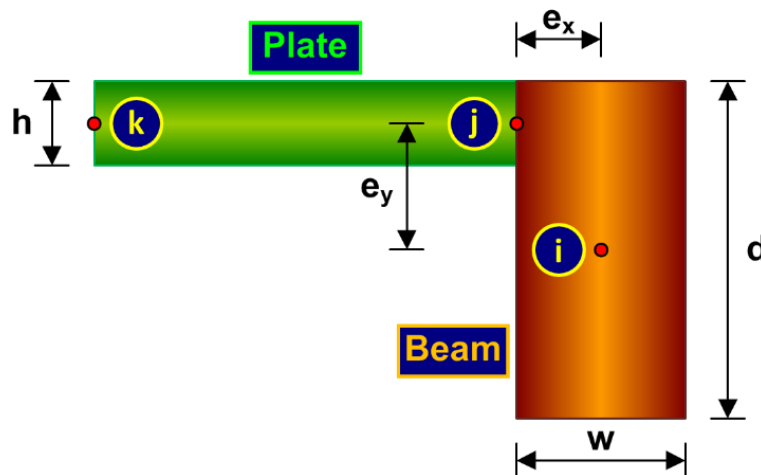


Fig. 1: Model of beam and plate FEs connection

Beam and plate FEs have no common nodes and their axes/edges do not coincide in this model with "offsets" e_x and e_y between local FEs axes. Numerically, it is necessary to equalize degrees of freedom (DOF) i.e. displacements of beam and plate FEs in corresponding joints.

There are various methods for numerical coupling two or more DOFs by use of matrix operators in "multi-joint restraints" cases, but following are usual:

- "master-slave elimination"
- "penalty function augmentation"
- "Lagrange multiplier adjunction"

Regardless of choice of particular method, numerical procedure always comprehends modification of stiffness matrix of FEs system and consequent computation with this modified matrix [2-3].

"Master-slave elimination" method implies that in each structural system the DOFs are separated into master and slave freedoms. Then, a new set of degrees of freedom u^* is established by removing all slave freedoms from u . This new vector u^* contains master freedoms as well as those that do not appear in the "multi-joint restraints". Subsequently, a matrix transformation equation that relates u to u^* is generated. This equation is used to apply a congruent transformation to the master stiffness equations. As a result, the modified system does not contain the slave freedoms. In Figure 2 an example of "master-slave elimination" is shown. In this structural system, if joint 2 is picked as a master and joint 4 as a slave joint, displacement u_4 will not appear in a new vector u^* .

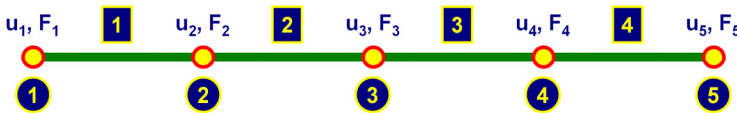


Fig. 2: "Master-slave elimination" example

"Penalty function augmentation" concept suggests the presence of a fictitious elastic structural element called "penalty element" that couples displacements that are needed to be equalized. This element is parameterized by a numerical weight. The exact restraint is recovered if the weight goes to infinity. An example of "penalty function augmentation" is given in Figure 3.

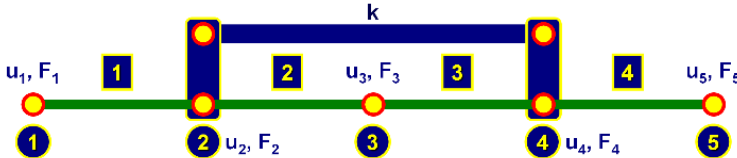


Fig. 3: "Penalty function augmentation" example

"Lagrange multiplier adjunction" approach requires an additional unknown that is adjoined to the loading vector F in master stiffness equations. Physically, this set of unknowns represent restraint forces that equalize displacements. Disadvantage of this method, which makes it complicated for application, is a difficulty of choosing a proper value of restraint forces. Figure 4 depicts an example of "Lagrange multiplier adjunction".

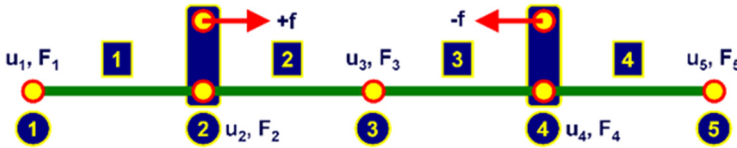


Fig. 4: "Lagrange multiplier adjunction" example

Regardless of the method for achievement of proper numerical realization of "multi-joint restraint" i.e. "interfaces conditions" modeling, special FEs could be categorized in following groups:

- "link" special FEs,
- "nonlinear spring" special FE and
- "gap" special FE [1].

Mentioned special FEs are two nodes 1D FEs with all six DOF in each node. Field of use special FEs with necessary explanations will be given in following sections.

3. FIELD OF APPLICATION OF SPECIAL FINITE ELEMENTS

It is well known that FEs can be connected directly (in common nodes) and indirectly. Indirect connections can be a consequence of "offset" i.e. distance between axes, edges or nodes of FEs in model, Figure 5.

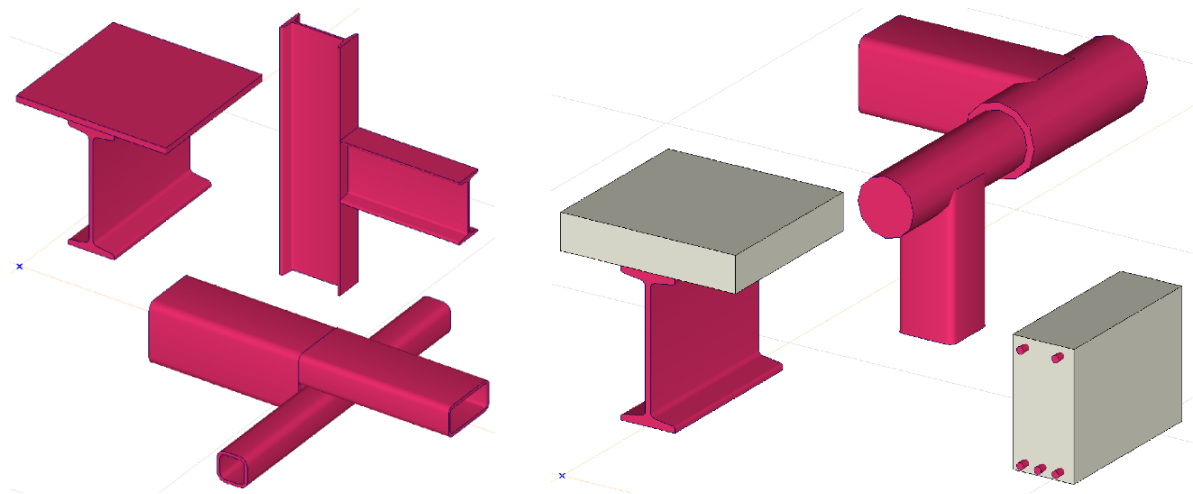


Fig. 5: Examples of indirect connections and shear and hinged connections in models

4. PRACTICAL USE OF SPECIAL FINITE ELEMENTS IN DESIGN OF THE LABORATORY TEST FRAME

Advantages of the use of special link FEs will be shown through the numerical example of FEM model of a multipurpose laboratory test frame for test by load of structural elements such as beams, columns, walls and plates. This FEM model is made in AxisVM® 13.1e FEM software which is in use in educational, research and professional activities in Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences in Novi Sad.

Special link FEs are 1D elements and they connect system axes of structural elements. Parameters that are necessary to define for the analysis are stiffness components for three translational and three rotational degrees of freedom. [3]

Connections and joints between structural elements of test frame were modelled using 2D FEs according to the exact geometry of connections. To make this possible, firstly, the structural analysis of the model with 1D FEs was conducted in order to calculate internal forces in the test frame. Afterwards, joint calculation was applied, hence, the geometry of connections was defined. Shell FEM model was then introduced because it simulates the behaviour of real system much better in comparison to model based on 1D beam FEs. In Figure 6 the connection with surface FEs is shown.

These connections are modelled considering the assumptions that their behavior could be treated as perfectly rigid. In that sense, stiffness parameters of link FEs are defined as 1010kN/m for translational and 1010kNm/rad for rotational DOFs.

Behavior of connections between structural elements of test frame and elements that are being tested is far from rigid. In Figure 7 the definition of link FE parameters that connects structural elements of the frame and elements that are being tested (in this case, concrete beam) is shown. It is notable that the value of 1010kN/m is assigned only to global Z DOF, since the beam is supported by the test frame in that direction, while low values of stiffness parameters are assigned to the other DOFs, which represent the friction that occurs in modelled connection [4].

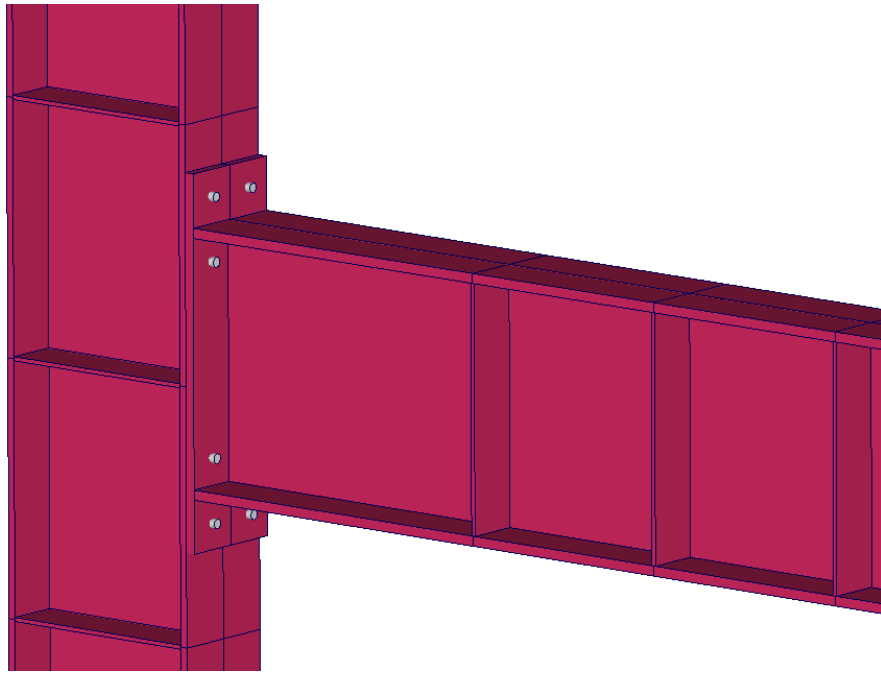


Fig. 6: Indirect connection in FEM model of laboratory test frame

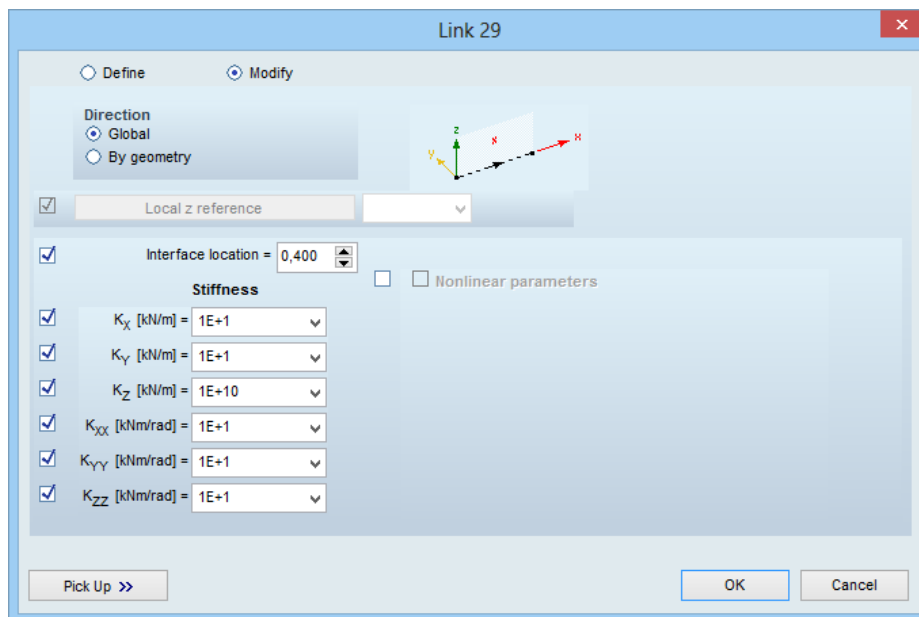


Fig. 7: Parameters of the link FEs for modelling of connections between the test frame and concrete beam

Connection between the test frame and the tested plate element is modelled with link FE to whom nonlinear parameters are assigned, which allow link FEs to be active only in compression. As a consequence, after certain number of increments, nonlinear analysis had proved that when slab rests freely and is loaded with transverse load, slab is allowed to lift up in its corner zones, which is a common phenomenon. In Figure 8 the definition of link FE parameters that connects structural elements of the frame and tested slab is given, while the phenomenon of the corner lift up is shown in Figure 9 [5].

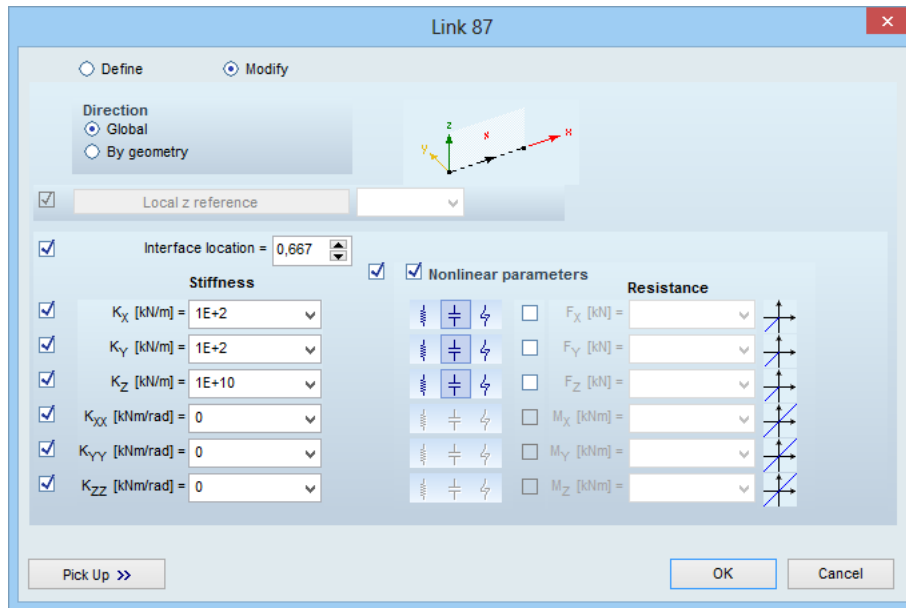


Fig. 8: Parameters of the link FEs for modelling of connections between the test frame and concrete plate

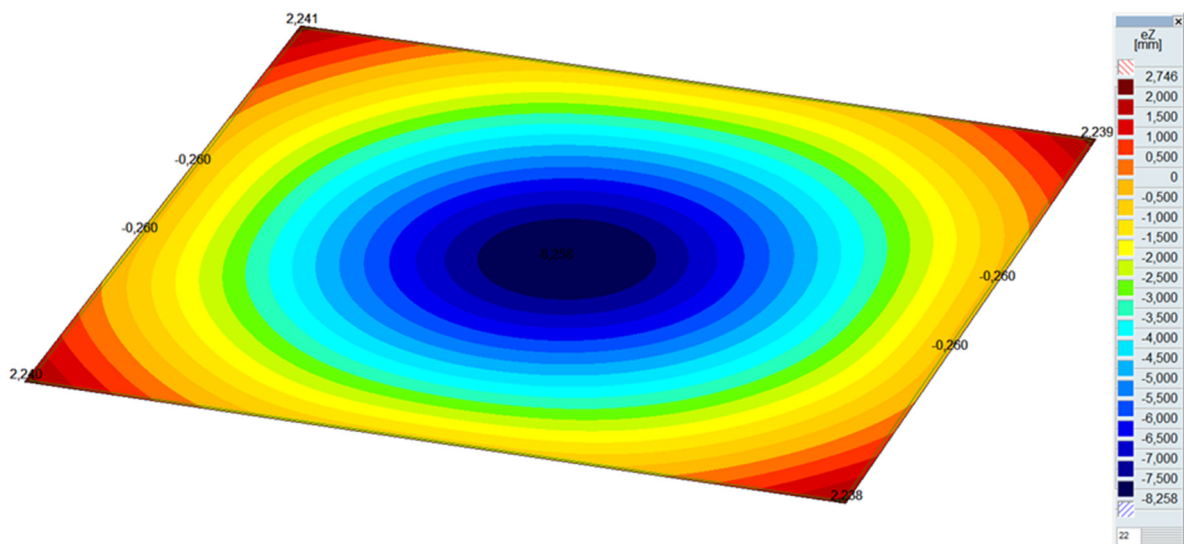


Fig. 9: Lift-up phenomena of corner zones of tested plate element

When testing structural elements such as slabs and wall panels, it is necessary to add additional elements to the test frame that are used for supporting the aforementioned tested structural elements. These elements are situated one on another, so that their system axes are parallel. Therefore, a lower deformability of supports for tested structural elements is achieved.

To ensure that these two cross-sections, one set to another, work as a single-section, it is necessary to couple them and prevent the slip in the contact zone. For this purpose, special models with line FEs were made, in which instead of two beams connected with link FEs, a beam with complex cross-section was formed, Figure 10. These models were used to determine the transverse force in the element, shear stress, as well as the number of connectors, which later provided a necessary information for FEM model with surface FEs, Figure 11 [6].

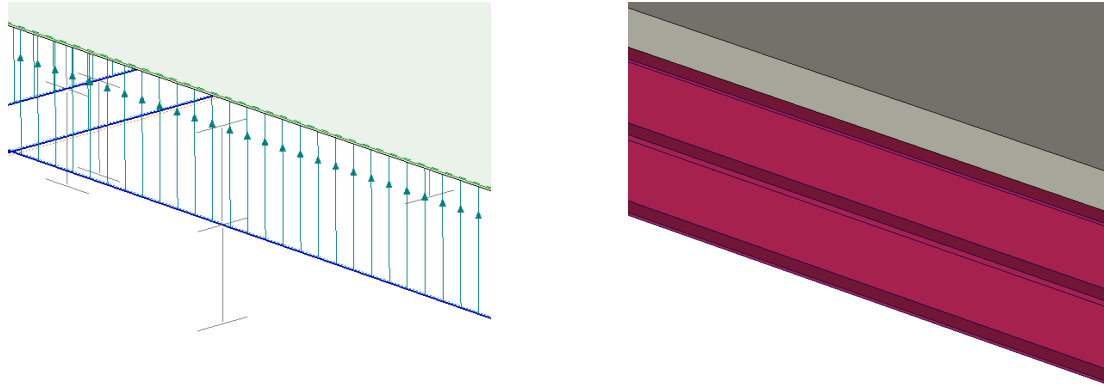


Fig. 10: Unique cross-section of the steel beam on which a concrete plate is rested - 1D FEs

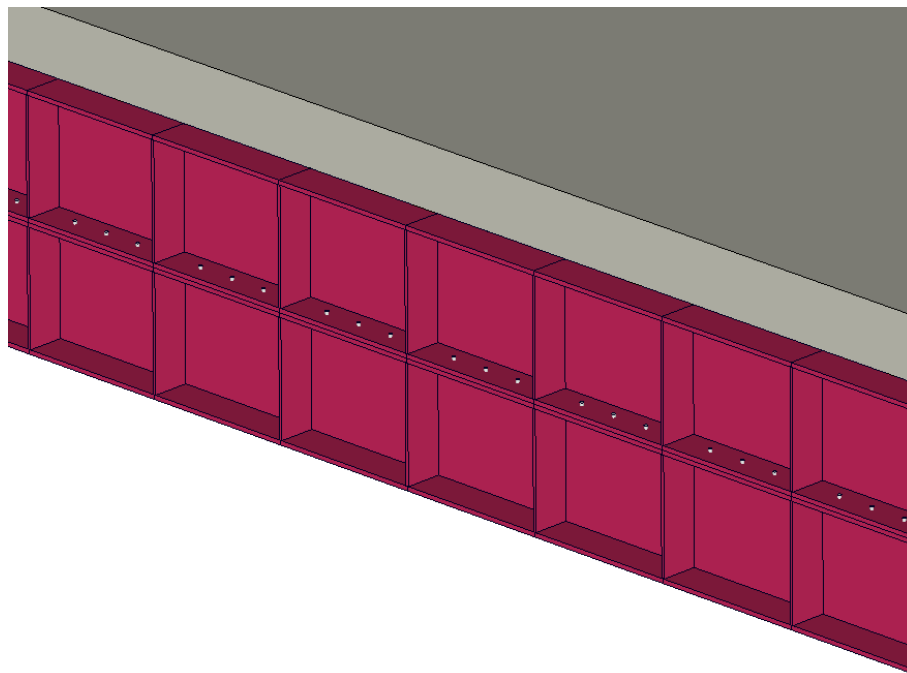


Fig. 11: Coupling of two steel beams into unique cross-section – 2D FEs

5. CONCLUSIONS

Structural elements are often connected in a way that their system axes do not intersect within the physical boundaries of the elements. Therefore, internal forces due to eccentricity must be taken into account. The use of special link FEs for this purpose is a reasonable choice because it offers a wide range of parameters to be defined, which simulate the behavior of connections as much real as possible. Moreover, their straightforward application and engineer-like approach make them a convenient choice for everyday design and research practice.

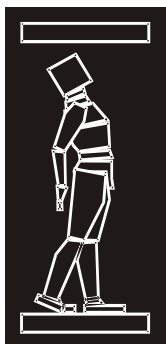
According to all previous, education and, especially, testing of the knowledge in the primary profession should be adapted, first of all, to need of complete understanding of the essence of structures. Gaining of the "encyclopedia like" knowledge by studying of "only many facts" possibly provide wide education and contributes to the technical culture, but it takes away attention and energy and ruins enthusiasm of students. Such knowledge is insufficiently used and are not necessary if in the analysis the CASA software is applied in competent manner. All this reasons cause introduction of AxisVM software in program of subject "FEM Modeling in Structural Analysis" on Faculty of Technical Sciences, Department for Civil Engineering and Geodesy in Novi Sad.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented paper has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

- [1] Kovačević et al. (2011), "Special finite elements: Theoretical background and application", Technical Gazette 18, 4, ISSN 1330-3651, 649-655.
- [2] Kovačević 2006, "FEM modelling in structural analysis (in Serbian)", Građevinska knjiga, Belgrade.
- [3] Kovačević (2007), "Some aspects of FEM modelling of nonlinear behaviour of civil engineering structures (in Serbian)", Invited lecture, Mathematical Institute of SASA, Belgrade
- [4] Živaljević and Kovačević (2015), "Testframe – Laboratory frame for load test of structural elements", iNDiS, Novi Sad
- [5] Živaljević and Kovačević (2016), "FEM modelling of the test frame for test by load of structural elements", Symposium 2016 of the association of structural engineers of Serbia, Zlatibor
- [6] Živaljević (2015), "TestFrame - Laboratory Frame for Test by Load Of Structural Elements", Master degree thesis, Department for Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad
- [7] AxisVM[®] 13 (2015), User's manual, InterCAD, Budapest



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Душко ЛУЧИЌ¹, Радан ДУРКОВИЌ², Младен МУХАДИНОВИЌ³

ОСНОВЕН ПРОЕКТ ЗА ЖИЧАРА ЧУЧУЦИ – БРАЈИЧИ, ГРАДЕЖЕН И МАШИНСКИ ДЕЛ

РЕЗИМЕ

Овој труд го опишува основниот проект за градежен и машински дел за жичара Чучуци – Брајичи. За изведбата на овој објект користен е веќе изработен проект од производителот на жичарата, Австриската компанија “Doppelmayr”, каде истиот е преведен, верификуван и адаптиран во согласност со Црногорските технички стандарди и регулативи. Жичарата е лоцирана во близина на градот Будва, со хоризонтална должина од 1948.50m, вертикално искачување од 727.00m, со среден наклон од 37.31% и попречно растојание на каблите од 6.1m . Жичарата е опремена со 44 кабини за по 8 луѓе, а капацитетот на жичарата е 1575 лица на саат, кои се движат со брзина од 6.0 m/s. Инвеститор на проектот е Cable car Montenegro ltd, Будва. Основниот проект е завршен во мај 2015 година и сеуште се чека на завршување на изведбата.

Клучни зборови: градежен и машински проект, жичара, превозник, долна и горна станица

Duško LUČIĆ¹, Radan DURKOVIĆ², Mladen MUHADINOVIĆ³

MAIN STRUCTURAL AND MECHANICAL DESIGN OF THE ROPEWAY ČUČUCI - BRAJIĆI

SUMMARY

This paper describes main structural and mechanical design for ropeway Čučuci – Brajići. For the development of this project it is used original documentation of ropeway manufacturer, Austrian company “Doppelmayr”, which is translated, verified and adapted to Montenegrin laws and applicable technical regulations and standards. Ropeway is located near city Budva with horizontal length of 1948.50 m and vertical rise of 727.00 m, with average grade of 37.31% and rope gauge of 6.10 m. Ropeway is supplied with 44 carriers for 8 persons and ropeway capacity is 1575 persons per hour for main drive with rope speed of 6.0 m/s. The project investor is Cable car Montenegro ltd, Budva. The main design was done in May 2015 and project still pending realization.

Key words: structural and mechanical design, ropeway, haul rope, carrier, bottom and top station

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, duško.lucic.666@gmail.com

² Prof. PhD, Faculty of Mechanical Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, radan@ac.me

³ Teaching assistant, MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, mladen.m@ac.me

1. LOCATION



Fig. 1. Location - top and bottom station

The figure shows location of the top and bottom station. Bottom station is located in place Čučuci (Bečići, Budva). At the bottom station entrance level is 78.0 m above sea level. Top station is located in place Brajići (located on the road M2.3 between Cetinje and Budva). Exit level on the top station is 805.0 m above sea level. On the next picture profile of the ropeway can be seen.



Fig. 2. Ropeway profile

2. GENERAL DATA FOR ROPEWAY

2.1 Main data

Installation type:	8-MGD
Direction of rotation:	Clockwise
Uphill transportation side:	Left
Uphill capacity:	100 %
Downhill capacity:	100 %
Parking location:	Bottom, Top
Drive location:	Top
Tension location:	Bottom
Tensioning type:	Hydraulic tensioning
Tensioning force:	460.00 kN
Basic tension force:	230.00 kN
Regulation:	CEN [MGD] (2005-01-01) <modified>
Haul rope:	50 mm 6x36 WS (252) 2060 Teufelberger
Carriers:	8 Omega IV-LWI/SI CWA DT108
Number of carriers:	44 (on line: 38.4; in stations: 5.7)
Spacing:	109.71 m

2.2 Geometrical data

Horizontal length:	1948.50 m
Vertical rise:	727.00 m
Average grade:	37.31 %
Inclined length:	2104.32 m
Transportation length:	2147.31 m
Spliced rope length:	4281.40 m
Rope gauge:	6.10 m

2.3 Speed/Capacity

<i>Main drive:</i>	Rope speed:	6.00 m/s (backwards: -3.00 m/s)
	Capacity:	1575 persons/h
	Interval:	18.29 s
	Trip time:	6.71 min
<i>Evac drive:</i>	Rope speed:	1.00 m/s
	Capacity:	262 persons/h
	Interval:	109.71 s
	Trip time:	35.93 min

2.4 Carrier

Manufacturer:	CWA
Type:	8 Omega IV-LWI/SI
Dead weight:	699 kg
Pay load:	640 kg or 8 persons
Total weight:	1339 kg
Length (L):	1.84 m
Dist. CL rope to top of seat (HS):	4.33 m
Dist. CL rope to bottom of carrier (H0):	4.33 m
Dist. CL rope to bottom of carrier (Hmax):	4.38 m
Projection area, perpendicular:	4.30 m ² (Cf: 1.00)
Side swing 0.00 rad: Yi0 / Yo0:	1.23 / 0.87 m
Side swing 0.20 rad: Yi20 / Yo20:	1.86 / 1.71 m
Side swing 0.34 rad: Yi34 / Yo34:	2.37 / 2.25 m
Grip:	DT108
Grip pulling force:	26.0 kN

2.5 Haul rope data

Manufacturer:	Teufelberger
Rope construction:	6x36 WS (252)
Diameter:	50.0 mm
Dia. outer wire:	2.83 mm
Metallic area:	1013.00 mm ²
Rope weight:	9.02 kg/m
Tensile strength:	2060 N/mm ²
Calculated breaking strength:	2086 kN
Minimum breaking strength:	1795 kN
Elastic modulus:	100 kN/mm ²
Thermal expansion factor:	1.2e-05 1/K
Permanent elongation:	1.50 ‰
Stranding formula:	[LO-STRETCH]+6(1+6+7+7+7+14)
Wire surface:	galvanized
Spliced rope length:	4281.40 m
Order length:	4390 m (incl. Splice length: 60 m; Surcharge: 30 m; Reserve: 18 m)

2.6 Bottom station

Type:	8-MGD UNIG L Return movable
Entrance beam:	XR: 105.50 m ZR: 82.22 m
Gauge at entrance beam:	6.10 m
Rope angle at entrance beam:	0.00 °
Distance EB to load/unloading:	21.50 m
Rope length in station:	36.38 m
Distance EB to grip checking:	0.14 m
Min. distance EB to mid l. line sheave	
T; N; T/N:	5.20 m; 4.20 m; 5.20 m
Driving speed:	0.35 m/s
Deceleration anti-collision monitoring:	0.60 m/s ²
Station dwell time:	51.68 s (1021 Impulses)
Tire conveyor friction:	1.00 kN
Rope deflections per side:	5.00°vertical, 3 Sheaves (501)
Return bullwheel:	Ø = 6.10 m; I = 27900 kgm ²
Tmax:	250 kN (Lc: 11+)
Tmin:	210 kN (Lc: 8-)

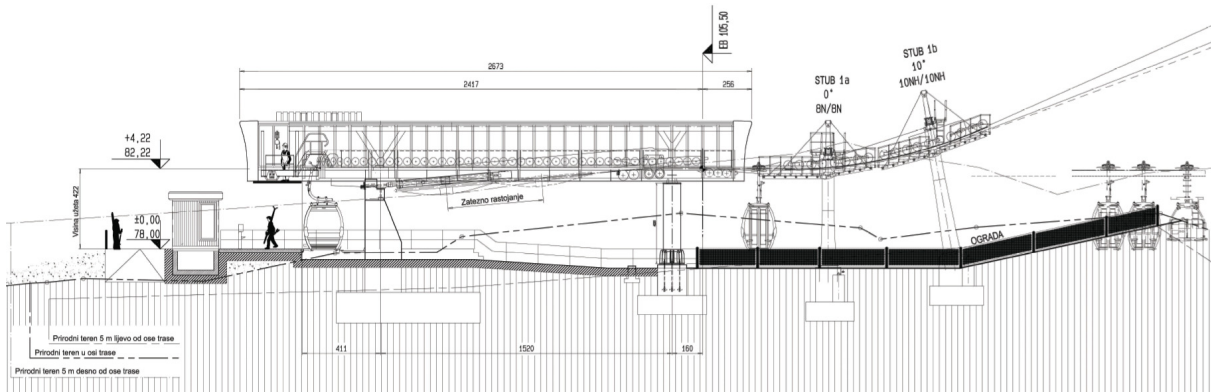


Fig. 3. Bottom station – longitudinal section

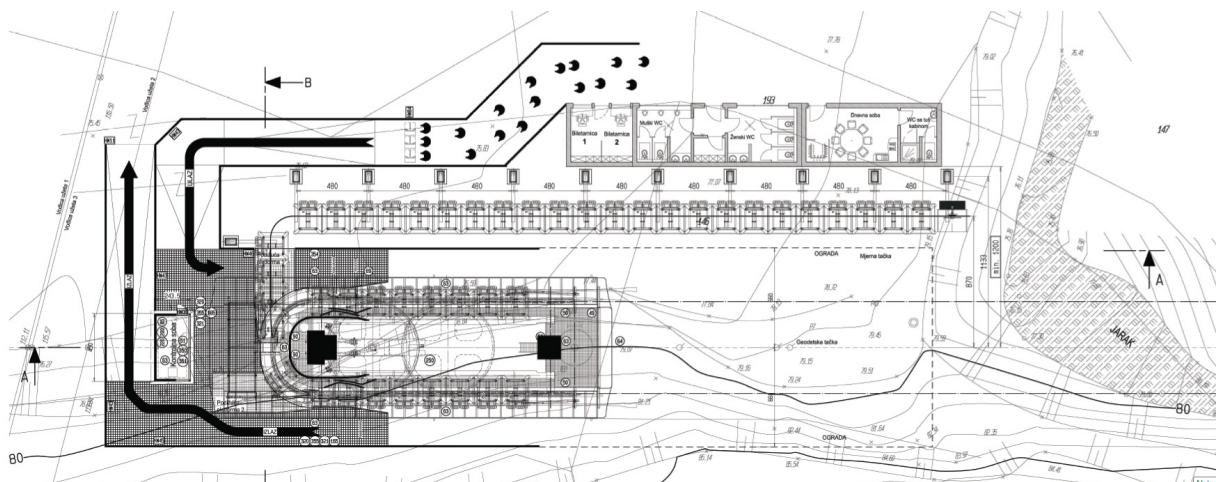


Fig. 4. Bottom station – ground plan

2.7 Top station

Type:	8-MGD UNIG L Drive fixed
Entrance beam:	XR: 2054.00 m ZR: 809.22 m
Gauge at entrance beam:	6.10 m
Rope angle at entrance beam:	0.00 °
Distance EB to load/unloading:	21.50 m
Rope length in station:	36.38 m
Distance EB to grip checking:	0.14 m
Min. distance EB to mid l. line sheave	
T; N; T/N:	5.20 m; 4.20 m; 5.20 m
Driving speed:	0.35 m/s
Deceleration anti-collision monitoring:	0.60 m/s ²
Station dwell time:	51.68 s (1021 Impulses)
Tire conveyor friction:	1.00 kN
Rope deflections per side:	5.00°vertical, 4 Sheaves (501)
Min. wrap angle:	180.00 °
Drive bullwheel:	Ø = 6.10 m; I = 28200 kgm ²
Tmax:	433 kN (Lc: 6+)
Tmin:	261 kN (Lc: 18-)

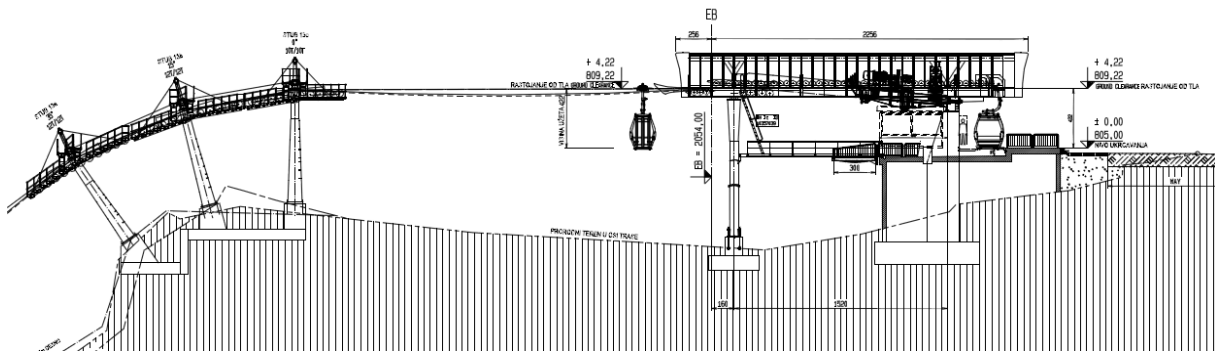


Fig. 5. Top station – longitudinal section

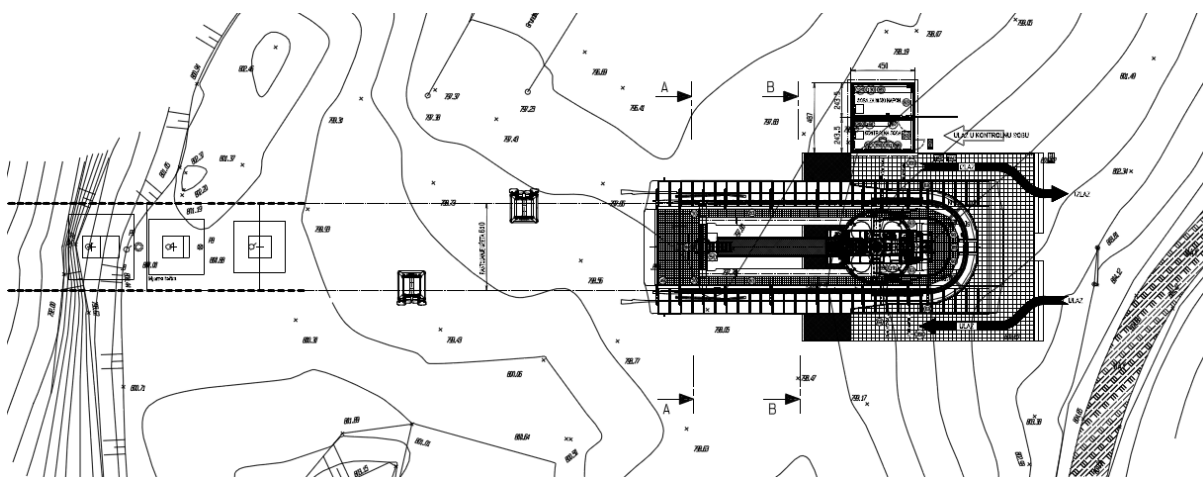


Fig. 6. Top station – ground plan

2.8 Gearbox

Manufacturer:	Doppelmayr-Lohmann
Type:	GPW 270
Nominal torque:	271.6 kNm
Max. torque:	380.2 kNm
Ratio:	78.24
Efficiency:	0.93
Inertia:	0.50 kgm ²
Req. input speed:	1470 rpm
Utilisation:	92 %
Req. torque continuous:	249.2 kNm (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Forward operation (6.0m/s); T0+; IO)
Req. torque maximum:	305.8 kNm (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Starting (0.15m/s ²); T0+; IO)

2.9 Electric motor

Manufacturer:	ABB
Type:	DMI315L-RSG
Rating:	591 kW
Speed:	1458 rpm
Inertia:	12.00 kgm ²
Req. power continuous:	527 kW (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Forward operation (6.0m/s); T0+; IO)
Req. power starting:	678 kW (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Starting (0.15m/s ²); T0+; IO)
Req. power braking:	-718 kW (Lc: 0% UH Load, 100% DH Load; Braking (0.85m/s ²); T0-; IO)

2.10 Service brake(s)

Inertia:	40.00 kgm ²
Max. braking torque:	3.07 kNm (2 x 4.10 kN @ 0.75 m)
Req. braking torque:	2.71 kNm (Lc: 0% UH Load, 100% DH Load; Braking (0.45m/s ²); T0)

2.11 Emergency brake(s)

Max. braking torque:	244.0 kNm (2 x 40.00 kN @ 6.10 m)
Req. braking torque:	212.2 kNm (Lc: 0% UH Load, 100% DH Load; Braking (0.45m/s ²); T0)

2.12 Evac drive

System:	via gear rim direct to the bullwheel
Diesel engine:	Cummins 6BTA5.9-P/177 (Pn=125kW @ 3000m; Pb=39.0kW)
Efficiency:	continuous, starting: 0.80 braking: 1.00
Req. power continuous:	110 kW (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Forward operation (1.0m/s); T0+; IO)
Req. power starting:	124 kW (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Starting (0.05m/s ²); T0+; IO)
Req. power braking:	-23 kW (Lc: 0% UH Load, 100% DH Load; Braking (0.05m/s ²); T0-; IO)
Req. M _{dmax} bullwheel:	283.1 kNm (Lc: 100% UH Load, 0% DH Load; Starting (0.05m/s ²); T0+; IO)

3. LINE EQUIPMENT

3.1 Towers

The towers are designed as a conical tubular steel construction with thickness from 6 to 8 mm, made from S355 steel. There are 17 towers in total. Some columns are made from only one tube, without tube splice, and some are made from few tubes with tube splices. Tube splices are designed with steel plates and high-strength bolts. Except the tower shaft, towers has some additional elements for hanging and lifting the rope like yoke (with rope catcher, rope catcher arms and platforms), sheave assembly and rope lifter. Towers are designed to carry line weight, than wind loads on the line and remaining structures, rope lifting loads, radial, tangential, longitudinal dynamic forces and seismic actions. Towers are founded on block foundations. The connection between tower and block foundation is designed with base plate and anchor bolts with prestressing force. Anchor bolts tensile strength is 780 N/mm² and prestressing force of 220 kN. Following figures shows typical tower construction and block foundation.

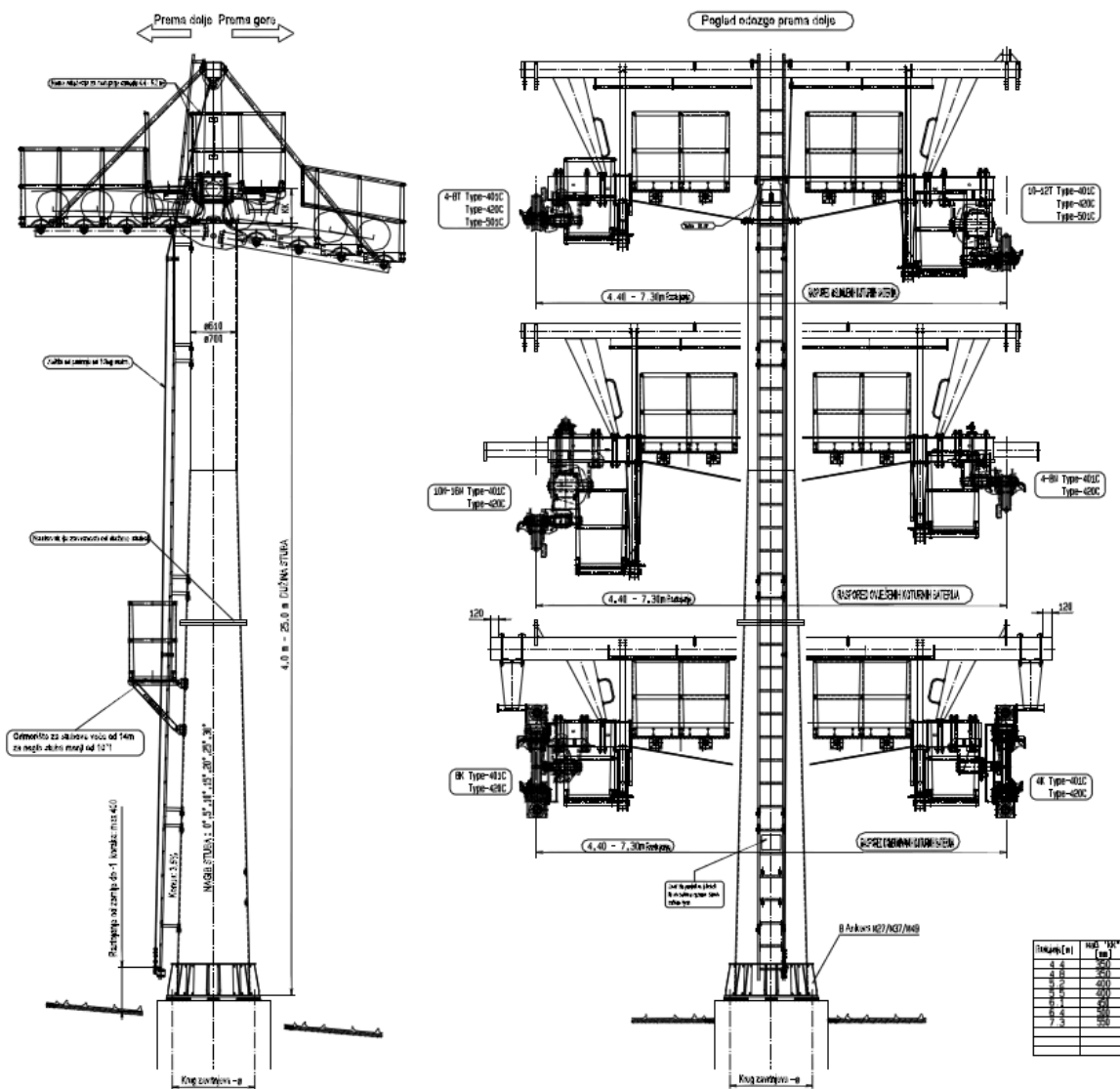


Fig. 7. Typical tubular tower Ø610/Ø700 with 8 anchor bolts

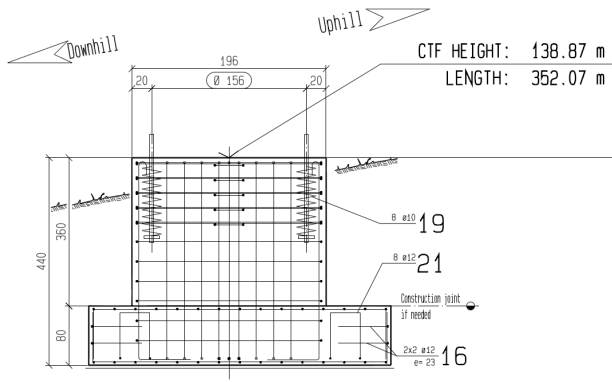


Fig. 8. Block foundation for Tower 3 – long. sect.

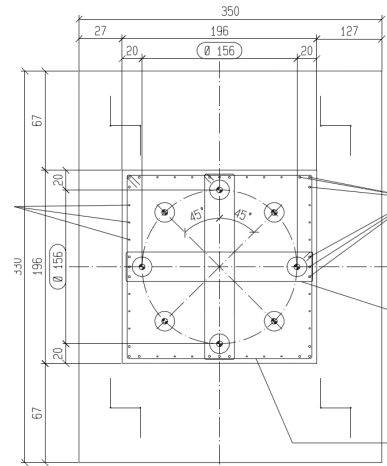
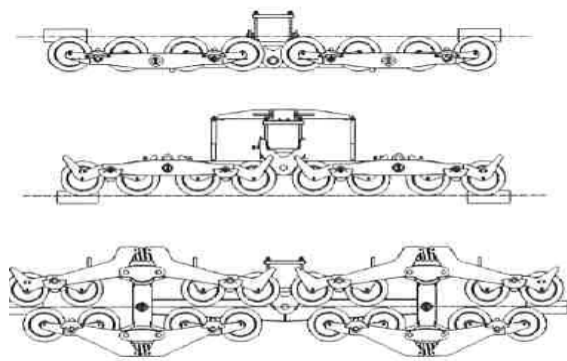


Fig. 9. Block foundation for Tower 3 – gr. plan

3.2 Sheave assemblys

Sheave assemblys type 420C and 501C are applied.



- Rope from the top
- Rope from the bottom
- Combined sheave assembly

Fig. 10. Applied sheave assemblys

3.3 Carrier

3.3.1 Detachable grip

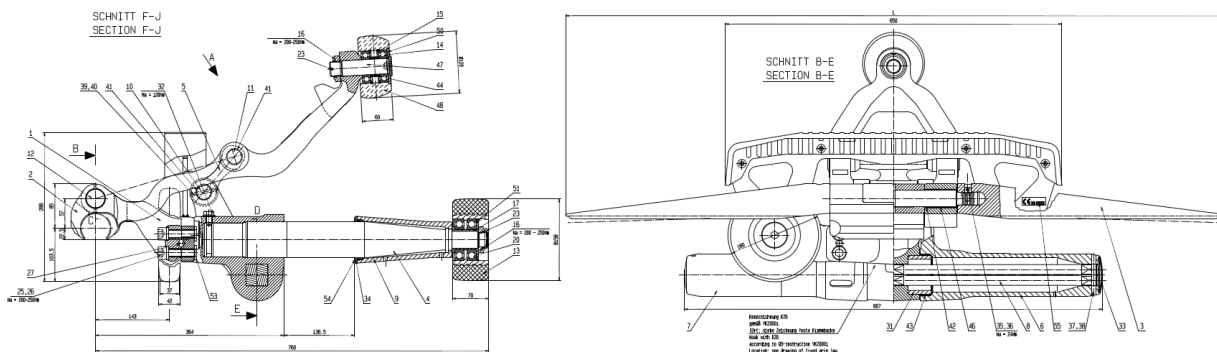


Fig. 11. Detachable grip DT108

3.3.2 CWA cabin



Fig. 12. CWA cabin

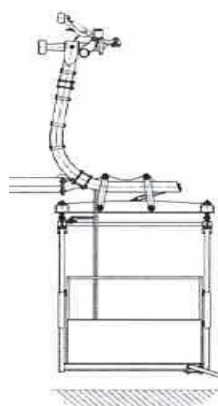
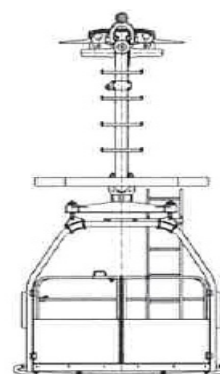


Fig. 13. Maintenance carrier



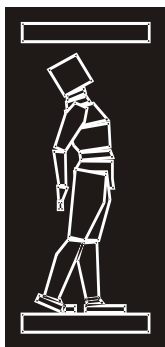
4. CALCULATIONS OF WORKS

At the end, brief overview of the works calculations is given on table below.

Position	Measuring unit	Quantity	Price (€)
Geodetic surveying	pieces	1	8 000.00
Earth works:			
1. Removal of topsoil	m ³	89.70	358.79
2. Excavation of foundations		1233.21	14 798.54
Concrete works:			
1. Concrete for foundations and towers of stations	m ³	664.24	132 848.0
2. Bearing concrete		41.38	5 793.20
Reinforced works:	kg	45375.29	54 450.35
Steel construction with all mechanical instalation:	pieces	1	5 000 000.00
		Total:	5 216 248.88

REFERENCES

- [1] Main structure and mechanical design of ropeway Čučuci Brajići, *Civil engineering institute ltd*, Podgorica, Montenegro, May 2015



ДГKM
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Влатко МАНЧЕВ¹, Ангела ГУЛЕВСКА², Елена ПОПОВСКА³, Емил КОЧОВСКИ⁴

РЕКОНСТРУКЦИЈА И АДАПТАЦИЈА НА ПОСТОЕЧКИ ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ

РЕЗИМЕ

Реконструкција и адаптација на постоечки индустриски објекти, доколку истите можат да се откупат, претставува економски оправдана опција за Инвеститорите. Проблемите во овие ситуации настануваат кога постоечкиот објект нецелосно ги задоволува потребите на Инвеститорот, искуството покажува дека овие дискусии вообичаено завршуваат со заклучок дека е потребно да се изгради нов објект “по мерка”, наместо да се прават сите “комплицирани” корекции на постоечки објект. Административните препреки, недостатоците на проекти за изведена состојба, фиктивното “трошење на време” за подготовка на документацијата за реконструкција и “невозможниот” процес на адаптација придонесуваат кон откажувањето на овој тип на проекти. Целиот процес е најчесто придвижуван од некомпетентност и незнаење, а не остава со голем број големи индустриски објекти оставени да скапуваат со времето. Изнесеното во овој труд ја елаборира реконструкцијата и адаптацијата на еден ваков “комплициран” проект.

Клучни зборови: реконструкција, адаптација, мостни кранови, изведена состојба

Vlatko MANCHEV¹, Angela GULEVSKA², Elena POPOVSKA³, Emil KOCOVSKI⁴

RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF EXISTING INDUSTRIAL HALL

SUMMARY

Reconstruction and adaptation of existing industrial buildings, provided one can be purchased, is a justified economical option for Investors. The problems occur when the building doesn't quite meet the demands of the Investors, and conversations on the subject are usually ended with the conclusion that building a new facility is the better option instead of making all the “complicated” adjustments to some existing building. The administrative obstacles, the missing as-built documentation, the fictional time consumption of design for reconstructions and the “impossible” adaptation processes all contribute to abandonment of this types of projects. The process is fueled by incompetence and ignorance, all the while industrial buildings are left to be consumed by time and turn to waste. This paper elaborates on the reconstruction and adaptation of one such “complicated” project.

Keywords: adaptation, reconstruction, bridge crane, as-built

¹ BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, vlatko.manchev@zikol.com.mk

² BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, angela.gulevska@zikol.com.mk

³ BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, elena.popovska@zikol.com.mk

⁴ Head of design department, BSc, DGT “ZIKOL”, Strumica, Republic of Macedonia, emil.kocovski@zikol.com.mk

1. ОПШТО

Постоечкиот индустриски објект претставува всушност индустриски комплекс од објекти со примарно доминантно челична конструкција и со покриена површина од приближно 16,600m². Комплексот го сочинуваат повеќе објекти од кој разгледуваниот објект за реконструкција и адаптација е со најголема површина од 13,200m². За комплексот постои проектна документација за челичната конструкција во хартиена форма, проектната документација не е заверена како проект на изведена состојба. Увидот во документацијата и увидот на лице место укажуваат на јасен и солиден концеп за челична конструкција, со едноставни но ефективни решенија на деталите, квалитетна изведба при производство и при монтажа на елементите и одлична состојба на конструкцијата после повеќе од 30 години употреба.

1.1. Проектна програма

Потребите на Инвеститорот за реконструкцијата и адаптацијата, поради добрата состојба на објектот предвидуваат намален број на зафати (во споредба со објекти во лоша состојба), но зафати кои значително го менуваат системот на конструкцијата на позициите на кои се случуваат. Конкретно :

- 25t Кран кај кој се движи единствено мачката од мостниот кран во попречен правец на распоните, мачката на кранот треба да може да преминува од еден во друг попречен распон со што се врши одредено прекинување на подолжната крутост на постоечкиот систем, кота на кран 1m над кота на слеме на постоечкиот објект.
- Бидејќи овој тип на кран е нестандартен и нетипичен иситот е предвидено да се изведе со модификација на два 25t стандардни мостни кранови кои ќе се континуираат за да овозможат движење во двата предвидени распони, предвидено е мачките од двата крана да бидат поставени на мостовите, при што само едната би работела а другата ќе има функција на резерва.

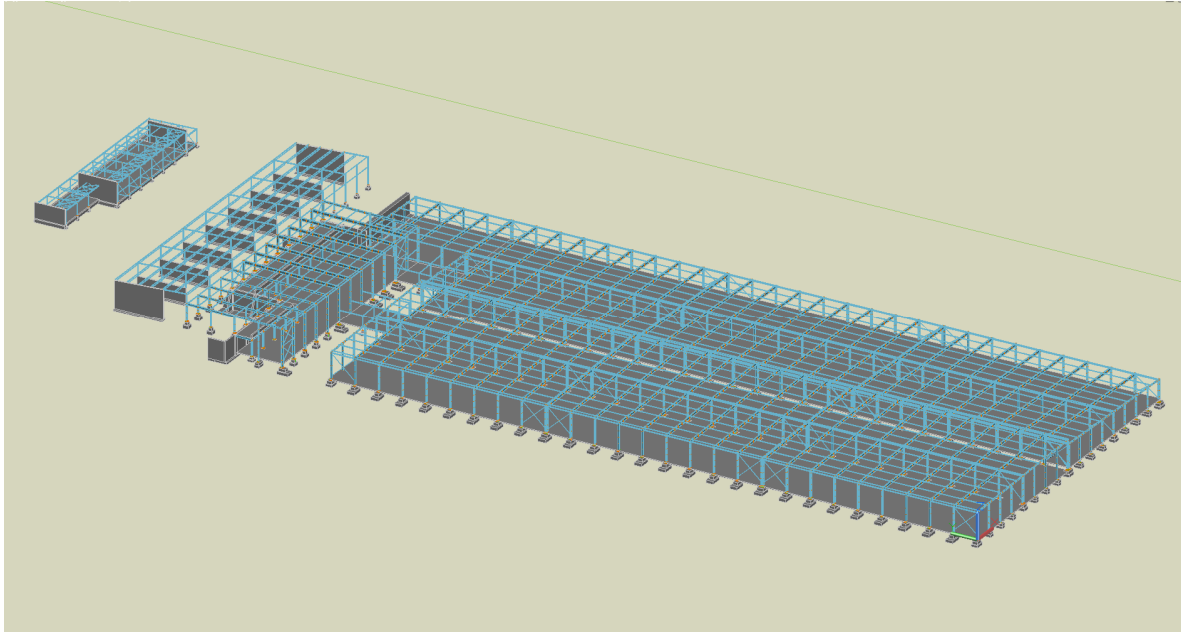
2. ИЗВЕДЕНА СОСТОЈБА

Врз основа на постоечката проектна документација на комплексот, направен е 3D работилнички модел на објектите од целиот комплекс. при што сите се моделирани сите елементи и детали за челичната конструкција. Тежината добиена од целосниот 3D работилнички модел за целиот комплекс изнесува 787,000 kg и истата има незначително отстапување од проектната тежина.

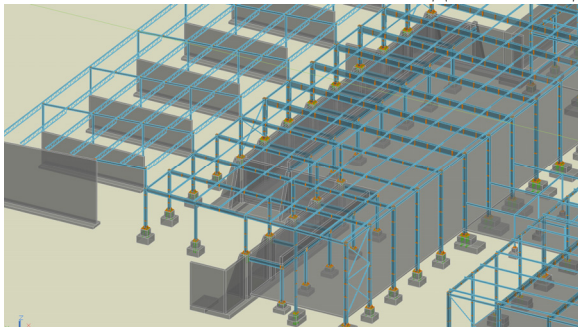
Објектот кој е предмет на реконструкција и адаптација е најголемиот објект во комплексот. Попречниот правец на објектот е оформен со две двобродни попречни рамки со дилатација помеѓу нивните столбови. Сите четири распони на попречниот пресек изнесуваат 20m. Во подолжен правец објектот е поделен на три дилатациони целини со должина од 54.9m составени од по девет модули со должина од 6.1m. Попречната крутост објектот ја добива преку кутоста на попречните рамки, подолжната крутост ја добива преку систем од подолжни рамки и главни вертикални спрегови.

Елементите од попречните рамки на челичната конструкција претставуваат заварени челични носачи изработени со заварување на челични плочи според работилничка документација, останатите елементи се изработени од топовалани челични профили со попречен пресек и демензии според статичката пресметка.

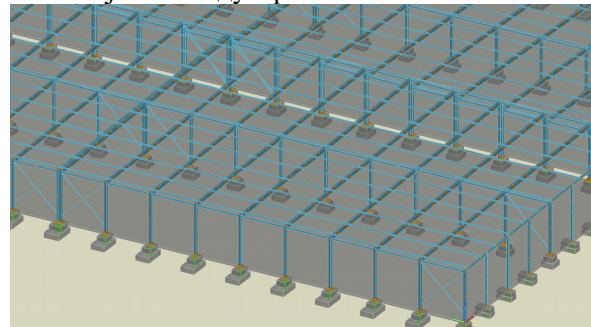
По изработка на 3D работилнички модел за целата конструкција направен е дополнителен увид на терен за да се изврши димензионална контрола на стратешки одбрани позиции од објектите, при што утврдени се разлики помеѓу проектните и изведените демензии на елементите, со што се потврдува потребата за проектите од изведена состојба на објектите. Разликите, во висините, позициите на елементите, типот на елементите кои се утврдени при дополнителниот увид на терен се внесени во веќе изработениот 3D модел од конструкцијата како корекција на проектираната состојба. При изработката на реконструкциите и адаптациите проектот од изведената состојба е од огромно значење, но, со користење на современи алатки за мерење, испитување на материјали, компиутерска обработка и анализа, проектите за изведена состојба на објектите се потготвуваат под олеснителни околности во споредба со минатото.



Сл. 1. 3D Работилнички модел на изведена состојба на индустрискиот комплекс



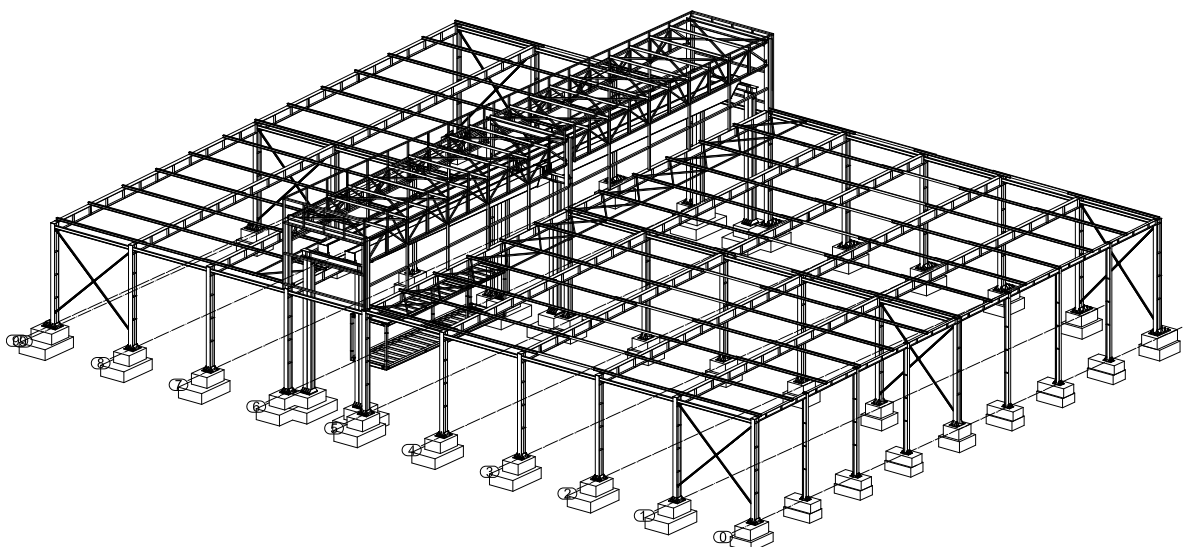
Сл. 2. Сегмент од 3D модел



Сл. 3. Сегмент од 3D модел

3. НОВОПРОЕКТИРАНА СОСТОЈБА

Елементите од новопроектираната состојба се лоцирани во едната половина на постоечкиот објект и се повторуваат во секоја од дилатационите целини на истиот.

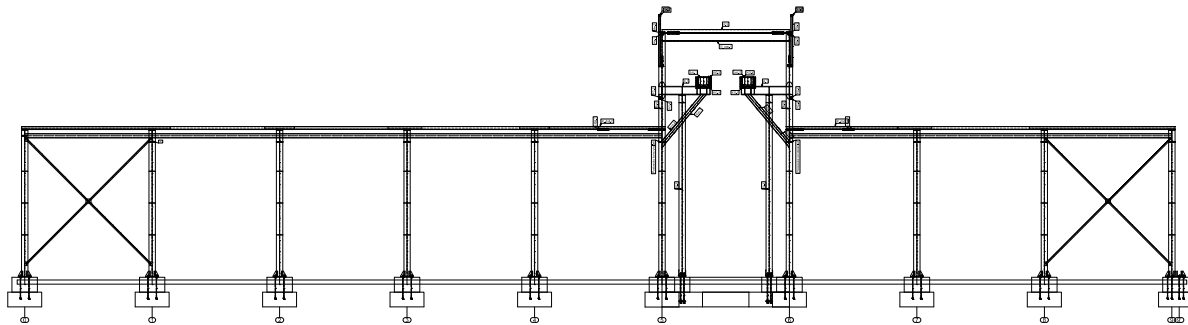


Сл. 4. 3D Приказ од новопроектирана состојба

Во новопроектираната состојба предвиденио е демонтажа на елементите од модулот во кој ќе се работи (рожници, спрегови), екстензија на постоечки столбови до потребна висина за

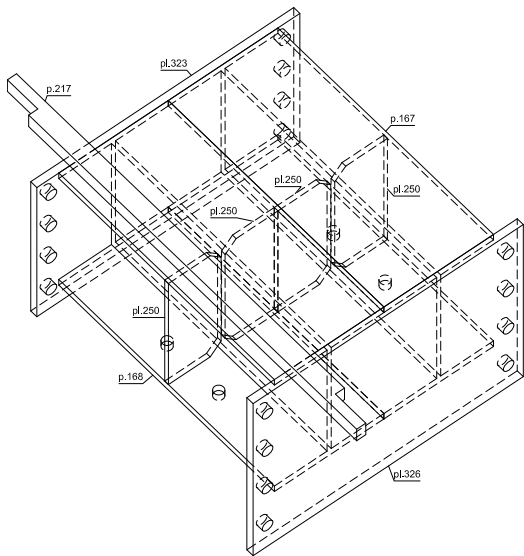
оформување на денивелацијата на кровната површина, поставување на дополнителни спрегови во постоечката кровна рамнина од двете страни на денивелацијата, зајакнување на прв прекинат рожник од постоечката кровна рамнина (рожниците се изведени како континуирани носачи), поставување на нови столбови за потпирање на елементите од мостните кранови, оформување на врска помеѓу новопредвидените и постоечките столбови на место каде кранот се потпира на конзолни носачи како и дополнителен елемент за континуирање на мостните кранови.

Направени се рамнински математички модели за анализа на сите новопроектирани елементи, како и рамнински математички модели за анализа на заедничко дејство на новопроектираните и постоечките конструктивни елементи.

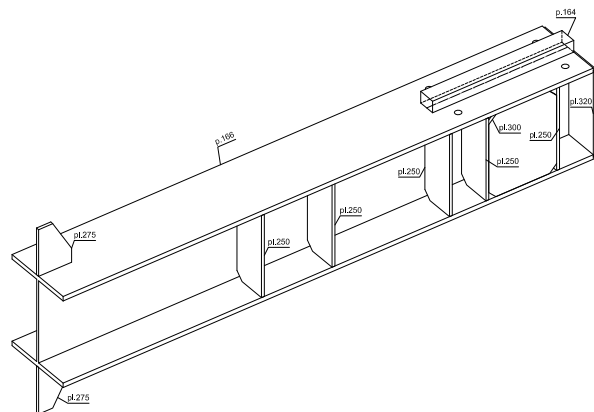


Сл. 5. 3D Приказ новопроектирана централна рамка

Гредите од мостните кранови на крајните потпори е предвидено да се потпираат на самостојна рамка од столбови и врзни греди, како лежиште е предвидено да се искористи погонската греда и на која се поставени тркалата за подолжно придвижување на крановите при што истото би било оневозможено, овој детал идеално симулира математички модел на просто потпирање во реалноста.



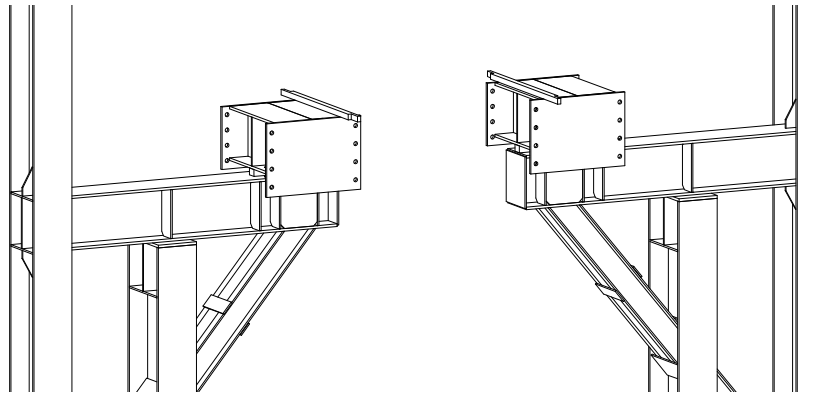
Сл. 6. 3D Приказ на елемент за наставување



Сл. 7. 3D Приказ на конзола за потпирање

На местото на континуирање на мостните кранови во централната колонада на столбови се поставуваат дополнителни столбови, конзоли и косници за формирање на крута подолжна рамка, која ќе биде дел од целиот систем на објектот. Според димензии добиени од производителот на крановите направен е соодветен детал за континуирање на истите со што мачката на кранот ќе може непречено да се движи и сервисира по целата попречна ширина (40m). Елементите за континуирање се потпираат на конзоли кои ги врзуваат новопроектираните и постоечките столбови од конструкцијата кои се дополнително поврзани со косници. Потпирањето на елементите за континуирање на

мостните кранови е направено преку линиско потпирање врз конзолите со што се обезбедува потребната ротација над потпората.



Сл. 8. 3D Приказ на место на континуирање на мостни кранови

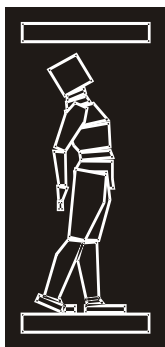
4. ПОЕДНОСТАВУВАЊЕ

Комплицираноста на прв поглед е недоволно добра причина да не се искористат потенцијалите на постоечките индустриски објекти кои во друга ситуација остануваат неискористени. Можноста за реконструкција и адаптација на дели или цели објекти е изводлива без разлика на компликациите кои произлегуваат од административни или технички “проблеми”, ова посебно важи за индустриските објекти каде доминантен користен материјал е челикот. Челичните конструкции се кога се добро осмислени и со оправдани инженерски решенија се прилагодливи на нови состојби, доколку истите се анализираат со инженерски пристап, комплицираноста на новопроектираната состојба и нејзината заедничка работа со постоечката зависи исклучиво од инженерот и неговите способности.

Решенија како презентираниот не се секојдневни и на прв поглед можат да го премислат секој Инвеститор, работата на инженерите е да го симплифицираат решението до степен на едноставна контрола на носивост и употребливост и изводлива монтажа.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Цветановски Петар (2001) "Челични конструкции во високоградба", печатени предавања, Градежен факултет - Скопје
- [2] Филиповски Атанас (2004), "Основи на челични конструкции", Напредок, Р. Македонија
- [3] D. Budzevac (2009), Metalne konstrukcija u zgradarstvu , Gradzevinska knjiga.
- [4] Eurocode EN 1993: Design of steel structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization.
- [5] Eurocode EN 1991: Actions on structures, Part 3, Actions induced by cranes and machinery, Central Committee for Standardization.
- [6] R. Mijajlovic, Z.Marinkovic, M.Jovanovic, Dizalice (2009), "Osnove", Gradina, Nis



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Никола НИСЕВ¹, Денис ПОПОВСКИ², Миле ПАРТИКОВ³

СОВРЕМЕНИ ПРИНЦИПИ НА ИЗВЕДБА НА ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ

РЕЗИМЕ

Современите принципи на проектирање, преку користење на Building Information Modeling (BIM) можат да овозможат изведба на комплицирани конструктивни системи, без можна колизија во различните фази на објектот, олеснувајќи и убрзајќи го процесот на реализација на објектот. Во трудот е даден пример за употреба на овој современ принцип на изведба, преку комплексен конструктивен систем на челична конструкција со двокатна спрегната меѓукатна конструкција во еден од модулите на објектот. Опишани се сите фази на изведба, споредувајќи ги со реалната поставеност меѓу проектираниот модел и изведената состојба.

Клучни зборови: BIM технологија, челични конструкции, спрегнати конструкции

Nikola NISEV¹, Denis POPOVSKI², Mile PARTIKOV³

CONTEMPORARY PRINCIPLES OF CONSTRUCTION OF INDUSTRIAL OBJECT

SUMMARY

The contemporary principles of designing, through the use of Building Information Modeling (BIM) technology, can provide performance of complete structural systems, without possible collision in the various phases of construction of the object, facilitating and accelerating the process of realization of the object. This paper presents an example of use of this modern construction principle, through a complex structural system, composed of steel and composite structure. All the stages of performance have been described, comparing them to the actual placement between the model and the performed state of the construction.

Keywords: BIM technology, steel structure, composite structure

¹ Associate, BSc, Faculty Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, nikolanisev@yahoo.com

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

³ Assist., MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

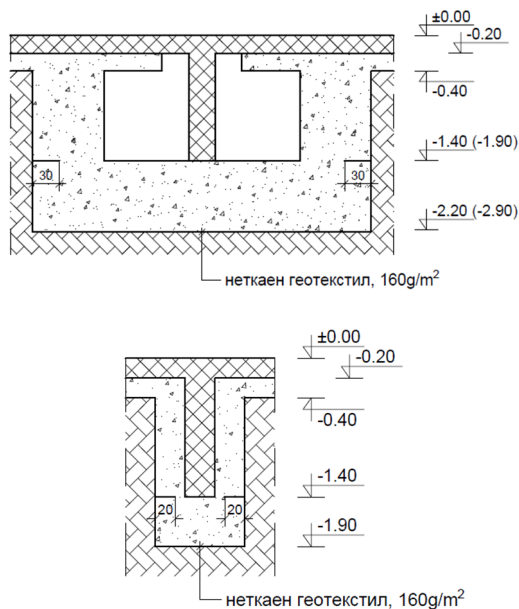
Трудот ги разработува фазите на изведба на челична конструкција со спрегната меѓукатна конструкција, темели и подна плоча на Индустриски објект на ГЕНТЕРМ Македонија ДООЕЛ Прилеп во ТИРЗ Алинци, Прилеп. Основниот проект се состои од три главни конструктивни системи, два објекти, слика во огледало Објект 1 и 2, како главни производни комплекси и еден магацински простор Објект 3. Во трудот е посветено внимание на конструктивен систем на еден од објектите – Објект 1, страна Битола. Во моментот на изработка на трудот, Објект 1 е целосно изведен, се работи на реализација на останатите објекти. Осовинските димензии на објектот во габарит се 60x90m, попречна должина 60m поделена соодветно на распони 30m+27m и 3m конзолан испуст, додека во подолжен правец објектот модуларно е решен во 6x12m + 6m, при што во првиот модул се наоѓа спрегната меѓукатна конструкција на две нивоа со распон од 6m + 1.6m конзолан испуст. Висината на објектот до слемето е 11.5m, што овозможува слободна висина од 9m, падот на покривната рамнина изнесува 1.5%, овозможено поради тоа што кровната покривка е предвидена со покривен слој од заштитна фолија која дозволува пад на покривната рамнина од 1%, и максималните уклони од најнеповолното натоварување го задржува минимално дефинираниот пад.

2. ФАЗИ НА КЛАСИЧНА ИЗВЕДБА

Фазите на изведба се разработени со корситење на најсовремената ВМ технологија, во која дигитално е обработен секој чекор во изведбата на конструкцијата, каде пратењето на целокупниот процес овозможува контрола на сите фази, количини и квалитет на изведбата.

2.1. Земјани работи

Парцелата во која се наоѓа објектот се протега на релативно рамен терен и истата претходно е соодветно тампонирана и нивелирана. Поради тоа што темелењето на целата конструкција се врши со темели самци, вкрупнени со поврзни темелни греди, извршен е машински ископ под темелите и темелните греди и широк машински ископ под темели и темелни греди во модулот каде што се наоѓа меѓукатната конструкција.



Слика 1. Детали на темелен ископ



Слика 2. Изведба на темелниот ископ

При вршење на ископот, во дел од тампонски материјал и локален материјал кој во случајот е песоклива глина има појава на подземна вода. Подземната вода во ископите се регулира со директно црпење на водата од отвори до темелните јами, каде е овозможена депресија на

подземната вода под котата на фундарање во текот на целокупната изведба. Темелите се анализирани за влијанија на подземни води.

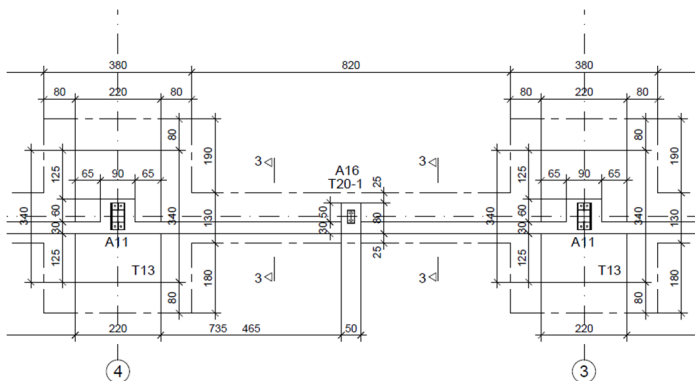
Поради лошиот локален материјал, односно песоклива глина која се протега од кота -0.2 до -2.2m и -2.9m, потребно е зајакнување на носивото тло со подобар тампонски материјал, на однапред поставен геотекстил за да се избегне мешањето на тампонот со локалниот материјал. Тампонскиот материјал кој се аплицира под темелите самци и темелните греди е изработен во слоеви од 30cm збиен до дефинираните модули на стисливост во согласност на проектната документација.

Процесот на пратење на изведбата, е преку извршените мерења на изведениот ископ, спореден со проектната документација, имајќи ја во предвид одржливоста на изведбата преку количините и одржување на реалната местоположба во дефинираните толеранции. На тој начин се овозможува целосна контрола кон прецизноста и квалитетот на изведба во согласност со проектната документација и пропишаните правила, препораки и прописи за ваков вид на градба.

2.2. Бетонски и армирачки работи со вградување на анкери

Со завршувањето на земјените работи, односно набивање и нивелирање на тампонскиот слој се пристапува кон поставување на слој од слабоносив бетон со дебелина од 3-5cm со цел да се постигне рамна подлога за армирање и бетонирање на темелите самци и темелните греди. Слојот е изведен во отворите на ископот, претходно контролиран и одобрен за продолжување на изведбата.

Поставувањето на анкерите се врши преку употреба на геодетски инструмент, и се определуваат точните позиции во однос на генералната основа на конструкцијата.



Слика 3. Основа на темели и темелни греди со анкери



Слика 4. Означување на местоположба на темели и анкери

Придонесот на современото пратење на изведба, овозможува геодетските податоци дигитално да се пренесат на основата од проектната документација и да се корегираат димензиите во доменот на толеранциите.

Анкерната конструкција се состои од 4 вретена со должина од 1150mm и дијаметар M20, M27, M30 и M42 во зависност од столбовите, вкруптени со узенгии 12mm и 16mm на висинско меѓусебно растојание од 20cm.

Следната фаза е армирање на темелите и темелните греди, према дефинираните арматурни планови од Основниот проект. Армирањето на темелните греди се врши со ребраста арматура со дијаметар од 12mm и узенгии со дијаметар од 8mm на меѓусебно растојание од 20cm, на темелите самци се врши со ребраста арматура со дијаметар од 12mm, која се поставува на растојание од

10cm во двата правци за централните темели, додека кај крајните темели арматурата во едниот правец се поставува на 10cm, а во нормално на носивиот правец на 20cm.

За бетонирање на темелите самци и темелните греди е предвиден бетон МБ30 и истото се врши со помош на миксери кои се дозираат од локална бетонска база, со цел да се запази времето на транспорт до вградување. По завршување на бетонирањето, односно пред поставувањето на столбовите се сечи арматурата која поминува над анкерната плоча и се додаваат дополнителни арматурни прачки кои поминуваат под анкерната плоча и истите се виткаат на краевите со цел да се поврзат со постоечката арматура во темелните греди. Ова е произлезено од промена на системот на фазите на бетонирање во текот на изведбата, а со цел да се убрза времето на реализација на објектот без да влијаат во наредните фази на изведба.



Слика 5. Армирање на темелни греди



Слика 6. Армирање на темел со анкери

Сите промени во текот на изведбата, кои се во согласност на инженерската практика и регулатива, се вградени во BIM моделот, со што е овозможена компарација со првобитното решение од проектната документација, каде автоматски се добиваат евентуалните разлики во количините.

2.3. Подна плоча

Крајна фаза во изведбата на објектот е лиењето и обработката на подната плоча. Плочата е изведена на тампон од кршен камен со просечна дебелина од 60cm, збиен до модул на стисливост од 80MPa. Дебелината на плочата изнесува 18cm, на дилатациони делници во полиња од 30x30m, овозможено со примена на армирање со челични влкана.



Слика 7. (лево и десно) Изведба на подна плоча

3. МОНТАЖА НА ЧЕЛИЧНА КОНСТРУКЦИЈА

Современата ВМ технологија на изведба е од особено значење при изведбата на челичната конструкција, каде толранциите се доста мали, и бара огромна точност на изведба без можност на промени, која зависи од претходните фази на изведба.

3.1. Изработка на челична конструкција

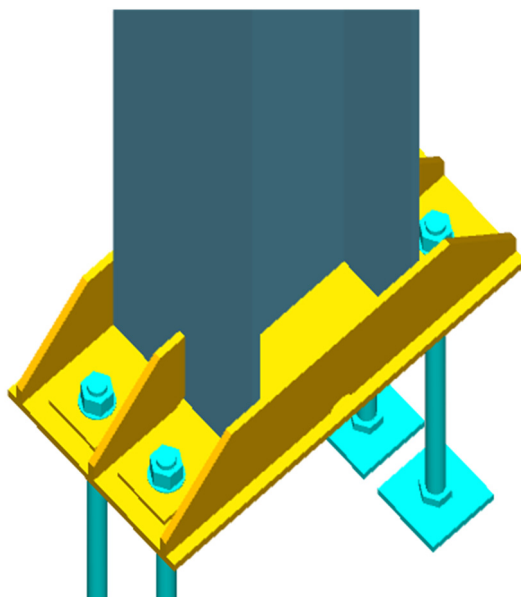
Во текот на изведбата на горенаведените фази, челичната конструкција се изработува во работилнички погон. Тродимензионалната обработка на целокупниот конструктивен систем со деталите, овозможува побрза и поточна изработка на монтажните целини. Со користење на CNC фајлови произлезени од моделот овозможува брзо, економично и прецизно изработување на сите различни плочки во различните дебелини. Исто така овозможена е изработка на конструктивните елементи со обработка на краевите за заварување, или подготвување на деталите со шрафење. За антикорозивна заштита за целокупната челична конструкција, се нанесуваат два основни премази (миниум), врз кои се нанесува два слоја на епоксидна боја до вкупна дебелина од 120µm.

Во оваа фаза овозможена е промена на некои од деталите, со цел да одговораат на можностите на методот на изработка на погонот на изведувачот, а со тоа и побрза изработка на монтажните целини. Со вградување на сите измени во 3D моделот, овозможена е дигитална пробна монтажа на објектот, со што е дефинирана точноста на изведбата.

Изработката на челичната конструкција се одвива сукцесивно према потребите на монтажата на конструктивниот систем, пратејќи ја логиката на изведбата, према пропишаниот процес на монтажа. Во зависност од производството, кое одговара на потребите на изведбата, се врши и транспортот на конструктивните монтажни целини, почнувајќи од столбовите и спреговите.

3.2. Монтажа на столбови

Главните носиви крајни столбови се проектирани од HEA340, средните столбови се проектирани од HEA280, додека фасадните столбови се предвидени од IPE300. Носивите столбови на меѓукатната конструкција се проектирани од HEA240. Врските на сите столбови со главната распонска конструкција и меѓукатна конструкција се поврзани со завртки. Изработката на столбовите е во вид на монтажна целина, вклучувајќи ги пропратните детали за монтажа со останатите монтажни целини на објектот.



Слика 8. 3D модел на стапало



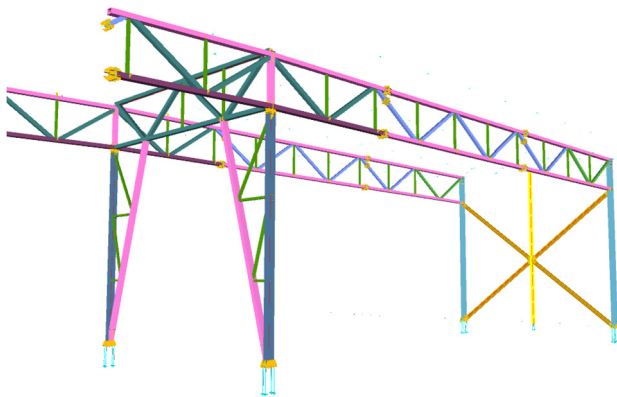
Слика 9. Изведено стапало

Поставувањето на столбовите се врши со помош на дигалка, односно негово прифаќање и внимателно поставување над анкерната конструкција. По поставувањето на столбот се притегаат навртките до одреден степен бидејќи дополнително подесување на столбот во однос на анкерната конструкција ќе биде извршена кога ќе бидат поставени главните носиви решетки, пред да се изврши нивно подливање со ексмал. Во процесот на монтажа најпрво се започнува со монтирање на столбовите меѓу кои се наоѓа главниот вертикален спрег пред да се започне со монтирање на главните носиви решетки. Монтажата на столбовите е изведена за секој столб поединечно, каде се подготвуваат за наредните фази на монтажа на вертикалните спрегови и главните решеткасти носачи.

3.3. Монтажа на главни носачи и вертикални спрегови

Наредна фаза во монтажа на челичната конструкција е поставување на главните носиви решетки, составена од правоаголни кутијаста профили како појаси на меѓусебно висинско растојание од 2m и исполна од дијагонали и вертикали на меѓусебно растојание од 3m. Поради можностите на транспортот, како и можностите за монтажа, решетката е монтирана во 5 сегменти со должина од 8, 12 и 14 m и 3m конзолен испуст на самиот крај од решетката. Врските од транспортните целини на решетките се проектирани како челни со употреба на обични необработени завртки, преку употреба на челни плочи и крилни лимови (слика 12 и 13).

Најпрво е монтиран сегментот кој се наоѓа над средниот столб на местоположбата на двата столба кај кои се наоѓа главниот вертикален спрег. Веднаш по монтажа на сегментот од главната решетка се поставува подолжниот вертикален спрег во оската на средниот столб. Со монтажа на првиот сегмент од решетката, пристапено е кон монтажа на останатите сегменти. Изведбата ја прати инженерската логика на прикрепување на системот во изведба, т.е. прикрепување на сите елементи употребувајќи ги носачите кои се дел од носивиот систем на конструкцијата, без употреба на дополнителни потпирала или држачи. По завршување на монтажата на двете главни решетки, исто така во оските на главните носиви крајни столбови, се поставува подолжниот вертикален спрег.



Слика 10. 3D модел на монтажен сегмент

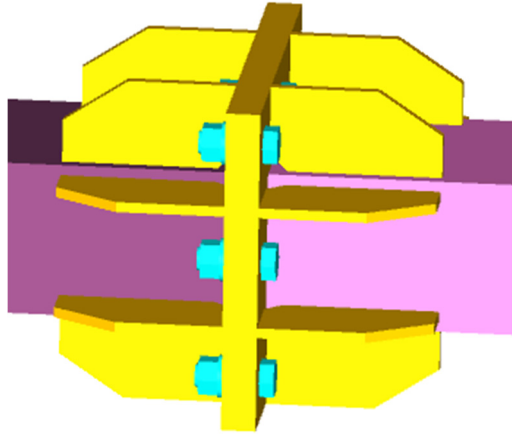


Слика 11. Изведен монтажен сегмент

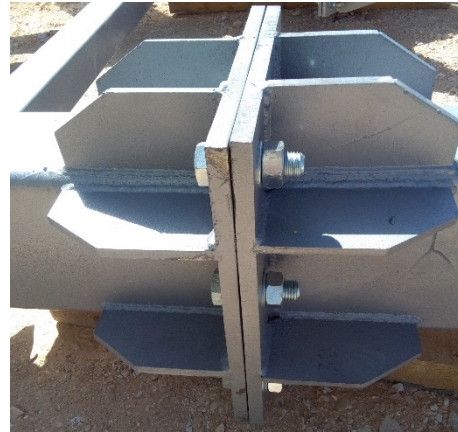
Освен контролата која ја овозможува тродимензионалниот модел, извршена е предмонтажа на критилните монтажни целини во производството, непосредно пред транспортот. Со тоа е овозможена непречена изведба на конструкцијата, и сведување на евентуалните грешки во толеранциите на изведбата.

Монтирањето на главните решетки напредува од главниот вертикален спрег кон челната фасада паралелно со поставување на подолжни вертикални спрегови по краевите и во средната оска.

Главниот греден носач на челната фасада е изведен од IPE 300 и се монтира веднаш пред поставување на кровните рожници. По завршување со монтажата на сите главни решеткасти носачи и гредните носачи од челната фасада се пристапува кон монтирање на кровните рожници и хоризонталните спрегови во кровната рамнина.



Слика 12. 3D модел на монтажна врска



Слика 13. Изведена монтажна врска

3.4. Монтажа на рожници и хоризонтални сопорегови

Кровните рожници се проектирани како греда потпрена на консици со распон од 12m, односно предвидените косници го разделуваат распонот на рожникот на $3+6+3=12m$.

Во сите модули, предвидени се рожници како кутијасти профили со два косници на распон од 12m, освен во крајниот модул каде се предвидени рожници со кутијаст попречен пресек со еден косник и вкупен распон од 6m, додека во првиот модул кај што се наоѓа и меѓукатната конструкција, предвидени се рожници од IPE профили и еден косник на вкупен распон од 12m.

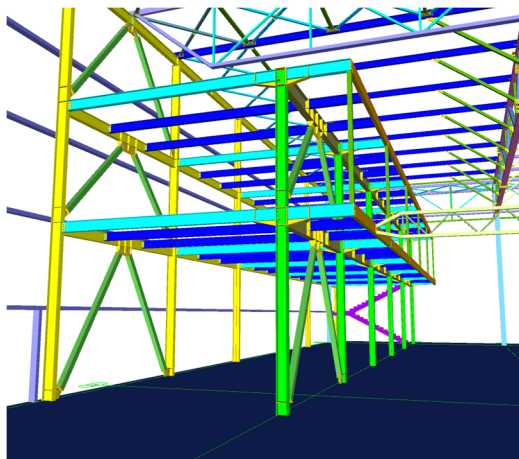
Монтажата на кровните рожници се врши со нивно кревање и поставување врз главните решеткасти носачи, се поставуваат во примарна положба се додека не се фиксираат со помош на косниците за главниот решеткаст носач. Ваквото монтирање на кровните рожници, на начин со одложено монтирање на косниците, не дозволува товарење на кровните рожници со поставување на кровен покривач се додека не бидат монтирани косниците соодветно, при што во ваков случај кровните рожници се товарени на распон од 12m само од сопствена тежина. Откако се монтирани рожниците и косниците, се пристапува кон заварување со два подолжни аголни завари за главниот решеткаст носач со што го доведува рожникот во конечната положба и потоа се врши притегање на завртките од косникот.

Паралелно со поставувањето на кровните рожници се вржи и монтажа на хоризонталните спреготи во кровната рамнина и се поврзуваат за рожниците и горниот појас од подолжните вертикални спреготи на деталите кои се дел од секоја контротивна монтажна целина.

Со монтирање на рожниците и хоризонталниот спрег се пристапува кон поставување на кровната покривка составена од среднопрофилиран ребраст челичен лим, заштитна фолија во улога на парна брана, два слоја термичка изолација од тервол, и завршна мембрана. Целиот овој пакет на кровната покривка дозволува пад на кровната рамнина од 1.5% овозможувајќи непречено одводнување и при најголемите уклони на кровната конструкција.

3.4. Монтажа на спрегната меѓукатна конструкција

Паралелно со монтажата на елементите од кровната покривка се врши монтажа на конструктивните елементи на спрегнатата меѓукатна конструкција. Се наоѓа во првиот модул со распон од 6m чиј пресек е решен како спрегнат и 1.6m конзолен испуст кој работи како чист челичен пресек. Главните носиви греди на меѓукатната конструкција се проектирани од IPE400 додека секундарните носачи се проектирани од IPE240 и се на меѓусебно растојание од 3m. За меѓукатната конструкција се користи лим за спрегање со отворена профилација кој е поставен веднаш по завршување на меѓукатните носачи.



Слика 14. 3D модел на меѓукатна к-ција



Слика 15. Изведба на меѓукатна к-ција

По ободот на меѓукатната конструкција се поставува „L“ профил од свиткант лим кој служи за странична оплата пред да се излеи бетонската маса. Со монтажа на лимот за спрегање се преминува кон заварување на чеп можданиците со глава, кои во случајот се заваруваат преку лим, при што нема потреба од претходно обработување на лимот со отварање на отвори на местата кај што треба да се заваруваат можданиците, што значително влијае на брзината на изведба. Можданиците се предвидени како едноредни на главниот носач и на секундарните носачи со дијаметар од 19mm и висина од 100mm на меѓусебно растојание од 210mm.

Пред да биде извршено заварување на можданиците директно за конструкцијата, извршено е пробно заварување на профили со ист пресек, со цел да се контролира методологијата на т.н. „through deck welding“. Извршени се пробни заварувања за сите можни комбинации на преклоп на лимот. По усвоената методологија на заварување на карактеристичните места, започнато е заварување на чеп можданиците на конструктивните елементи, а подоцна и поставување на мрежаста арматура во горна зона со цел да ги прифати напрегањата на затегање при собирање на бетонот.

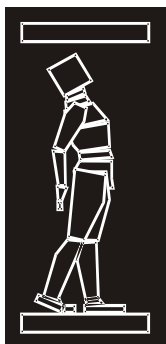
4. ЗАКЛУЧОК

Изведбата на конструктивниот систем, овозможен со примена на најновата BIM технологија, е извршена со целсоно дигитално покривање на сите фази на реализација, од проектирање до изведба на електро и машинска инсталација. При што, сите проектни фази се вршени без можност на пречка или колизија на различните фази. Овозможено е пратење и одговор на сите измени во текот на изведбата, со контрола на фазите на изведба и вградените количини.

Современиот дигитален пристап во фазите на проектирање, овозможува целосно покривање во реализација на објектот, соочувајќи се со сите предизвици и овозможувајќи целосен пристап кон најновите концепти на изведба.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Поповски Д., Партиков М., Дамјановски В., Нисев, Н., Хациев Д., Цветановски П., „Основен проект за индустриски објект на ГЕНТЕРМ во ТИРЗ Алинци, Прилеп“, проектна документација, март 2017.
- [2] Succar B., Sher W., Aranda-Mena G., „A proposed framework to investigate Building Information Modeling through knowledge elicitation and visual models“, AUBEA 2007, Melbourne Australia.
- [3] Succar B., Kassem M., „Macro-BIM adoption: Conceptual structures“, Automation in Construction 57, 2015.
- [4] Quing L., Tao G., Jainping W., „Research on application of BIM technology in construction project“, Computer Science and Service System (CSSS), 27-29 June, 2011.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Дончо НАУМОВ ПАРТОВ¹, Велјан ПЕТКОВ ПЕТКОВ²

ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОСТОЕЧКИ АБ ОБЈЕКТИ СО ЧЕЛИЧНИ РАМКИ ЗА СПРАВУВАЊЕ СО ПРИРОДНИ СЕИЗМИЧКИ КАТАСТРОФИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е даден осврт на зајакнувањето на сеизмички неотпорна АБ рамка со отстранета сидарија, заменета со челична рамка. Во сегашно време, кога овој тип на конструкции се предмет на конструктивна и архитектонска евалуација, во повеќето случаи тие треба да бидат зајакнати согласно важечките прописи за сеизмичко проектирање. Еден од методите за сеизмичко зајакнување на постоечки АБ рамки со отстранета сидарија користи дополнителен сеизмички отпорен систем, како што се различни типови на челични рамки. Иако практичните искуства од проектирањето и прописите се разликуваат во различни географски области, овие проблеми се заеднички за многу земји, како што се САД, Кина, Јапонија, Нов Зеланд и Европа. АБ конструкции во Бугарија изведени помеѓу 1930 и 1970 година традиционално биле проектирани само за гравитациони товари, без да бидат земени во предвид одредбите за сеизмика. Објектите зајакнати со челична рамка ги задоволуваат важечките национални прописи за сеизмика.

Клучни зборови: АБ рамка со исполна од сидарија, сеизмичко зајакнување, челична рамка, сеизмички пропис

Doncho NAUMOV PARTOV¹, Velyan PETKOV PETKOV²,

STRENGTHENING OF EXISTING R/C BUILDINGS WITH STEEL FRAMES AGAINST NATURAL SEISMIC DISASTER

SUMMARY

The paper focuses on the strengthening of a non-seismic RC frame with removed masonry walls, replaced by a steel frame. At present, when such types of structures are subject to structural and architectural evaluation, in most cases they need to be strengthened according to the current seismic design code. One method of seismic strengthening of existing reinforced concrete frames with removed masonry walls uses additional earthquake resistant system such as various types of steel frame. Though local design practices and codes, were different in different geographical areas, this problem is common to many regions, such as USA, China, Japan, New Zealand and Europe. The category of R/C structure in Bulgaria designed between 1930 and 1970 were traditionally designed for gravity loads alone, without taking into account the seismic provisions. The building is strengthened with a steel frame to comply with the current national seismic code.

Keywords: masonry-infilled RC frame, seismic strengthening, steel frame, seismic code

¹ Prof. Civ. Eng., PhD, 1373 Sofia, Suhodolska Str.175, Univ. Str. Eng. and Arch., partov@vsu.bg

² Assist. Prof., 1373 Sofia, Suhodolska Str.175, Univ.Str. Eng. and Arch., petkov@vsu.bg

1. INTRODUCTION

The paper discussed the determination of the seismic vulnerability of residential building located in Sofia region(Fig.1a,b), needed for an appropriate solution for strengthening activities by which to achieve such seismic resistance of the building, as it had before the reconstruction the ground floor[19].



Fig.1a,b View outside and inside on the steel frame in residential building

We know that the horizontal seismic inertial effects belong to etc. special loads. For their definition is still assumed that the building is cantilevered construction that is fully flexible or restrained in the ground soil. In this cantilever are the masses of the bearing structures of the building, which incorporate their own weight of floor structures, walls and imposed loads. At a time when the foundation of the building occur seismic vibrations attached to the cantilever in floor levels masses impart inertial forces, equal to the product of their masses and accelerations, were transmitted in the direction of the oscillation. A dynamic model for determining the inertial seismic forces are applied in almost all countries in the world[1-3, 8-16, 18, 25]. It is advocated in “Bulgarien Rules for the Study of Earthquake Resistant Buildings” since 1987(NPSSZR,1987)[17]. Due to the fact that the reconstruction of the building with the enclosed reinforcing with steel frames was assigned to the first author of the article in 2004, the project was prepared according to the existing Bulgarian normative documents. Computational scheme, characterized vibrations of the studied six-storey building made from reinforced concrete beams, columns and bearing brick walls, was adopted cantilevered structure with constant cross-section, rigid support in the foundation of the building. Stiffness of the cantilever is accepted equal to the sum of the stiffness of all load-bearing wall brick diaphragms for a given level. In other words, the cross section of the cantilever structure includes stiffness at all bearing horizontal diaphragms, built like a brick partition and external walls with a thickness of 15 cm and 30 cm. However, the seismic effects that can have any direction in the space of a rectangular building as our residential building, it can be assumed that the seismic loads acting alone in the direction of their longitudinal and transverse axes. However, using the program "SEIZM"[20] can be extended to spatial oscillations of the structure, including a rotation of the building. Computing a seismic force in one of the directions applied to the level “k” corresponding to the i-th shape of the own vibrations of the structure of the cantilever is determined according to Bulgarian building code. For our construction of the building, these weights for each floor level, taking into account the weight of reinforced concrete structures: slabs, beams, columns and the weight of the walls, plaster, mortar, windows, chimneys, radiators, the weight of the wooden roof, sheathing and snow are defined as follows: first floor - 410 tons. the second floor - 400 tons, for the third floor - 400 tons, for the fourth floor - 385 tons, for the fifth floor - 370 tons, for roof - 315 tons. For so defined weights of floor designs using licensed program "SUPERSTAT"[22], for different coefficients of seismicity $K_c = 0.27$, $K_c = 0.15$, $K_c = 0.10$, corresponding to IX, VIII and VII degree earthquake according to the MSK scale defined total seismic force at each level of our building. Due to the different stiffness of the building in both directions get different periods of free oscillations and various horizontal seismic forces in both directions X and Y. Thus obtained storey seismic forces are transferred through the floor structures on vertical bearing brick walls (membranes), which in turn transmit the load on the foundation, respectively on the ground beneath them.

2. DISTRIBUTION OF HORIZONTAL SEISMIC LOAD BETWEEN MASONRY WALLS

Floor horizontal seismic forces from acting on the building shall be allocated to the respective directions - radial and longitudinal proportional to the stiffness of individual membranes in the present direction. In order to obtain maximum horizontal seismic forces in places removed masonry walls, which must be substitute with replacement frames (concrete or steel)/ stiffness of individual diaphragms was adopted without taking into account the presence of openings for windows and doors. The calculation of building earthquake is checked maximum horizontal displacement at the level of the roof slab should not exceed $1/750H$ -building. Relative storey elastic displacements determined by computing seismic forces of free oscillations is checked not be larger than $1/250H$ - floor.

3. ANALYSIS OF THE RESULTS OBTAINED IN THE STUDY OF THE BUILDING WITH PROGRAM FOR SEISMICALLY ANALYSIS "SUPERSTAT"

As a first approximation, the building was studied in an earthquake under the assumption that framed with columns and masonry walls work on the seismic effects of stiffness in which the elastic modulus of the masonry is accepted 7000 daN/cm^2 . On the basis of calculations carried out can say that moving to the top of the building along the axis "x" in the appropriate degrees of earthquake is as follows: IX degree earthquake - 10.0 cm; VIII degree earthquake - 5.57 cm; VII degree earthquake - 3.7 cm; displacements on the axis "y" at the top of the building for the IX degree earthquake - 5.1 cm, to level VIII earthquake - 2.8 cm, for the VII degree earthquake - 1.89 cm. In the adopted limit of $f_{\max} = H/750 = 1870/750 = 2.49 \text{ cm}$, it appears that the building meets this criterion only VII degree earthquake on the axis "y". It is known that under the assumption of horizontal seismic forces in building our practice widely used brickwork, lined with reinforced concrete columns and beams(belts). This fact gave rise, seismic surveys are to be conducted for all framed with reinforced concrete columns, brick walls working with transform initial modulus of elasticity of masonry complex, that includes the participation of reinforced concrete framed columns.

4. PERIOD OF OWN VIBRATION OF "SOIL-CONSTRUCTION"

Before proceeding to the commented text in the previous study, which is the most likely pattern of building earthquake, had done a study according[23,24]. It suggests, that under the assumption, that due to the greater stiffness of the columns in comparison with the brick walls, in summarise stiffness of the building, will participate only reinforced concrete columns. Based on the plan of distribution of the brick walls and columns assuming calculating seismic loads are calculated moments of inertia of the columns and the central inertial mass of the building, passing through the center of gravity of the building. This premise has been accepted, the fact that there is a large difference in the modules of the linear deformation of the two materials. Following this event the rigidity of the reinforced concrete skeleton is greater than the stiffness of the masonry. For these reason, when defining the stiffness of the bending and shearing of the structure are considered only columns, that owing to the presence of the masonry located between them, work as constituent parts of a section. In these studies were performed on the above two kinds of preconditions calculations. The first was carried out by hand in order to calculate only the period of oscillation of the building in both directions, but also to recognize the impact of slip and rotation of the foundation under the building. The results obtained were as follows:- Period keynote own vibrations in the direction "Y", in" the system "soil - structure" $T = 0.466 \text{ sec}$.- Period keynote own vibrations in the direction "X",in system "soil - structure" $T = 0.342 \text{ sec}$. From the results it is clear that the direction of a more rigid system (in "x"), the period of oscillation is smaller. These results are a convincing proof that our building adequately respond to conditions in the dynamic theory of seismic and confirms experimental studies made for this type of building[23,24]. After both the studies proceed to program the calculation of the structure of a dynamic model of the six-mass console, studied with the program "SUPERSTAT"[22] seismic resistance. What can be the expected results? In any case, since the model is rigid supported cantilever design, will receive other periods of vibration and it certainly comparable to those obtained by the method in [23,24]. About these calculations will also be eligible to choose sufficiently rigid support steel frame for strengthening of openings.

5. STUDY OF THE BUILDING WITH DYNAMIC MODEL OF SIX-MASS CANTILEVER, USE THE PROGRAM "SUPERSTAT" AND "SEIZM"

Studies were conducted on the assumption that the reinforced concrete columns basically take seismic forces with elastic modulus of concrete $E_c=20000000\text{kN/sq.m}$. The direction of the "Y" cumulative inertia of the columns is 54.67m^4 , in which the period of oscillation T is a value $T = 0.236 \text{ sec.}$, of IX degree earthquake. The direction of the "X" cumulative inertia of the columns is 106.2 m^4 , in which the period of oscillation T is a value $T = 0.169 \text{ sec.}$, of IX degree earthquake. Displacement to the top of the building is $f_{\text{max}} = 4 \text{ mm}$. The difference in the displacements of two adjacent floors on axis "X" and "Y" is in the range of less than $H_{\text{floor}}/250 = 13.6 \text{ mm}$. Because columns are averaged on each floor with sizes $0,3/0,3\text{m}$ may seek horizontal seismic forces and moments acting on the interesting vertical diaphragms on the ground floor, which have been removed from the structure. To compare the results obtained in the studies with the program "SUPERSTAT"[22] made research with the program "SEIZM". This program was developed in accordance with NPSSZR – 1987[17]. Unlike "SUPERSTAT"[22] which works with the cantilever with rigidity equal to the sum of the stiffness of all diaphragms in "SEIZM"[20] work with all diaphragms, referred to their geometric characteristics, number of floors covered thereby and modulus and angle deformations. The program covered and torsion moments arising from the mismatch of the center of mass to the center of stiffness of the building. In the first studies was again proposed average initial modulus of elasticity of the masonry $E_m=84000\text{t/m}^2$. These results are of the same order of magnitude as those obtained with the "SUPERSTAT"[22]. Displacement in the top of the building are above the permissible: $H_b/750=1870/750 = 2.49 \text{ cm}$. Analyzing the results obtained from calculations with the program "SEIZM"[20], we can say that the model of [23] that regulates the joint behavior of masonry and concrete, as well as the provisions in Eurocode 8[7] building gives satisfactory results as regards its behavior to earthquakes VIII degree. Maximum deviation in the top of the building for some of the diafragms are in the order of 2.22 cm , which is within the permissible move - 2.49 cm in IX degree earthquake that value is higher and reaches a value of 4.0 cm Comparable periods of oscillations with those obtained by the method of [23] show that "SEIZM"[20] not accounted turns and defy the foundations of the building. Received smaller periods of own oscillations under the program "SUPERSTAT"[22] lead to higher earthquake efforts in masonry membranes, which in turn will require a rigid frame replacement in place of the seized a brick wall.

6. BUILDING DESCRIPTION (GEOMETRY AND LOADS)

In this paper six story(MRF) RC building is analyzed before and after retrofitting it by steel frame. The dimensions of the whole building in plane is: $18,42 \times 9,30\text{m}$, and it is $18,70 \text{ m}$. high. The dimensions of the retrofit apartment in plane is: $14,63 \times 9,06 \text{ m}$ (Fig.2).

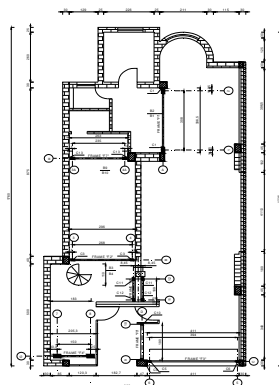


Fig.2 Internal Frames in X and Y directions

It was chosen that the model the ground floor columns to start from $0,00$ (foundation level) and to be fixed in Y and in X direction. The axis of beam were considered to start from floor level (see Fig. 2). In this manner a span of $8,41\text{m}$ was choose between axis of columns C15 and C27, and $13,02\text{m}$ between axis of columns C24 and C27. This is formed the area of retrofitting works. In the axis X and

Y in the both direction are erected: 27 internal and external columns(with dimensions) 30/30 cm and 36 vertical masonry diaphragms. In addition it should be noticed that all columns are foresaw with single 6,5 mm hoops spacing 20 cm and 25 cm for the beams. In the first step the existing RC building was verified for ULS (dead, imposed, snow and wind loads) and seismic load in accordance with NPSSZR,87[17] and compare with [4,5,6,7]. To compute self weight of the elements a 25 kN/m^3 was chose as reinforced concrete specific weight, and it was applied as a uniform distributed load on the element. Dead load(DL=G) was distributed only on the beams, which are perpendicular in the direction of the main frame. The imposed load on the concrete floors were assumed to be 2 kN/m^2 . The self weight of the interior walls/cladding assumed to be $2,50 \text{ kN/m}^2$. In accordance to [4] the building considered in category C1 as office areas of $3,0 \text{ KN/m}^2$ and a category H for not accessible roof of $0,75 \text{ KN/m}^2$. The imposed loads (IL=Q) distribution is considered in the same way as dead load distribution. Regarding to snow load (SL) was considered to be as $1,28 \text{ kN/m}^2$, while the wind load is distributed perpendicular on the columns in both direction as $0,70 \text{ kN/m}^2$ pressure and $-0,30 \text{ kN/m}^2$ in X direction, respectively $0,75 \text{ kN/m}^2$ pressure and $0,40 \text{ kN/m}^2$ in Y direction[15, 22]. The imperfection were considered as global inclination angles[5] on both X and Y directions of the building. The seismicly mass was taken into account according to [7 and 17]. Also the accidental torsional effect ($e_{ai} = +/ - 0,05$) was considered for the reinforced concrete building. The seismicly load was defined both in X (Ex) and Y direction (Ey)) as an elastic spectrum (fig.3)[15], with K_e (seismic coefficient representing the ratio of the received seismic rating for each computational acceleration). In Sofia this ratio since 1987 is equal to 0.27. It features IX degree earthquake according to seismic storage of MSK introduced in 1964. For the reinforced concrete structure infill with masonry a seismic reduction factor $R=0,30$ was used. For right choice of response factor R is done indirectly related to the term ductility. Ductility behavior of the structure during the earthquake or seismic impact is legally bound by Eurocode 8 [7]. It is a classification of a class of structures ductility. According to this classification structure such as that which is not designed to have ductility behavior during the earthquake is classified with the lowest ductility class "L". For buildings with this class of ductility is typical that during an earthquake the destruction of the structure it occurs before developing a significant plastic deformations. In other words, for most of the duration of the seismic impact their behavior is closer to elastic stage. In this case [8] of conduct recommended ratio q, defined as the ratio between the seismic forces determined on the assumption of linear behavior of the structure with 5% viscous damping and computing (real) seismic computing (real) seismic forces resulting from the nonlinear behavior, can be considered within the 1.5 to 2.0. This ratio reflects the ability of the structure to absorb seismic energy. In practice, it is determined by the specific design of the building and its ductility class; i.e. $R=1/q$. Ductility behavior of a building structure during the earthquake is mainly due to the quality of the concrete and columns, and to some extent the quality of masonry brick the floors. Therefore, a response rate can be considered the lower limit for buildings ductility class "L", i.e. $R=0,50$.

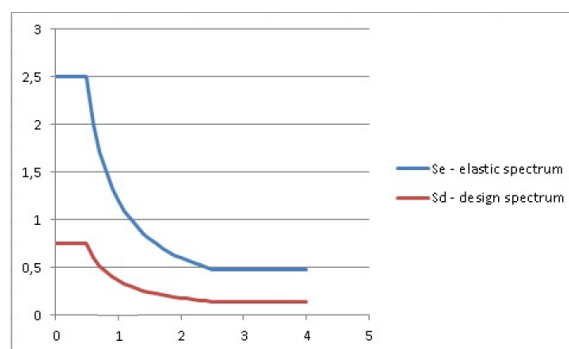


Fig. 3 Elastic and design response spectrum [BG]

According to BG provisions the following load combination resulted.

ULS:

$$1,2DL(s.w.+walls) + 1,35DL(finish) + 1,3IL + 0,8x1,4xSL + 0,8x1,4xWL(x/y);$$

1,2DL(s.w.+walls) + 1,35DL(finish) + 1,4SL + 0,8x1,3xIL + 0,8x1,4xWL(x/y);

1,2DL(s.w.+walls) + 1,35DL(finish) + 1,4 WL(x/y) + 0,8x1,3xIL + 0,8x1,4xSL;

SLS:

DL + IL + 0,8x SL + 0,8 WL(x/y);

DL + SL + 0,8xIL + 0,8 WL(x/y);

DL + WL(x/y) + 0,8xIL + 0,8x SL;

Earthquake:

DL + EX + 0,3x EY + IL + 0,8xSL;

For the lateral forces were considered modal distribution and were determined as

equation: $F_i = F_b \frac{m_i h_i}{\sum_{j=1}^n m_j h_j}$; where h_i and h_j = the height of level i, j relative to the base of the frame ;

m_i and m_j = the mass at level i and j computed from the fundamental combination $G + 0,6x0,8Q$ and distributed in the main nodes.

7. STRENGTHENING OF A MOMENT RESISTING R/C FRAME WITH STEEL FRAME

On the basis of known in the mechanical and mathematical models to determine the seismic load and with the help of computational program "SUPERSTAT"[22] and "SEIZM"[20], were identified floor seismic forces and displacements in these areas, which were removed during reconstruction brick walls, and the place will design the replacement steel frames. Calculations were carried out under the assumption that the brick walls and concrete columns collaborate on seismic, which is recorded with the adoption of the transform module of the masonry. On the basis of the seismic forces in places withdrawn brick walls have been tested respective reinforcing steel frames, the description of which will be the subject of exhibitions later in the text written material

7.1. Steel Frame "P1"

Frame is located in the axis letters "A" and cipher axes "1" and "2". The steel frame has been implemented in place of removed inner wall adopted in the calculation of earthquake diafragm "S35". The thickness of the brick wall was 15 cm in its place is left portal hole formed by two concrete columns "K22" and "K23" in axis "1" and "2". The steel frame is positioned symmetrically under reinforced concrete beam. The presence of two reinforced concrete columns and beams predetermined nominal center distance between the columns to be adopted for 3080 mm. The steel frame perform as a one span frame, two hinged supported construction with axial dimensions: 3080x2485 mm. The steel frame is made as a polygonal arch structure consisting of two vertical columns "K1", two inclined parts "K2" and the beam "G2"(Fig. 4a,b), made from 2 hot rolled profile "II24. The construction of the frame has been investigated as two hinged supported at its base frame, with different stiffness of the elements. The steel frame is investigated to the effects of horizontal seismic force $S = 60$ kN, vertical seismic moment $M_z = 750$ kNm and vertical seismic load $q_z = 60$ kN/m/. The analysis is based on the finite element method using software "SUPERSTAT"[22].



Fig.4a,b. Steel-frame system developed for strengthening of reinforced concrete frames with infills, as well as to masonry structures

7.2. Steel Truss Frame "P3".

Frame is located in the axis letters "B" and cipher axes "5" and "6". The framework has been implemented in place of removed facade brick wall masonry thickness of 30 cm and adopted in the calculation of earthquake diaphragm "S4." The presence of a large glazed area, radiator at the window concrete columns and brick wall at the window predetermined maximum axial distance between the columns is adopted for 3940 mm. The steel frame perform a single supported, one span truss construction, made from steel profiles with box cross sections. Columns accomplishment two HR "II"16, a flange coupled with continuous V - weld. So filled column has the required geometrical and statically characteristics ensure its strength, and spatially stability. At the bottom end of the columns supporting plates are with dimensions 40x250x500 mm. Anchoring of each column to the concrete slab is carried out through five anchor bolts "HILTI" with a diameter of 24 mm. and length 190 mm(Fig.5a,b).



Fig.5a,b Steel-truss frame system developed for strengthening of reinforced concrete frames with infills, as well as to masonry structures

8. RC BUILDING MODELING - MATERIALS, HYPOTHESIS

It is not superfluous to mention the ability to make and a 3D-model (space model by "SAP-2000"[21]) and others in which it is possible to account elasto-plastic properties material and thus to verify the results obtained from calculations according to spectral theory advocated in our rules. According to [2] and corresponding to this type of concrete a Young modulus of 29000 MPa was used. For reinforced was considered the plane rebar's AI which have a characteristic strength 235 MPa. In the next phase of the investigation the pushover analysis will be considered, and concrete material and steel will be modeled as nonlinear based on Kent and Park[1]. Reinforced concrete element were modeled in this investigation in elastic stage. In pushover analysis will be modeled as plastic hinges, concentrated in all points where the rebar's change their number from the upper part to the lower part of the cross section[1]. Plastic hinges will be defined as load –deformation relationship following [1] model as a deformation controlled (ductile) typology. The stairs were not considered to be as a main part of the building, so it was not taken into account in the model. Because, that the existing roof and floor

system is defined by main girders system with the cross-sections:15/30 cm,15/45 cm, 15/63 cm with the spans between 3,38 and 4,5 and thick 12 cm concrete plate, the roof and floor system was considered to be as a rigid diaphragm. This caused to all of this constrained joints to move together as planar diaphragm that is rigid against membrane deformations. In this way all constrained were connected to each other by links that are rigid in the plane, but do not affect the out-plane deformation[19]. A reinforcement of the building is executed with new vertical stability bearing steel structures with sufficient bearing capacity, stiffness and ductility of the earthquake and wind effects. Application was performed by vertical steel frame and, appropriate locations in areas, where masonry walls were removed. Developed relevant design details of connecting with new steel frame between elements of the existing skeleton. This reinforcement of the structure of the existing building is consistent with the architectural design of the building. The elements of steel frame are checked for strength and deformation. 3D model of the structure of the building, strengthening with steel frames are shown in Fig.6.

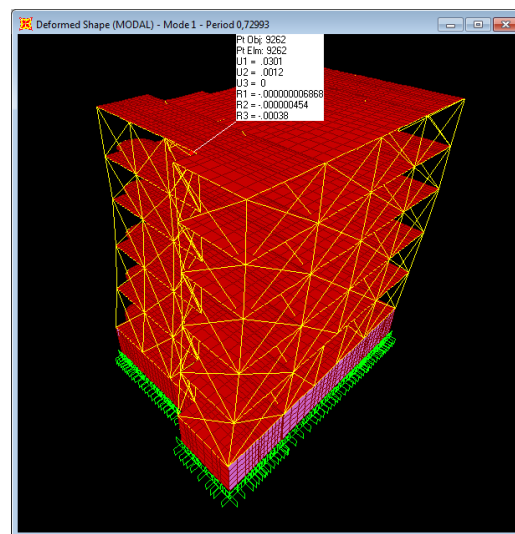


Fig.6 3D model of the structure

9. CONCLUSION

Systematizing and summarizing studies conducted to demonstrate the seismic vulnerability of masonry-concrete structure, on which place human intervention in order to change the functions of the parts of the building in this seismic analysis is an attempt to answer the following key questions:

- Is it possible to draw reliable approximate model to give an idea of how seismic forces and moments acting in place of the brick diaphragms in place of which, after their removal is imperative to put the support frame;
- Can the supporting structure of the building, the subject of our study to assume a certain level of earthquake, according to the current regulations on Earthquake Engineering in the country;
- Is it possible to design bearing frame structures in place of the withdrawn brick walls, which together with the existing parts of the structure to reliably respond to future seismic effects;
- Is it possible to give a serious answer to the questions related to the elasto-plastic properties of brick-concrete diaphragms and their behavior during earthquakes and binding you to explore this design with 3D - models.

To answer these important questions were conducted on various mechanical and mathematical models of the building, detailed seismic analysis covered a total of over 300 pages printouts. You first need to clarify that the Bulgarian software "SUPERSTAT"[20] and "SEIZM"[18] to explore structures of the earthquake to determine the seismic loading according "NPSSZR,87"[15]. In this method, as set forth in the regulations of Europe, the USA and Russia operate with maximum movements of earth particles and seismic wave: displacements, velocities, accelerations which, when

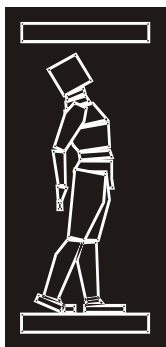
applied to construction, modify the design stress and strain state. Since the earthquake ground motion is a complex "wild and unbridled" process containing many components with different characteristics, it is clear that their joint impact on a structure is practically impossible to be predicted and evaluated. Consequently, this method accepts a few simplifying assumptions, one of which is that all the energy of the seismic impact is concentrated in one of the "principal directions" of "research design". For regular structural systems, such as our construction of residential buildings, the main directions to "define" the main and central inertia axes in the plan, which in many cases practically coincide with its transverse and longitudinal axis. In this case, the dynamic calculations are conducted separately in the transverse and longitudinal direction of the building. This is a legal prerequisite Regulated (see Article 5, section 2) of NPSSZR,1987[15], underlying the Bulgarian software "SUPERSTAT"[20] and "SEIZM"[18]. Given the fact that the "SEIZM"[18] takes into account the spatial oscillations of the structure, and thus takes into account the rotation of the building, it can be said that the mechanical and mathematical model for the study of the building to seismic as rigid supported cantilever running on bending and shear for six concentrated masses along its height at a distance from each other equal to floor heights, is enough credible model on which we can perform our calculations. For reliable reception of these calculations was examined in monolithic building with brick walls, under the assumption, that the seismic forces are taken only with concrete columns, due to the brickwork between them, creating additional links between columns, work together as components of a section, the stiffness is determined with the help "Theorem of Steiner". Considering in this model the rotation and slip in the foundations of the building were received results of their oscillations in the "Y" $T = 0.377$ sec., and in the "X" $T = 0.342$ sec. This method was tested by "SUPERSTAT"[19], whereby received oscillations and effort that could form the basis for the calculation of the support frame. This fact proves that the consideration of the interaction between the structure and the soil environment influences the dynamic behavior of the structure under investigation. About these results, verify and experimentally can be used to provide seismic force and moment in which we can design the frame inserted in place of the removed diaphragm. From the foregoing, it is clear here that the results obtained in the study of the building of the earthquake with the program "SEIZM"[18] with consideration of the collaboration between the brick walls and concrete columns perform, a reliable mechanical mathematical model by which the resulting efforts replace withdrawn diaphragms can be used to design of substitute frames. On the question of the extent of earthquake can take the existing building, according NPSSZR-1987[15]., we must emphasize that this is not the aim of our development and scheduled seismic survey. It is a complex and controversial issue and requesting detailed information on the characteristics of the ground and the data foundation that is not found design documentation. With the calculated storey horizontal forces at floor floor structures to examine the vertical structures under existing statutory regulations in the country, taking into account the vertical seismic forces and moments, and the external concrete walls in the basement are recorded and the horizontal earth pressure pressure, considering the earthquake and components.

Carried out, however, the methods of Professor and Professor H. Nisimov and T.Barakov show that the brickwork in place of SH4 can take almost 23.0 tons storey seismic load which is higher than that obtained in the VIII degree earthquake. This shows that it is possible to perform a thorough investigation of the whole building, using Eurocode 6 in Eurocode 8 in order to meet the more interesting questions.

REFERENCES

- [1] Bordea, S., Dubina, D. (2010). "Retrofitting/upgrading of reinforced concrete elements with buckling restrained bracing elements", Proceedings of the 11th International Conference on Sustainability of Science Engineering, pages 407-412.
- [2] Bordea, S., Stratin, A., Dogariu, A., Dubina,D. (2007). "Seismic upgrade of non-seismic R.C.frames using steel dissipative braces", Proceedings of Workshop, "Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events", COST, Action 26, Prague,30-31,2007, Ed. F. Wald and col., pages 211-220.
- [3] Caron,F., Palermo, D., Saatcioglu, M. (2010). "Compression Bracing for seismic retrofitting of non-ductile reinforced Concrete frames", Proceedings of 14 ECEE, Ohrid-Macedonia, 30.08-03.09, CD.

- [4] European Committee for Standardization, (CEN), (2001), "Eurocode1, Action on structures, Part1-1, General actions-Densities, self-weight, imposed load for buildings, Brussels, Belgium.
- [5] European Committee for Standardization, (CEN), (2002), "Eurocode2, Design of concrete structures, Part 1:General Rules and Rules for buildings, Brussels, Belgium.
- [6] European Committee for Standardization, (CEN), (2003), "Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1:General Rules and Rules for buildings, Brussels, Belgium.
- [7] European Committee for Standardization, (CEN), (2004), "Eurocode 8- Design of structures for earthquake resistance, Part1: General rules, seismic action and rules forbuildings", Brussels, Belgium.
- [8] Folić, R.(2006). "Some Methods of Structural Dynamics and its Applications in Seismic Analysis of Civil Engineering Structures", Civil Engineering Calendar, Vol.39, Beograd, pages 143-233, (in Serbian).
- [9] Folić, R., Lađinović, Đ. "Comparative Analysis of Eurocode 8 for Designing Seismically Resistant Structures and some National Code Provisions"(2002), Civil Engineering Calendar, Vol.35, Beograd, pages 429-487, (in Serbian).
- [10] Genesio, G., Eligehausen, R., Akgusel, U., Pampanin, S.(2010). "Application of post-installed Anchors for seismic retrofit of RC frames", Proceedings of 14 ECEE, Ohrid-Macedonia, 30.08-03.09, CD.
- [11] Karadogan, F., Yuksel, E., Yuce, S. Z., Saruhan, H., Yidirim, H., Teymur, P., Sagbas, G., Pekmezoglu, A., Erdem, C.(2010), Rehabilitation of a Historical Building , Proceedings of 14 ECEE, Ohrid-Macedonia, 30.08-03.09, CD.
- [12] Liolios, Ang., Moropoulou, A. & Liolios, Ast. (2016). "Historic reinforced concrete buildings strengthened by ties under seismic sequences: A computational approach. In: Tuleshkov, N., Partov, D. and Dobrev, P. (eds.), Proc. Intern. Scientific Conference BASA'2016, "Prevention of Cultural Heritage", Bulgarian Academy of science and Arts, 23-25 Nov. Sofia, pages 311-318.
- [13] Liolios Ang., Moropoulou A., Partov D., Folic B. and Liolios Ast. (2015), "Cultural Heritage RC Structures strengthened by Cable Elements under Multiple Earthquakes", in: Radonjanin, V., Ladjinovic, Dj. & Folic, R. (eds.), Proceedings of iNDiS 2015 Intern. Conf. "Planning, Design, Construction and Renewal in the Civil Engineering", Novi Sad, pages 372-381.
- [14] Mahmoudi, M., Ebadi, F. (2010). "Seismic rehabilitation of unreinforced masonry buildings using pipe bracing system". Proceedings of 14 ECEE, Ohrid-Macedonia,30.08-03.09, CD.
- [15] Mazzolani,F.M.,Della,G., Barecchia, E., D'Aniello, M. "Experimental tests on seismic upgrading techniques fot RC buildings". Proceedings of Workshop, "Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events", COST, Action 26, Prague,30-31, .March,2007, Ed. F. Wald and col., pages 221-228.
- [16] Massumi, A., Tasnimi, A. A. (2008). "Strengthening of low ductile reinforced concrete frames using steel X-bracings with different details", Proceedings of 14 WCEE, Beijing, China, CD.
- [17] Norms and rules for the design of buildings in seismic areas, (1987) (NPSSZR, 87), Ministry of Construction and Architecture(MSA), 1987, Sofia,(in BG).
- [18] Pampanin, S. (2010). "Retrofit solutions for pre-1970 R.C. Buildings: an Overview of latest research developments in New Zealand", Proceedings of 14 ECEE, Ohrid-Macedonia, 30.08-03.09, CD.
- [19] Partov, D. (2004). "Detailed Structural Design Project for the strengthening of non-seismic r.c. frames with infills in Sofia", (in BG).
- [20] SEIZM – 3D,(1992) Center of Electronic for Building Constructions and Industry.
- [21] Structural Analysis Program (SAP 2000).
- [22] Superstat -3D(1992), EU Software products and systems.
- [23] Tzenov, L. (2002, 2007), "Fundamentals of Earthquake Engineering", BAS, Sofia, (in BG).
- [24] Vaseva, E., Ignatiev, N., Sotirov, P., Mihaleva, D., Pavlov, I. (2012), "A Guide for Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Buildings", (based on EN-Eurocode-8), KIIP, Sofia, (in BG).
- [25] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdy, M. (2007). Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing, Engineering structures, Vol. 29, pages15-61.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Дончо НАУМОВ ПАРТКОВ¹, Милен СТЕФАНОВ ПЕТКОВ²,
Димо СИДЕРОВ ЖЕЛЕВ³

**ФИЛОЗОФИЈАТА НА РОБУСТНИ КОНСТРУКЦИИ И НИВНАТА ПРИМЕНА
ВО ПРОЕКТОТ ЗА ВРЕМЕНА ЧЕЛИЧНА РАМОВСКА КОНСТРУКЦИЈА,
НАМЕНЕТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОДГРАДУВАЊЕТО НА НОВОТО МЕТРО
ВО СОФИЈА**

РЕЗИМЕ

Сериозната идеја која се провлекува низ статијата, времени челични конструкции за зајакнување на длабок ископ за изградба на метро станици, припаѓа на робустните конструкции. За сите идни случаеви, по секоја цена треба да се прифати стратегијата за постигнување на робустност за ваков тип на конструкции. За конструктивен систем, како што се челични рамки за зајакнување на подграда, за да се прифатат влијанијата од непредвидени настани притоа да се задржи функционалноста, системот мора да поседува одредена резерва. За да се осигура примената на оваа идеја, употребени се клучни елементи за да се синтетизира најнапредниот кинематички синџир (лачен мост), кој ќе овозможи евакуација на човечките ресурси од длабокиот ископ. Примери од праксата поврзани со изградбата на метрот во Софија, имплементирани во контекст со споменатата филозофија, се предмет на овој труд.

Клучни зборови: времени челични конструкции, спрегнати греди, робустни конструкции

Doncho NAUMOV PARTOV¹, Milen STEFANOV PETKOV², Dimo SIDEROV ZHELEV³

**PHILOSOPHY OF ROBUSTNESS STRUCTURES AND ITS APPLICATION IN THE
PROJECT FOR TEMPORARY STEEL FRAME STRUCTURES, USED FOR
STRENGTHENING OF A GREAT EXCAVATIONS FOR NEW METRO IN SOFIA**

SUMMARY

The serious idea goes through the article, that the temporary steel construction for strengthening of great excavation for metro stations, must belong to robustness structures. In the future cases must be accepted at all costs the strategy for achieving robustness for this kind of structure. For a structural system, as such steel frames, for strengthening the great excavation, to survive unforeseen events or circumstances with its intended function intact, it must possess sufficient reserve capacity to stand up conditions during and after the event. To ensure, that this idea will be implemented, key elements will be used to synthesize the most evolving kinematic chain (catenary bridge), which will allow the evacuation of human resources from the deep excavation. Example of the practice related to the construction of the metro in Sofia, implemented in the context of the aforementioned philosophy, are the subject of this article.

Keywords: temporary steel structures, hot-rolled section, composite beams, robustness structures

¹ Prof. Civ. Eng. D. N. Partov, PhD, 1373 Sofia, Suhodolska Str.175, Univ. Str. Eng. and Arch., partov@vsu.bg

² Assist. Prof. M.PetkovV.1373 Sofia, Suhodolska Str.175, Univ.Str. Eng. and Arch, milenspetkovv@abv.bg

³ D.S.Zelev, PhD, 1712 Sofia, Mladost 3, dimosiderov@abv.bg

1. INTRODUCTION

In the 1974 year the Municipality of Sofia approved the city plan containing the intention to build a metro system in Sofia. The construction works commenced in the 1982 year. The route for Sofia metro Line – 1 Extension Project from Sveta Nedelya Square to Vassil Levski Stadium was financed with a loan from Japan International Cooperation Agency (JICA) and was carried out by the Japanese Contractor Taisei Corporation, under contract with the Sofia Municipality (Fig.1).

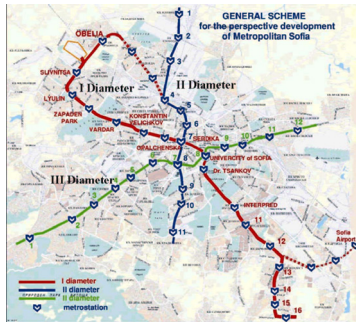


Fig. 1. General Scheme for the Development of Metropolitan

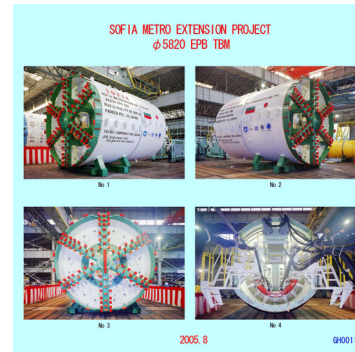


Fig. 2. Contemporary Tunnel Boring of Machines (TBM)

For this route with length of 2400 m two metro stations, two ventilations shafts, and one start shaft for strengthening of this deep excavations was design and used more than 610 tons temporary steel structures to keep the RC wall and pilot in vertically position [6]. Contemporary machine methods of the tunnel excavation in the soft ground in Sofia was used for this route. The machine excavation is executed as a full-fase excavation employing tunnel-boring machines (TBM), with diameter 5820 mm (Fig. 2).

2. ROBUSTNESS OF STRUCTURES AND THE CODES

Different aspects of structural robustness have been discussed in technical literature [2-5, 7-13]. In the “Basis of structural design” *part of the Eurocodes* robustness is not defined but only paraphrased with the following sentence in the listing of the basic requirements [3]. “A structural shall be design and executed in such way, that will not be damaged by events such as: explosion, impact and consequences of human errors”. *The British regulation* explicitly covering robustness from the beginning of 1970-ies. In the Eurocodes they were implemented as Annex A to part 1-7. *Danish code* provisions are base on probabilistic model and require a step by step procedure for all structures, where consequences of failure are serious. *The Swiss structural codes* define robustness regardless the types of action involved and raise it as basic requirements on the same level as economy and durability. *So: the basic concept to provide robustness are generally accepted.* Possible new code provisions providing robustness. *In future code generations robustness has to be introduced as well defined term in the basic document (basis of design).* In the future, *robustness should not be connected only with accidental loads, but with deterioration and lacking maintenance of structures.* When we hear the term robustness we must understand the following sense: the ability of structure to withstand event like: fire, explosions, impact or the consequences of human errors, *without being damaged to an extent disproportionate to the original cause.* Engineering for robustness involves the use of the following provisions: resistance, protection and sacrifice with are indirectly referred in the following EN 1990 requirement: “Potential damage shall be avoided or limited by appropriate choice of one or more of the following”: - avoiding eliminating reducing the hazards to which the structures can be subjected(i.e. protection); -selecting a structural form, which has sensitivity to the hazard considered(i.e. resistance-energy absorption); -selecting a structural form and design than can survive adequately the accidental removal of an individual member or limited part of the structures(compartmented) collapse) or the occurrence of acceptable loaded damage(i.e.-sacrifice); -

avoiding as far as possible structural system that can collapse without warning (i.e. resistant-ductility); -tying the structural members together) i.e./resistance – reserve strengthening and redundancy); - accidental action are action with low probability of occurrence. *In this sense, our temporary steel construction for strengthening of great excavation for metro Sofia belong to this type of structures and in the future cases may be adopt as of strategy for achieving robustness for this kind of structure.*

3. SURVIVAL THROUGH SOME REQUIREMENTS OF ROBUSTNESS

For a structure system, *as such steel frames*, for strengthening the great excavation, to survive unforeseen events or circumstances with its intended function intact, it must possess sufficient reserve capacity to stand up conditions during and after the event [3]. The menu of elements of robustness includes a number of strategies and considerations as follows [3]: **strength**: Wherever the use of brittle materials or situations cannot be avoided, e.g. slender members in compression, those elements must be protected from overload, often through extra strength. In the case of large or novel structures, it is left to the designer to create a rationale for safety margins and for the members and failure modes; **structural integrity**: *The aspect of structural integrity and coherence can also, in a different context, be interpreted as solidarization* where one ascertains that one individual member cannot be destroyed all by itself, but a number of elements are acting together to provide sufficient resistance. It is paramount to lack of structural integrity, and consequently of robustness in the literal sense of the structure, if not tied together, risks disintegrating into its parts which allowed to move relative to one another; **second line of defense**: If the second line of defense strategy is used the analysis of the structure in its deformed/damaged condition must be carried out with care, representing as closely as possible anticipated scenario: If a beam must convert to a *hammock-like load path*, its continuity and strength through all connections and elements on the load path must be ascertained accordingly; **multiple load path or redundancy**: If one or more of constructive elements fail, the remaining structural element must strong enough, collectively to resist the loads, corresponding to the situation after event, which was associated with the failure. Members becoming overloaded in the course of the event must be able to deform without losing their resistance, so that other load path catch up with sharing the load. The remaining load path include the auxiliary structural elements transferring the load from the failed elements to the alternate load path. The remainder of the system must substitute the structural function of the failed elements, e.g. conserving overall stability; **ductility versus brittle failure**: As we have seen, ductility is essential to the beneficial effect of redundancy, second line of the defense and similar approaches to robustness; **progressive failure versus the zipper stopper**: A considerable variety of structural system belong to the class, the characteristics of which make them prone to a particular type of progressive failure which has been *nicknamed zipper effect or domino effect*. The answer to the problem of proneness to *zipper type* progressive failure is found in the basic goal of design of for robustness. To limit the extend of failure a group or sequence of brittle elements, periodically strong points (**key elements**) are created which will stop the progression of the failure; **capacity design and the fuse element**: *A fuse element* in the structural application differs from the well-known electrical fuse, which *interrupts the transmission of current* completely, when overloaded. *A structural fuse is an element* which maintains the transfer of load at a certain level (usually through ductility) thereby limiting the forces which are being transmitted through the load path of which the fuse is an element. Of course, the deformability of every fuse element is limited, and robustness requires, that this limit is not exceeded; **sacrificial and protective devices**: In some cases, it may be uneconomical or impossible to provide sufficient robustness in a structural element. It is then useful to consider the introduction of devices, that will intercept the impact or forces, constituting the danger scenario. This strategy is particularly suited to situations where the loading scenario cannot be determined with any useful certainty; **the knock - out scenario**: Cases are find where it would be impractical or impossible to provide sufficient strength or ductility, and the possibility for a structural element to be accidentally removed must be considered. To provide robustness, second line of defense type of strategy may be chosen, or a particular element may be design to be knocked out, without causing serious consequences; **stiffness considerations**: In many cases, deformations must be limited as they themselves may *jeopardize robustness*, being the cause for loss of the structure because of collapse through instability(e.g. second-order effect like P- Δ -effect) or because the deformed structure can no longer serve its purpose and must be taken down rehabilitation being too costly.

Classically, deformation is inversely proportional to stiffness, but still a minimum stiffness must be provided; ***the benefits of strain hardening***; The process in materials and elements, which exhibit an increase of stiffness, with increasing deformation(strain), called strain hardening. The benefits of strain hardening are quite obvious. In other words: Yielding will take place elsewhere in the structure before rupture at the weakened zone. Before rupture is imminent, substantial deformations will take place, providing visible evidence that a problem of overloading exist, in other words: a warning; ***post-buckling resistance***; Formally the exploitation of post-buckling reserve can be seen as a case of second line of defense which, however does not seem to be of any practical significance; ***warning, active intervention and rescue***; This consideration is not limited to dangers and risks for life and limb, but applies with the same logic to other cases of distress, which may be related to the loss of a structure when it is found beyond repair, which state of affairs might have been prevented had the relief been introduced in time. In these situations, survival of the structure with its function intact (*which is generally the essence of robustness*) is a question of timely and effective human intervention and *robustness becomes* a question of it being enacted. The *enactment of emergency measures* in turn is dependent on the awareness, that an *imminent danger exists*, as well as on the time and means available to put them in place. Warning signs are physical phenomena, which are paramount to, precede or accompany the beginning of distress of the structure; ***testing***; Numerous situations exist where the representation of a structure through *mathematical or physical models is uncertain* and one would like to have conformation of structural behavior beyond calculation using models. In order to learn something useful about the structural behavior in an extreme state, the scenario would have to be simulated in the test, i.e. in essence a destructive test. For many structural systems a prototype for testing purpose is out of question, *as in our case*. Every structure (*every steel frame for strengthening*) being essentially one of a kind and representing a single investment of such magnitude that its destruction, partial or entire, cannot be afforded; ***monitoring, quality control, correction and prevention***; Human intervention can also be preventive and by the same logic, be interpreted as an element of robustness. Likewise, monitoring through periodic inspection does not provide automatic assurance: The symptoms of real distress *such as telltale cracks* may evident only to personnel with sufficient specialized knowledge or experience *whose alertness has not become dulled* over time. In our case monitoring devices are often installed at construction time - one wants to know about the behavior of the structure as early as possible; ***mechanical devices***; For the control of movement or forces or to dissipate energy, mechanical devices have become increasingly popular in certain situations. Each of them abovementioned requirements of robustness, may be applicable in certain circumstances but not in others. In particular, the type of event and type of structural response will decide about the strategy of choice: Is the event load controlled or deformation controlled? Is it repetitive? What are its physical limits in terms of forces, impact, energy, deformation, movement, duration, etc.? What will be the conditions following the event? Structural function, further events? [3].

4. PHILOSOPHY OF ROBUSTNESS STRUCTURES AND ITS APPLICATION IN THE PROJECT

The *cause* of accidental event, should be changed/unforeseen load cases, wrong/un-sufficient structural modeling or calculations, errors related to materials, production or execution, unforeseen imperfections, *settlement of pile* in our case or deterioration. Unintentional and unforeseen loads and load effect may also appear due to human errors, for example due to wrong handling or wrong maneuvers. Further imposed loads may change in time compared to the prediction, during designing of the structure. One example increased story loads due to change in the use of the building. In our case change the number and diameter of R.C., pile contacting with our steel horizontal frame. In the original project the pile was designed with the diameter 1000 mm, touch each to other, but executed with D=600 mm., and distance between their axis equal 1000 mm. Another example is to change the crane types, that could lead a dramatic increase of possible impact loads through the earth pressure for RC piles. This types of load condition can be prevented or eliminated by skilled and responsible administration of the structure [9,10]. Further conditions which contribute to robustness are: *system modeling, statically indeterminate structural systems, ductility, solidity, investigation and control*.

5. ROBUSTNESS OF STRUCTURES

The basic design work takes into account the situation, when part of the members will be lost (Fig.3a, b, c). At this stage it was important to proceed with the design work in collaboration with the engineers from the building company making the excavation. *Sometimes this engineers wanted the permission to install the rods of the frame with certain delaying, which was equal to lost in this moment the elements from the frame.* In the present design method, the concept of key elements is applied as a means to improve cost-effective redundancy in a manner that conforms to standards [3]. When the cross section of the members was chosen in conformity with conventional structural design, *the members to be lost are determined and the key elements are selected.* The members to be lost are determined taking into account the scale of potential impact factor and the risks involved. The key elements are these members, whose directly affects the risk of a chain-reaction collapse. According our investigations, the loss of corners diagonals is the severest cause of reduced horizontal load supporting capacity. Some statically structural systems (Fig. 3a, b, c) are analyzed to check the eventually danger stage of the construction during the excavation.

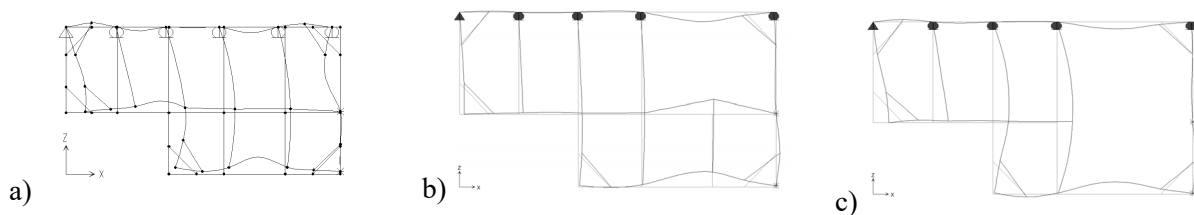


Fig. 3a, b, c. Deformation shape in exploitation stage, by one and two member removed

The all designer procedure of this steel frame are considered with robustness tendency in structures. The details are considered to ensure robustness against great impact of earth pressure, against daily and season temperature and eventually earthquake. For example, the details were carefully analyzed from this point of view. On the plate was elaborated the special holes with elliptical shape, with the aim to enable the procedure of stiffer contact between plate and ribs in the wall of girder, through the welding stems(Fig.4a). Every corner detail was completed with vertical plate, which closed to the upper and bottom plate, with the aim to ensure the hunch box shape element section (Fig. 4b).



Fig.4a. Steel plate with elliptical holes



Fig.4b. Hunch box shape element section

5.1. Brief description of the structural solutions of the steel frame D

This design, *according the philosophy of robustness*, concerning the redesign steel frame “D” on level four, using for support of the vertical excavation for the Ventilation shaft 7-8 for Sofia Metro. The excavation is supported by RC piles with diameter 600mm, situated at 1.0m, measured between pile axis, and the piles are additionally supported in the designed vertical position by four steel frames, installed on four levels as follows: 1-st level:543,70m; 2-nd level:539,00m; 3-rd level:534,20m; 4-th level:528,85m(Fig.5a). The steel frames which shall be installed on the above mentioned 4 levels, serve as supporting structure providing the designed vertical position of the RC piles, which resist the loading introduced by the earth pressure in horizontal direction(Fig.5a) [6]. The dimensions of the

frame in the plan view are 12.600/22.990m, and in the left end, the frames are with dimension 7.60/7.740m, and in the lower end are with dimension 14.600/4.300m. Plan view of the frames shows complex rectangular shape at the lower left corner, where the gross dimension of each pair of opposite walls has the same total dimension value(Fig.5b). The corners of the frame in its left and right end are stiffened by struts (diagonals). The frames are fixed to the piles through steel chairs, welded to embedded parts in the RC piles. The chairs function is to support the frame in the designed horizontal level position.

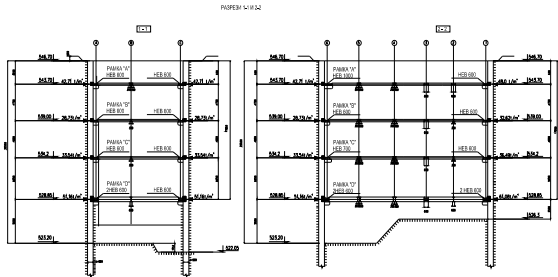


Fig. 5a. Steel frames in Ventilation shaft 7-8

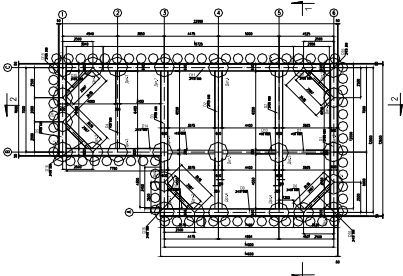


Fig. 5b. Steel frame D

The steel frame at 4-th level (Frame D), along its perimeter consists of 2I-HEB 600, coupled in a box-shaped element section. The diagonals are made from 2I-HEB 300, coupled in a box-shaped element section. The main struts along axis “4” and “5” are from coupled in a box-shaped element section, made from two I-HEB 600. The strut along axis “2” is from I-HEB 600, and along axis “3” is from 2I-HEB 600, coupled in a box-shaped element section. The links along axis “B” are from I-HEB600 (Fig.2.). All of the details for connection/joints between the elements of the frame are constructed with joint plates and welding. The steel frames are closely fit to the piles which is achieved through filling concrete class C25/20.

6. DESCRIPTION OF REDESIGN SOLUTION FOR STEEL FRAME D AT ZONE “A”

The project is according to reinforcement of supporting steel frame “D”, located at 4-th level: 528,85m, in excavation of vertical ventilation shaft 7-8 from Sofia Metro [6]. The steel frame installed on the pointed level as the part “A”, has the function of supporting construction, supporting the vertical position of the piles according to the project, which piles are exhibited on horizontal earth pressure. The corners of the frame in the part A are supported with four diagonals. The frame is installed to the piles with steel chairs, welded to assembling parts, placed in the concrete of the piles. The overall dimensions in the part “A” of the frame is with dimensions 7.60/7.790 m. The steel frame by the figuration of the excavation of 4-level (frame D Part A) according to axes: 1-3; B-C, is done by two mono axial I-profiles, from heat-rolled steel HEB, with same heights: HEB600, connected which other with flange. In this way is constructed a box-section. The diagonal bars are made by 2HEB300. The diagonals D19 and D20 in part A, are there from the old solution for frame D. The opposite diagonals D16A and D17A are translate here from the part B. The strut D4 from the old solution of frame D in Part A is removed for the aim, to make a good place for excavation. In the plan of the frame along its longer side axes 3, between opposite horizontal beams D11 and D14 are placed one additional beam (strut)- (beside axes 3) made by combined profile, with cross-section box, made by combining of 2I-HEB600(element - D4A). This strut connected with the beam D11 and D14 frontal by welding. This strut is prepared from the element D6 in part B, after cutting with clear length 6396 mm. The new supporting steel frame in part A, is in contact with the pile walls using the realized reinforcement beam, from - concrete class B25. The connection of inside concrete beams with steel beam in axes B and C is made by steel dowels from struts N20. So the composite steel concrete section was done as a part from the frame (*with aim to considered with robustness tendency in these structures*), resist to great influence of horizontal earth pressure (Fig.6a, b and Fig.7).

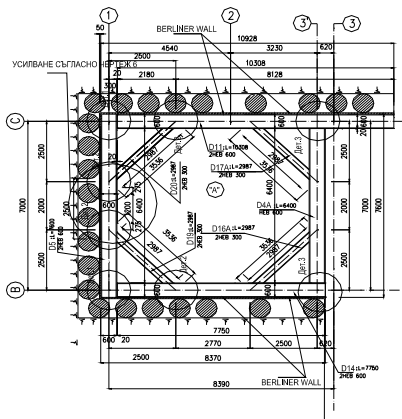


Fig. 6a,b Part A from steel frame D

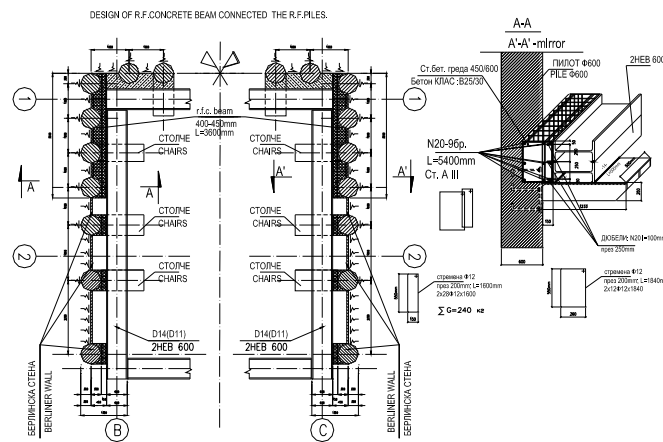


Fig. 7. Composite steel-concrete beam in part A

After installed of the new steel frame D in zone A, the works continue in zone B of the frame D. The strut D6 in zone B prepared from the element D14 from part A. All other operations continued according the assembling plan TD/VS7-8/S/103rev 1 from 17.06.2008). The diagonals D16A and D17A from zone A return again in part B (Fig.8a, b).

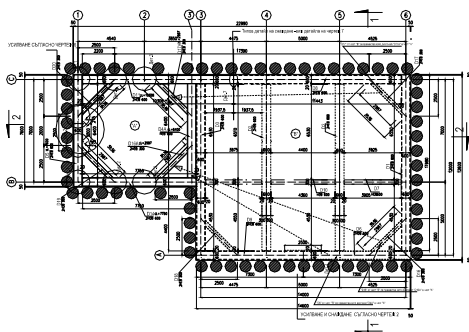


Fig. 8a. Frame D comprise parts A and B



Fig. 8b. Part B from steel frame D

7. LOADING AND INFLUENCES

The loading of the steel frame is in its own surface. It is with variable values and it is defined, as the values are different along the perimeter of the frame and their top values are 610,80kN/m'. The loadings at the level of the frame are reactions in the supports, calculated in static calculations for the pile walls, analyzed for loading only by earth pressure.

8. STATIC ANALYSIS

The static research of steel frame “D”-in zone “A” for project is made by computer programs “SAP2000”, in two load cases: self-weight and earth pressure. Along the perimeter of the frame the beams have the character of continuous beams, connected with joints with the other beams in the corners of excavation. The diagonals are connected with joints with the beams. The elements of the supporting steel frame are designed on stability and strength [1], according to EUROCODE 3. The nominal values of yield strength of the steel in the project is St275J2 for I-HEB is approved 275MPa, with secure coefficient $f_y=1.0$. In the selection of cross-sections of steel beams, the most rational solutions are used, for using their optimal load-bearing.

9. NUMERICAL SIMULATION OF FRAME JOINT

Today, according [3], the design of structural system is most often based on mechanics-mathematical models, which are substituted for the future real structure, for purpose of analysis. Models including, besides the physical description of the structure (geometry, topology, stiffness, mass, weight, etc.), the circumstances to which the structure is thought to become exposed, during its lifetime (loading effects, chemical deterioration, abrasion, etc.). The fact that *the proof of aptness* of the structural system (steel frame in our case), must be brought about using substitutes of some forms and can only rarely by demonstrated on the final product, has been recognized and rationalized by the “*art of engineering*”, and expressed in building codes and handbooks in the form of *modeling rules* and *stipulated* minimum safety margins. *Safety margins* are intended to compensate for differences, which are *anticipated to exist* between the idealized models used for the analysis, and the physical equivalent, the real structure and its circumstances. This safety margins have been developed, mainly through a vast amount of experience with real structures, but also through much research in laboratories and *precisely analysis of the structure using the MFE*. The example of the calculation the joint of steel frame using MFE we take from steel frame showing in Fig.9a. The dimensions of the frame are 24,311/17,811 m. In the plane view of the frame between the two parallel sides, there are four struts installed, made from spiral welded steel pipes with diameter $D= 820/10$ mm and $D=630/10$ mm. The steel frame is from hot-rolled section HEB 700, doubled along the whole perimeter of the frame, thus achieving a box-shaped beam section. The diagonal struts in the left part of the frame are from hot-rolled section HEB 300, forming box-shaped beam section too. All of the details for joints between the separate elements of the frame are constructed with joint plates and welding (Fig.9b and Fig.9c).

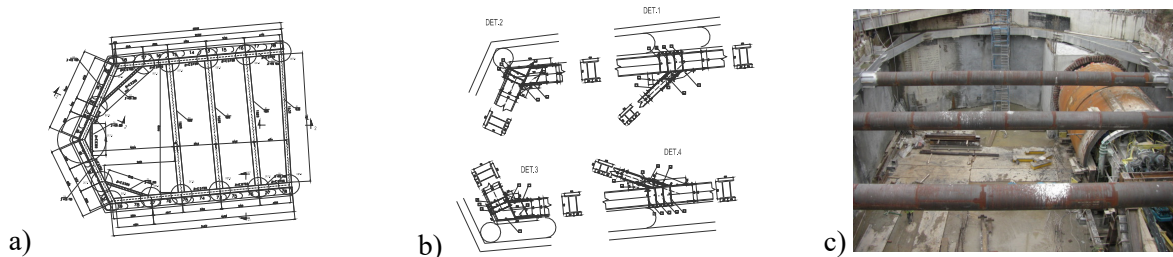


Fig. 9a,b,c. Steel frame-a), Details for joints-b), View over the steel frame-c)

A corner joint of the frame is simulated with finite element method through ANSYS APDL software [14]. The walls of the H sections and the plates are modeled with shell element SHELL 181. It is a four-node element with six degrees of freedom at each node: translations in the x, y, and z directions, and rotations about the x, y, and z-axes [14]. The target size for the meshing is assumed 50mm, which results in 4436 nodes and is presents on (Fig.10). Also constrain elements MPC184 are used to simulate the welds between the plates and also to apply to the joint boundary condition. Material nonlinearity is considered with bilinear material model. The yielding stress is assumed to be the nominal value of 235MPa for the plates and 275MPa for the H section. The tangent modulus is applied 210MPa, which is 1% of the initial elastic modulus of 210000MPa. Geometric nonlinearity with full Newton-Rhapson algorithm is also applied.

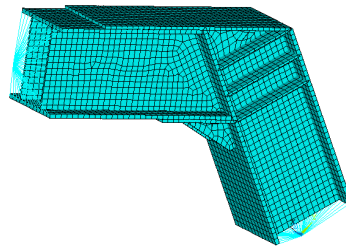


Fig. 10 Frame joint discretization

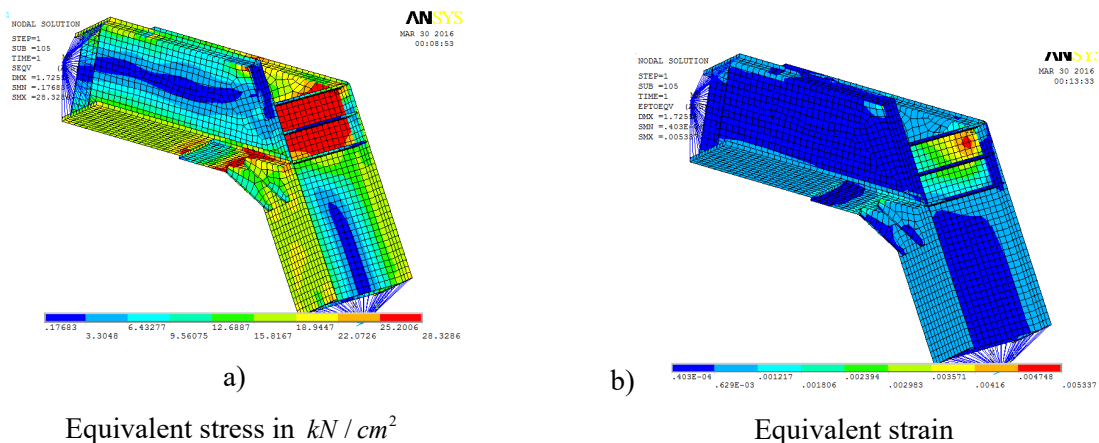


Fig. 11a,b. Results in 0.010 rad. support rotation

The results on (Fig.11a, b) shows that the joint panel has yielded first, which typically indicates satisfactory joint ductility. The specific size of the trapezoidal joint panel leads to interesting shear yielding behavior, influenced by the ribs location.

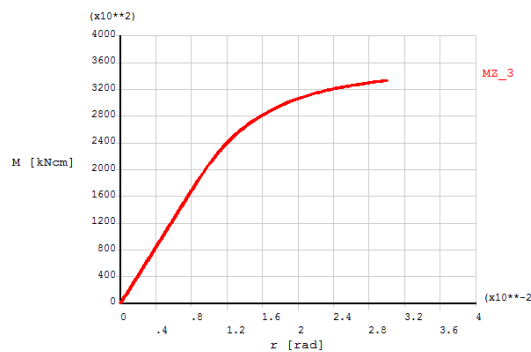
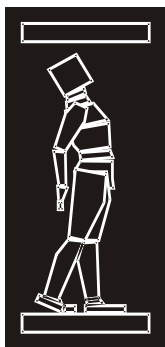


Fig. 12. Moment-rotation

Moment-rotation curve of the joint is also investigated in (Fig.12). The joint yielding resistance can be estimated as app. 2400kNm and is determinate mainly by joint panel shear yielding. It can be *concluded that the robustness of the frame can be achieved by enough ductility in the joints, which will allow large rotation on the weaker components without damage. The higher ductility of single component allows participation of more elements in the load resistance, making a frame to be robust [3].*

REFERENCES

- [1] Bažant, P. Z. and Cedolin, L.(1991). "Stability of structures", Oxford University Press, New York.
- [2] Gulvanessian., H.(2006). "Robustness and Eurocodes", IABSE- Journal, SEI I, Volume 16, Number 2, pages 167-171. [3] European Committee for Standardization (CEN), (2009) "Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings". Brussels, Belgium.
- [3] Knoll, Fr. and Vogel, Th. (2009). "Design of Robustness", SED 11, IABSE. [1] Ceccotti, A., Follesa, M. (2006) "Seismic Behaviour of Multi-Storey X-Lam Buildings." Proceedings of COST E29 International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, pages 81-95, Coimbra, Portugal.
- [4] Lalkovski, N., Starosek, U.(2014) "Pancake-type collapse—preventing downward progression", Proceedings of 37th IABSE Symposium Madrid, pages 1642-1649.
- [5] Maes, M., Fritzsos, K., Glowienka,S. (2006). "Structural Robustness in the Light Risk and Consequence Analysis", IABSE- Journal, SEI , Volume 16,Number 2,pages101-107.
- [6] Partov, D.(2006) "Design documentation for temporary steel structures used for strengthening of deep excavation for Metro Station 8 and Ventilation shaft 7-8 for metro-Sofia", Taisei-Company, Japan.
- [7] Sorensen, J. Christensen, H.(2006) "Danish Requirements for Robustness structures: Background and Implementation". IABSE - Journal, SEI I, Volume 16, Number 2, pages 172-177.
- [8] Starossek, U., Haberland, M. (2010). "Codifying Robustness and Collapse Resistance", Proceedings of "Joint IABSE-FIB Conference, Codes in Structural Engineering", Development and Needs for International Practice, Dubrovnik-Croatia, 3-5 May, pages 505-512..
- [9] Starossek, U.(2006). "Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures", IABSE-Journal, SEI, Volume 16, Number 2, pages 113-117.
- [10] Smith ,W.J.(2006) "Structural Robustness Analysis and Fast Fracture Analogy". IABSE- Journal, SEI, Volume 16, Number 2, pages 118-123.
- [11] Stuart, M., Gulvanessian, H., Brregula, J.(2010). "The Treatment of Robustness in Codes of Practice: The background, a review and future needs", Proceedings of "Joint IABSE-FIB Conference, Codes in Structural Engineering;" Development and Needs for International Practice, Dubrovnik-Croatia, 3-5 May , pages 497-504.
- [12] Val, D.(2006). "Robustness in Frame Structures", IABSE -Journal, SEI, Volume 16, Number 2, pages 108-112.
- [13] Vogel, Th. (2010). "Covering robustness in present and future codes", Proceedings of "Joint IABSE-FIB Conference, Codes in Structural Engineering"; Development and Needs for International Practice, Dubrovnik-Croatia, 3-5 May, pages 489-496.
- [14] ANSYS 14 documentation.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Елена ПОПОВСКА¹, Ангела ГУЛЕВСКА², Влатко МАНЧЕВ³, Емил КОЧОВСКИ⁴

ПРОЕКТИРАЊЕ НА ОБЈЕКТ СО КОМЕРЦИЈАЛНА НАМЕНА

РЕЗИМЕ

Трудот елаборира врз фазата на поректирање на конструкција со две нивоа, со комерцијална намена. Архитектурата на објектот поставува барање за 10m распон на главната гред, додека пак висината на самиот објект е диктирана од административните локациски услови. Конструкцијата е предвидена како челична со спрегната меѓукатна конструкција. Конструирањето на конструкцијата поминува низ сите фази потребни за потврда за носивоста и употребливоста. Главните греди се проектирани како саќести спрегнати носачи, истите се анализирани за сите фази на изведба иако реално доминантното натоварување истите добиваат при првата и последната фаза на изведба. Намената на градбата диктира корисно натоварување по целата површина со износ од 4.0 kN/m². Потребно е главниот носач да биде со најмала возможна висина на попречен пресек, како и да поседува отвори во реборото за премин на инсталации од фаза машинство. Предвидено е главните греди да се спрегнати саќести носачи и истите се анализирани за сите фази на монтажа, со привремени потпори и механичко надвишување до постигнување на полната јакост на бетонот.

Клучни зборови: саќести носачи, спрегната конструкција,

Elena POPOVSKA¹, Angela GULEVSKA², Vlatko MANCHEV³, Emil KOCOVSKI⁴

COMMERCIAL STRUCTURE DESIGN

SUMMARY

This paper elaborates on the structural system used for a two level commercial structure. Architectural design dictates a 10m clear span of the main beam, and height of the building is dictated by the location conditions. The structure is designed as a steel structure with a composite concrete and steel floor structure. Limited height of the structure requires a minima height of the floor structure and openings in the beam webs for installations from the HVAC system. The building classification dictates a uniform area imposed load of 4.0 kN/m². Main beams are designed as castellated composite steel beams thru all the stages of construction with the addition of temporary supports and mechanical pre-chambering until design concrete strength is achieved.

Keywords: castellated beams, composite structures,

¹ BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, elena.popovska@zikol.com.mk

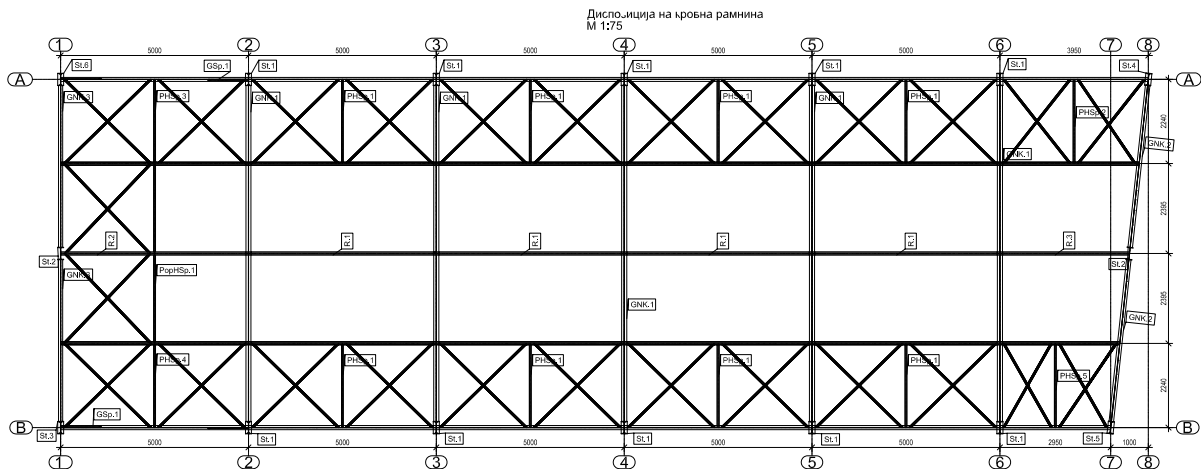
² BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, angela.gulevska@zikol.com.mk

³ BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, vlatko.manchev@zikol.com.mk

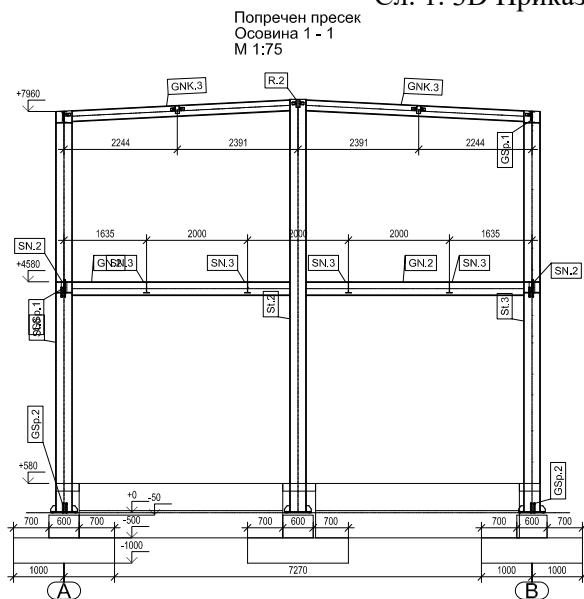
⁴ Head of design department, BSc, DGT "ZIKOL", Strumica, Republic of Macedonia, emil.kocovski@zikol.com.mk

1. ОПШТО

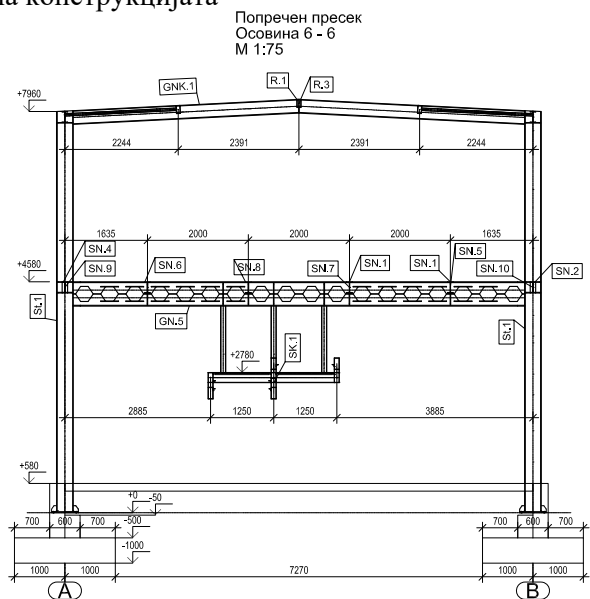
Проектната задача и архитектурата дефинираат објект со максимална фисина до венец од 7.7m, поделен на две нивоа со меѓукатна конструкција. Распонот на меѓукатната и кровната конструкција во попречен правец е 9.3m. Во подолжен правец објектот е со максимална должина од 28.95m, односно истиот е поделен на 5 модули со распон од 5m и еден неправилен модул со распони 3.95m и 2.95m соодветно. Конструкцијата се карактеризира со јасно дефинирани попречни рамки со две нивоа, при што меѓукатната конструкција е моделирана и анализирана како слободно потрпена а вклетштувањето е направено во носачот на кровната рамнина. Во подолжен правец конструкцијата е разгледувана како склоп од подолжни рамки анализирани како зглобни рамки со спрегови. Хоризонталната крутост во попречен правец се обезбедува со крутоста на самата анализирана рамка, додека во подолжен правец во секоја од колоните столбови се поставени спрегови. Како карактеристични во конструкцијата се јавуваат барањата за пакетот на меѓукатната конструкција кој на зададените распони треба да има максимална дебелина од 60cm и истовремено да овозможи премин на инсталациите низ ребрата на главните носачи. Меѓукатната конструкција е анализирана како спрегната меѓукатна конструкција оформена од главни сакести и секундарни носачи без обработка, врз кои се поставува лим за спрегање преку кој се вградуваат чеп можданици $d=19mm$ и $h=100mm$, врз лимот се бетонира бетонска плоча со дебелина $d=12cm$.



Сл. 1. 3D Приказ на конструкцијата



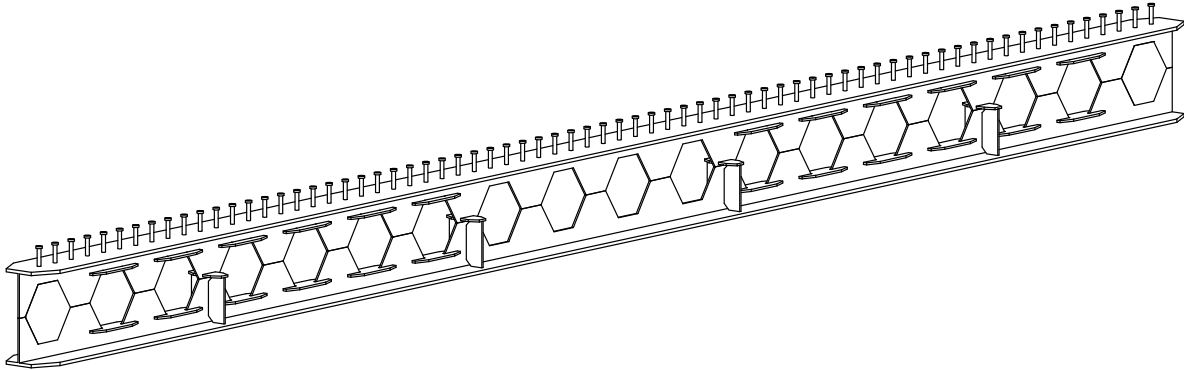
Сл. 2. Попречен пресек фасадна рамка



Сл. 3. Попречен пресек централна рамка

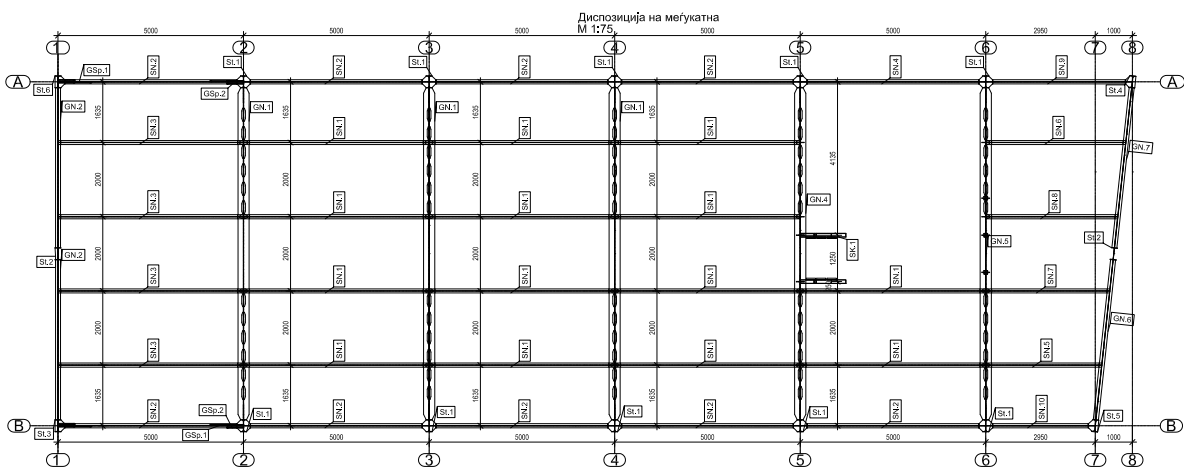
2. СПРЕГНАТА МЕГУКАТНА КОНСТРУКЦИЈА

Главниот носач на меѓукатната конструкција е предвиден да се изведе како саќест спрегнат носач поради потребите од архитектурата. Истиот е предвиден да си изработи од основен HEA340 топловалан челичен профи со сечење и разместување на појасите од носачот со што се зголемува неговата статичка висина и истовремено се формираат отвори низ кои се овозможува водење на инсталации. Висината на вака оформениот носач изнесува $H=480\text{mm}$.



Сл. 4. 3D Приказ на саќест спрегнат носач

Носачот е анализиран глобално за дејство на товарите од сите карактеристични фази на градба и експлоатација, при што во првата фаза кога товарите од сопствена тежина, лимот за спрегање и свежата бетонска маса ги прима како чист челичен пресек истиот е предвидено да биде привремено потпрен на две од позициите на потпирање на секундарните носачи и исто така во оваа фаза е предвидено да се внесе механичко надвишување со помош на времените потпори. Со привремените потпори се решаваат проблемите кои се јавуваат во првата фаза кога челикот и бетонот не работат заедно за прием на товарите и истовремено се извршува надвишување со кое се врши внес на дополнителна сила во бетонот но и се поништуваат дел од товарите од постојани товари на конструкцијата. Привремените потпори се предвидува да се отстранат по постигнување на јакоста на бетонот.

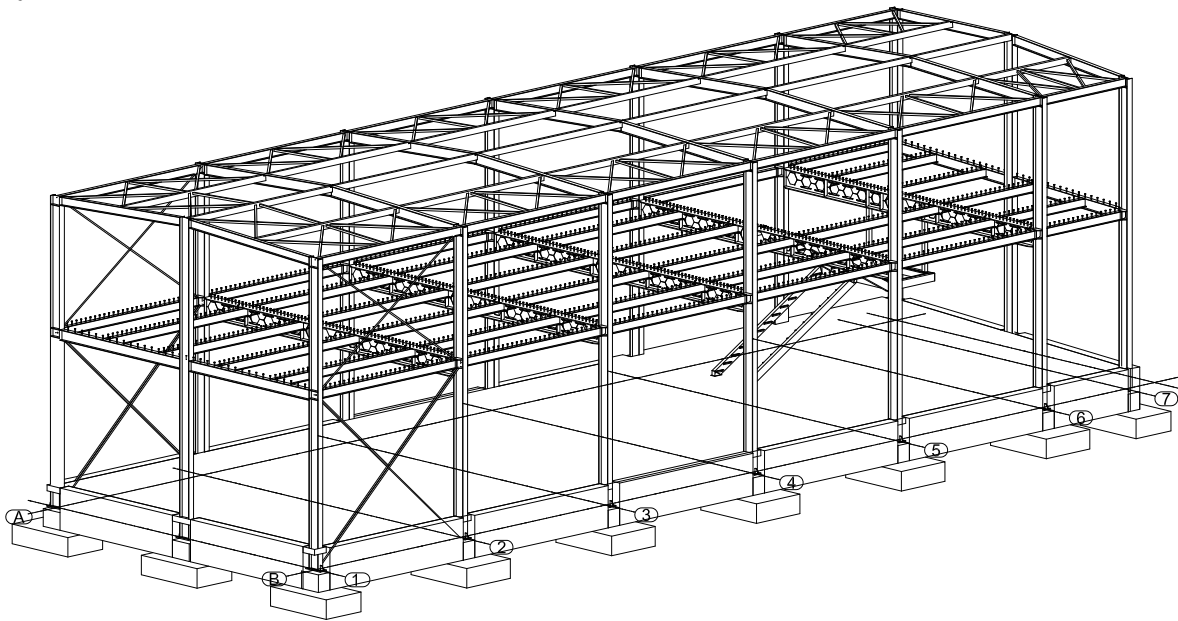


Сл. 4. Диспозиција на спрегната меѓукатна конструкција

Локално однесувањето на главниот носач на меѓукатната конструкција може да се апроксимира со математички модел на виренделов носач, составен од T елементи и исполна на местата каде ребрата се спојуваат со челни завари. Дополнителните влијанија кои се карактеристични за саќестите носачи и кои се јавуваат во карактеристичните пресеци на носачот односно на позиција на секој од отворите на истиот се пресметани и анализирани со претпоставка дека ги прима само челичниот носач без да се земе во предвид спрегањето. Според пресметките предвидено е затворање на со лим на првиот отвор кај потпората, зајакнување на следните 6 отвори со помош на хоризонтално вкртување на отворите. Централните 4 отвори според анализата не е потребно да се вкртуваат. Фреквенцијата на целиот пресек за сите карактеристични товарења е над дозволената од 3Hz и изнесува 4.83Hz . Вертикалните поместувања на носачот се во граници на

дозволените вклучувајќи ги дополнителните поместувања кои се јавуваат поради т.н. Виренделово свиткување кај носачи со често поставени отвори по нивната должина и истите изнесуваат $f=1.21\text{cm} < f_{\text{doz}}=L/500=18\text{mm}$. Спрегањето на главниот носач се врши со чеп можданици поставени на меѓусебно растојание од 150mm со што дополнително се осигурува носачот над секој од отворите.

Секундарните носачи од конструкцијата се анализирани и пресметани како систем проста греда со припадна површина од 2.0m и се димензионирани како спрегнати полнозидни топовалани носачи. Анализата на секундарните носачи е извршена за сите фази од градбата при што е земено во предвид спрегање со чеп можданици $d=19\text{mm}$ и $h=100\text{mm}$. Поместувањата на секундарниот носач изнесуваат $f=13.02\text{mm} < f_{\text{doz}}=L/300=16.7\text{mm}$. Сопствената фреквенција на спрегнатиот пресек изнесува $f=8.18\text{Hz}$ и истата е поголема од препорачаната вредност на фреквенција од 3.0Hz.

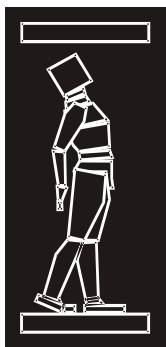


Сл. 1. 3D Приказ на конструкцијата

За конструкцијата е изработен 3D работилнички модел од кој е повлечена целосната работилничка документација за производство на елементите од објектот, како и CNC кодови за автоматизирање на процесот на производство според можностите на Изведувачот.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Цветановски Петар (2012) "Спрегнати конструкции", печатени предавања, Градежен факултет - Скопје
- [2] Цветановски Петар (2011) "Челични конструкции во високоградба", печатени предавања, Градежен факултет - Скопје
- [3] D. Budzevac (2009), "Metalne konstrukcija u zgradarstvu", Gradzevinska knjiga.
- [3] D. Budzevac, Z. Markovic, D. Cukic, D. Tosic (2007), "Metalne konstrukcije", Gradzevinska knjiga.
- [4] Eurocode EN 1993: Design of steel structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization.
- [5] Eurocode EN 1994: Design of composite steel and concrete structures, Part1.1, Part1.2, Central Committee for Standardization
- [6] Composite design of steel framed buildings, P359, The Steel Construction Institute, 2011.
- [7] Design of composite beams with large web opening (2011)s, P355, The Steel Construction Institute.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Златко БОГДАНОВСКИ¹, Златко СРБИНОСКИ²

ГЕОДЕТСКА ОСКУЛТАЦИЈА НА ОЦАЦИТЕ ВО “JOHNSON MATTHEY”

РЕЗИМЕ

Определувањето на геометриските деформации на инженерските објекти е мошне чест проблем кој се поставува пред геодетските стручни лица. За таа цел е неопходна примена на современа геодетска мерна технологија, како и соодветни методи за мерење и израмнување на геодетските мерења.

Геодетската оскултација на високите објекти опфаќа низа специфични мерења со кои се дефинира нивната геометрија и просторни деформации.

Во трудот е прикажана концепцијата и основните резултати од геодетските оскултации на оцаците во индустрискиот комплекс “JOHNSON MATTHEY” - лоциран во индустриската зона “Бунарцик” во Скопје.

Клучни зборови: оцаци, геодетска оскултација, геометриски деформации.

Zlatko BOGDANOVSKI¹, Zlatko SRBINOSKI²

GEODETIC AUSCULTATION ON CHIMNEYS AT “JOHNSON MATTHEY”

SUMMARY

The determination of geometrical deformations on engineering structures is a very common problem of the surveying experts. For this purpose, use of modern geodetic measuring technology as well as appropriated measuring methods and calculations of geodetic measurements are more than necessary.

The geodetic auscultation on high structures encompasses a series of specific measurements defining their geometry and spatial deformations.

In this paper is shown the concept and basic results of the geodetic auscultation on the chimneys at the industrial complex “JOHNSON MATTHEY” - which is located at economic zone “Bunardzik” near Skopje.

Keywords: chimneys, geodetic auscultation, geometric deformations.

¹ Доц. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Македонија, bogdanovski@gf.ukim.edu.mk

² Проф. д-р, Градежен факултет, Универзитет “Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Република Македонија, srbinoski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Геодетската оскултација на карактеристични градежни конструкции често претставува единствена метода со која на високо точен начин се определуваат геометриските деформации и поместувања на сложени објекти. Деформациските мерења во рамки на геодетската оскултација, претставуваат симбиоза од прецизна мерна технологија и прецизни методи за аквизиција на просторните поместувања кои резултираат со висока точност на добиените конструктивни деформации.

Пред авторите на овој труд беше поставена задача за определување на геометријата и вертикалноста на двата оцаи (со висина од 25 m) во фабриката на Johnson Matthey лоцирана во индустриската зона “Бунарцик”, на 15 km од градот Скопје.

За подобро да се разбере суштината од спроведената геодетска оскултација во трудот се изнесени начинот на спроведените деформациски мерења и резултатите од тие мерења.

2. ГЕОДЕТСКИ МЕРЕЊА НА ОЦАЦИТЕ ВО *JOHNSON MATTHEY*

Предмет на актуелните геодетски мерења беше определувањето на геометријата на двата оцаи кои се поставени на технолошките линии бр. 3 и бр. 4 во рамки на производствениот процес на фабриката. Оцаците се со доминантна висина во однос на околината и нивната конструктивна вертикалност е од особено значење за производствениот процес, но исто така има и безбедносен карактер.



Сл. 1. Оцаците на технолошките линии бр. 3 и бр. 4 во *Johnson Matthey*

Геодетската оскултација на оцаците е извршена на 22.02.2014 г., при средна температура од $+12^{\circ}\text{C}$ и истата се состоеше од следните активности:

- аголни и должински мерења во микротригонометриската мрежа;
- нивелмански мерења во нивелманската мрежа;
- аголни, должински и нивелмански мерења за определување на геометријата на оцаците.

Според вака конципираните деформациски мерења требаше да се дефинираат:

- вертикалноста на оцаците, како и
- хоризонталноста на подножните плочи на оцаците.

3. ВОСПОСТАВУВАЊЕ ГЕОДЕТСКА ОСНОВА ЗА ИЗВЕДУВАЊЕ НА ДЕФОРМАЦИСКИТЕ МЕРЕЊА

За квалитетно и прецизно определување на деформациските големини при употреба на геодетските деформациски мерења, од големо значење е квалитетот и точноста на геодетската основа преку која се определуваат тие големини.

Во непосредна близина на оџаците е развиена микротригонометриска мрежа која теренски беше стабилизирана со привремени белеги. Микротригонометриската мрежа на оџаците се состои од четири точки правилно распоредени околу двете конструкции.



Сл. 2. Распоред на геодетската мрежа за деформациските мерења на оџаците

Самите мерења во рамки на микротригонометриската мрежа се состоја од прецизни мерења за дефинирање на хоризонтални и вертикални агли, и линеарни мерења за дефинирање на размерот на мрежата. Претходно споменатите мерења се извршени со цел дефинирање на хоризонталните поместувања на сегменти од оџаците преку кои се дефинираат конструктивните деформации како и самата нивна вертикалност, додека заради потребата од дефинирање на вертикални поместувања за подножните плочи на оџаците беше воспоставена нивелманска мрежа која се состоеше од еден основен репер (R_1) на кој му е доделена локална висина и со што е дефиниран висинскиот датум на мрежата.

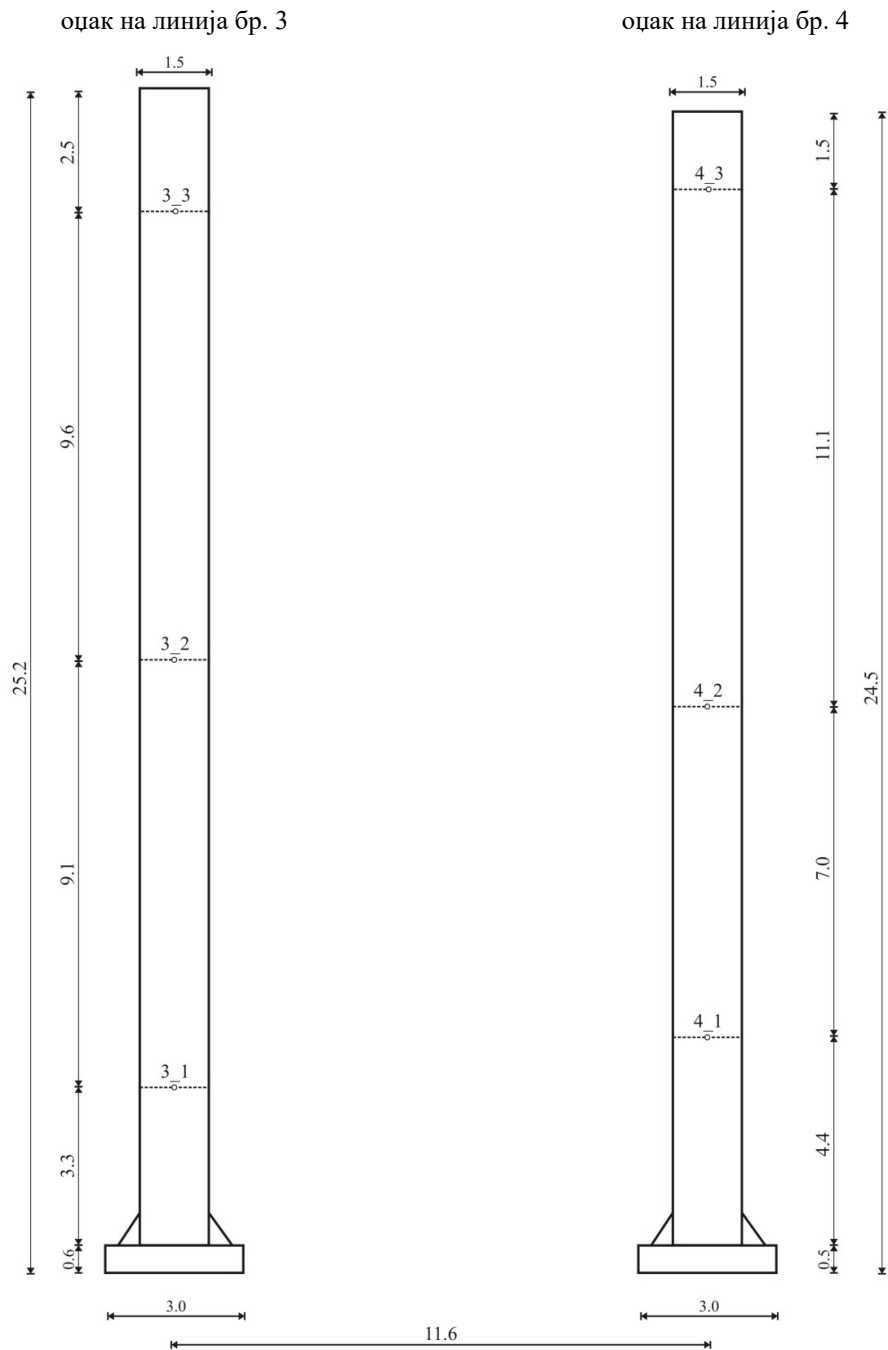
Кога станува збор за прецизни мерења какви што се и геодетските деформациски мерења, повеќе од значајно е употребата на соодветна мерна технологија со која ќе се изведуваат самите мерења. Под поимот “соодветна” се подразбира поврзаноста на декларираната точност на инструментите и нивната можност да обезбедат мерени податоци растоварени од надворешни влијанија. Според тоа, самите мерења на правците и должините се извршени со инструментот Trimble S6 со податок од 1" (за аголни мерења) и точност од $1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$ (за линеарни мерења). Исто така, за определување на хоризонталноста на подножните плочи од оџаците беше користен дигиталниот прецизен нивелир Trimble DiNi со прецизност од $\pm 0,7 \text{ mm/km}$.

Врз база на основниот репер определени се локалните висини на точките од микро мрежата и тоа:

- Висините на точките I и II се дефинирани по пат на геометриски нивелман, додека висините на точките III и IV се дефинирани по пат на тригонометриски нивелман.

4. РЕЗУЛТАТИ ОД ГЕОДЕТСКАТА ОСКУЛТАЦИЈА НА ОЦАЦИТЕ ВО *JOHNSON MATTHEY*

По воспоставувањето на микро мрежата се пристапи кон мерење за утврдување на положбените деформации и вертикалноста на оцаците. За таа цел беше применета посебна метода за определување на вертикалноста на оцаците, при што мерењата се извршени на по три карактеристични профили на објектите.



Сл. 3. Распоред на мерните точки по хоризонти

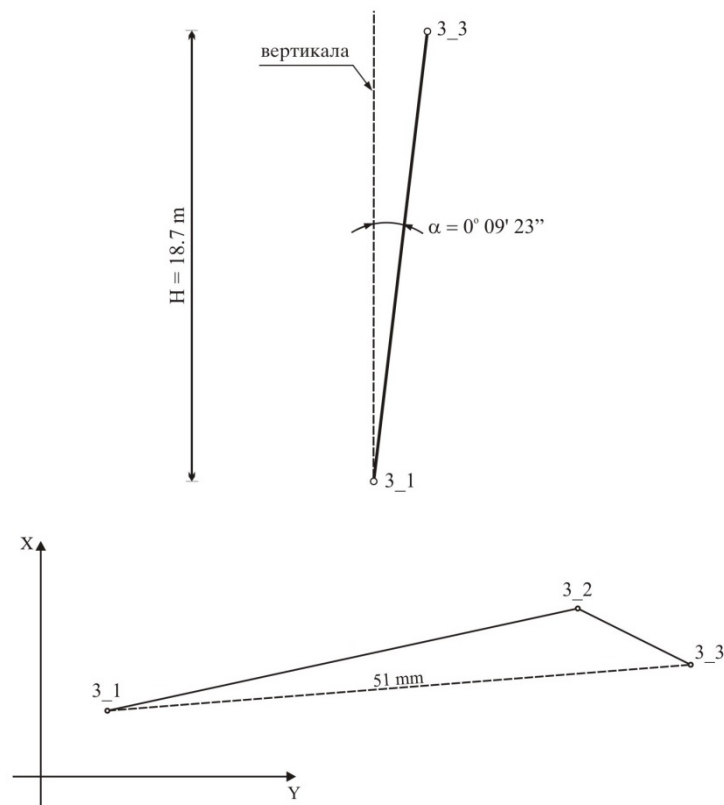
Вертикалноста на објектите се дефинира преку отстапувањата на мерните точки во однос на вертикалата, која вообичаено се поставува во точката од најнискиот профил.

Отстапувањата на конструкциите од вертикалата во дадените хоризонти, се добиваат како разлики меѓу координатите на точките од хоризонтите 2 и 3 од оските на објектите, и координатите на точките од профилите бр. 1.

точка бр.	серија	координати на деталните точки и отстапувања од вертикалите				вкупно отстапување
		Y (m)	Δ_y (mm)	X (m)	Δ_x (mm)	Δ_d (mm)
3_1	(0)	145.801	0	109.998	0	0
3_2	(0)	145.842	+ 41	110.007	+ 9	42
3_3	(0)	145.852	+ 51	110.002	+ 4	51
4_1	(0)	134.151	0	109.998	0	0
4_2	(0)	134.161	+ 10	109.987	- 11	15
4_3	(0)	134.165	+ 14	109.968	- 30	33

Табела 1. Преглед на отстапувањата од вертикалите во деталните точки

Врз основа на резултатите изработени се повеќе графички прикази на кои се прикажани отстапувањата од вертикалата како и вредностите на самите отстапувања.



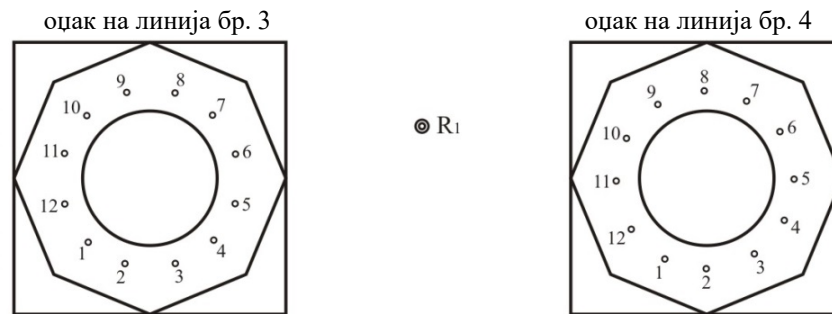
Сл. 4. Вкупно отстапување и наклон на оцакот на линија бр. 3

Врз основа на спроведените анализи на добиените резултати за вертикалноста на оцаците се констатира дека:

- Максималното отстапување од вертикалата кај оцакот на линија бр. 3 се појави во највисокиот профил - во точката 3_3 и изнесуваше **51 mm**. Ова отстапување се протега целосно во правец на Y - оската од локалниот координатен систем.
- Што се однесува за отстапувањето од вертикалата за оцакот на линија бр. 4, максималното отстапување исто така, се појави во највисокиот профил - во точка 4_3 и изнесуваше **33 mm**.

За подобра воочливост вкупниот наклон на оцаците се прикажани во агловни вредности. Од тука, вкупниот наклон на оцакот на линија бр. 3 изнесуваше $\alpha = 0^\circ 09' 23''$, додека пак за оцакот на линија бр. 4 изнесуваше $\alpha = 0^\circ 06' 16''$.

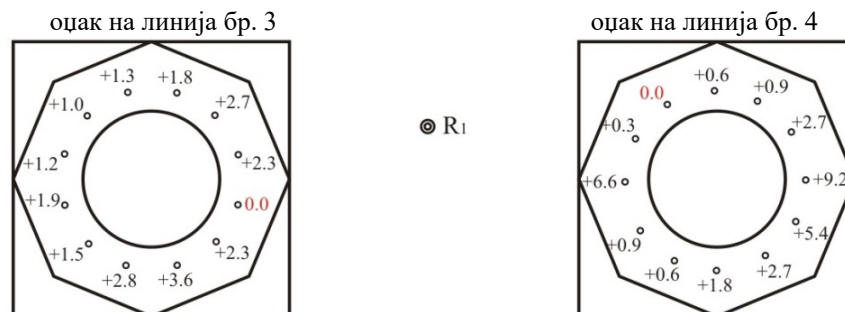
Покрај вертикалноста на оцаците и нивните линеарни деформации, како што беше претходно истакнато висинските деформации на основите од оцаците се определуваа на по три површини на секој од оцаците. Притоа, дефинирањето на висинските отстапувања е извршено во однос на најниските точки на секоја од мерните површини.



Сл. 5. Распоред на мерните точки по подножните плочи од оцаците

Од спроведените анализи на вертикалните деформации се извлекоа следните заклучоци:

- Висинските деформации на долната плоча од оцакот на линија бр. 3 во близина на затегачите (завртките), во однос на најниската точка се движеа во дијапазонот од **+1.0 mm** до **+3.6 mm**.
- Висинските деформации на долната плоча од оцакот на линија бр. 4 во близина на затегачите (завртките), во однос на најниската точка се движеа во дијапазонот од **+0.3 mm** до **+9.2 mm**.



Сл. 6. Графички приказ на висинските отстапувања во мерните точки во однос на најниските точки

Со споредбата на резултатите добиени за вертикалноста на оцаците и распоредот и интензитетот на висинските деформации, може да се заклучи дека генерално се потврдија правците и насоките на отстапување на оцаците од нивните вертикали.

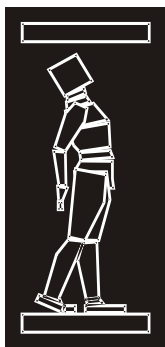
5. ЗАКЛУЧОК

Големо е значењето на геодетската оскултација во дефинирањето на геометриските деформации на најразличен тип на конструкции. Самата примена на специјализирана геодетска технологија и техника, резултира со прецизно одредување на просторните поместувања на конструкцијата кои можат во зависност од нивната природа и интензитет, да бидат протолкувани како деформации на самата конструкција. Ова пред се зависи од стабилноста на геодетската основа како и употребената методологија за дефинирање на просторните деформации.

Самата непристапност за голем дел од градежните конструкции (високи оџаци, разладни кули и сл.), изнудува нивно следење преку користење геодетски методи кои со инвентивен начин и висока прецизност, можат да понудат резултати со кои се дефинираат деформациите на конструкциите. Важноста на ваквиот тип конструкции доведува до потреба од постојана контрола на теориски поставените конструктивни карактеристики и определување на евентуалните промени на нив. Според тоа, неизбежна е употребата на геодетските деформациски мерења во определување промени на конструктивните елементи во однос на теориски поставените услови за оптимална функционалност и безбедност на конструкциите.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Begović, A. (1990). *Inženjerska geodezija*, Naučna knjiga, Beograd.
- [2] Begović, A. (1990). *Inženjerska geodezija 2*, Naučna knjiga, Beograd.
- [3] Вучков, С. (2004). *Инженерска геодезија*, Градежен факултет, Скопје.
- [4] Macarol, S. (1980). *Praktična geodezija*, Tehnička knjiga, Zagreb.
- [5] Србиноски, З., Богдановски, З. (2014). *Елаборат за геодетските мерења на оџациите во „Johnson Matthey” (бр.1 - бр. 3)*, Градежен факултет Скопје.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Јорданка ЧАНЕВА¹, Јулијана БОЈАЦИЕВА², Влатко ШЕШОВ³, Кемал ЕДИП⁴,
Тони КИТАНОВСКИ⁵

ВЛИЈАНИЕ НА НАЧИНОТ НА МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОЧВЕНИОТ МЕДИУМ ВРЗ ОДГОВОРОТ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

РЕЗИМЕ

Вообичаено во инженерската пракса, при моделирање на конструкциите, во анализата за темелната конструкција, врска со почвената подлога се заменува со т.н. Winkler-ов коефициент на еластична подлога. Истиот е базиран на претходни теренски испитувања на тлото, на соодветната локација и претставува една осреднета вредност која треба да ги симулира сите почвени слоеви. Во трудот приложени се резултати од три модели кои подоцна се предмет на споредба - еден со гореспоменатиот т.н Winkler –ов метод, друг на почвен полупростор со униформна слоевитост и трет на моделиран почвен полупростор со различна слоевитост под цела темелна конструкција.

Клучни зборови: моделирање на почвата, Winkler – ов метод, почвен полупростор

Jordanka CHANEVA¹, Julijana BOJADJIEVA², Vlatko SHESHOV³, Kemal EDIP⁴,
Toni KITANOVSKI⁵

THE IMPORTANCE OF SOIL MEDIUM MODELLING ON THE STRUCTURAL RESPONSE

SUMMARY

It is common practice to design the fundamentals of structures by using the Winkler method. It is the method that uses an averaged coefficient that simulates all soil layers and is derived from previous in – situ soil investigations. The subject of this paper is to compare the results of three models – one designed with the above mentioned Winkler model, the second on a soil half space of several uniform and horizontal layers and the third on a soil half space of several layers in slope, with non-uniform depth underneath the fundamentals. Relatively soft clay-type of soil layers are used as a soil medium. The results differ significantly, which indicates that the design approach should take into account the layers in soil models, especially for soft soils and structures susceptible to unequal settlement.

Keywords: soil modelling, Winkler method, elastic half space

¹ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, dance@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Assist. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁵ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The most commonly used method by structural engineers in foundation design and analysis is the Winkler method [1]. It is a relatively simple method that uses an equation of direct proportionality between the vertical stress (P) and the settlement (w) of the foundation elements:

$$P = k_0 * w \quad (1)$$

Designers select the Winkler coefficient (k_0) as an equivalent stiffness of the foundation elements in commercial software and thus directly derive the settlement and soil stresses as final results.

This Winkler coefficient is usually a recommendation from previous in-situ investigations in everyday practice.

However, even the most user friendly software programs today, provide a more refined analysis by modelling all the layers of the soil medium, based on the elasticity theory equations [2].

The purpose of this paper is to present a comparative analysis of a common building analyzed in three different ways. The first model uses the Winkler coefficient, the next two models consider the soil layers as uniform horizontal and non-uniform sloped layers, respectively.

2. DESCRIPTION OF REPRESENTATIVE MODELS

2.1 RC structure model description

A generic four story reinforced concrete building was chosen for the mathematical model of the structure. It is symmetrical in both directions and regular both in base and in height. All spans are of a 5m length and the story heights are 3m (Fig. 1).

Crossed RC beams were modelled as the foundation structure, being favorable for the point of this research as a relatively flexible foundation solution, and yet suited for the soft soil medium. The 3-d analysis was made in RadIMPEX Tower 7 [3].

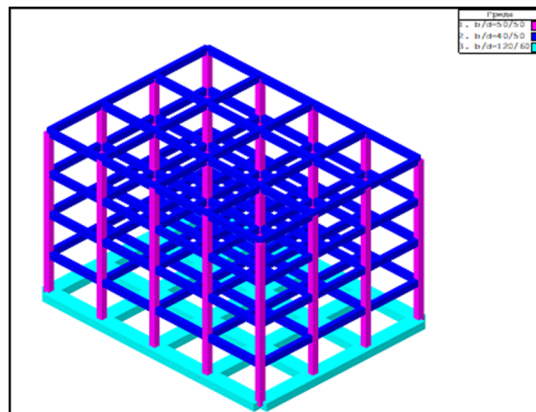


Fig. 1. RC structure mathematical model

2.2 Soil (medium) models

As mentioned above, three different models of a representative soft soil medium from the Ohrid region, were analyzed:

- Model no.1 – Winkler method (Fig. 2),
- Model no.2 – elastic half space where mechanical properties of soil layers of a single borehole specimen were used for the modeling of the uniform soil medium (Fig. 3) and
- Model no.3 where the soil medium was interpolated from three boreholes of the location (Fig.4), following the Technical Codes [4].

The proposed Winkler coefficient (1) from the in situ investigation was $k_0 = 8500 \text{ [KN/m}^3\text{]}$ and was confirmed using the parameters of the soil layers of Model no.2 [1].

The values of the soil parameters (Modulus of Elasticity (E), Poisson coefficient (ν)) used in Model no.2 and Model no.3, were predefined using literature recommendations which are closest to the properties of the investigated soil.

Their input mechanical properties are presented in Table 1.

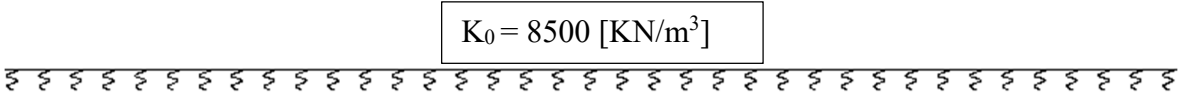


Fig. 2. Model no.1 Winkler model

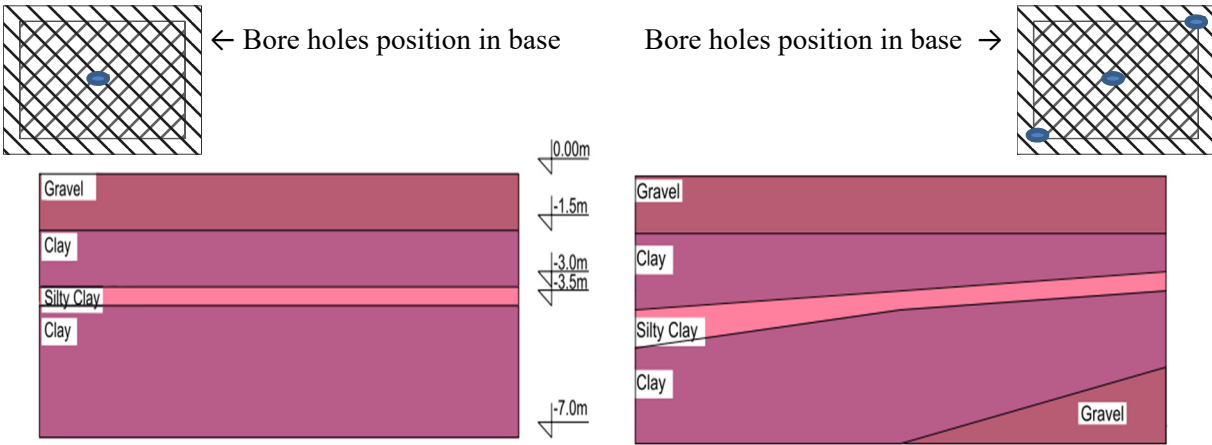


Fig. 3. Model no.2 Uniform horizontal layers

Fig. 4. Model no.3 Non-uniform, sloped layers

Soil layer	E [KPa]	ν – Poisson coefficient	γ [KN/m ³]
Gravel	40 000	0.4	20
Clay	10 000	0.2	18
Silty clay	6 000	0.3	18

Table 1. Mechanical/Physical properties of soil layers – Software Input Parameters

3. RESULTS

3.1. Settlements and soil stress

The focus in the comparison of results will be the settlements in the raft foundation and the soil stresses. The given values are for a load combination of dead + live loads - (g+p).

The settlements and the stresses of the raft foundation in the Winkler model are uniform throughout the whole area below the fundamentals (Table 2).

The settlements in the Model no.2 and Model no.3 are presented in the software results output in Fig. 5 and Fig. 6.

Soil Model	Maximum settlement [s]	Soil stress [σ]
Model no.1 Winkler Model	16.38 mm	140,56 KPa
Model no.2 Uniform horizontal soil layers	40.67 mm	361,17 KPa
Model no.3 Non-uniform sloped soil layers	41.02 mm	353,8 KPa

Table 2. Settlement and stress results

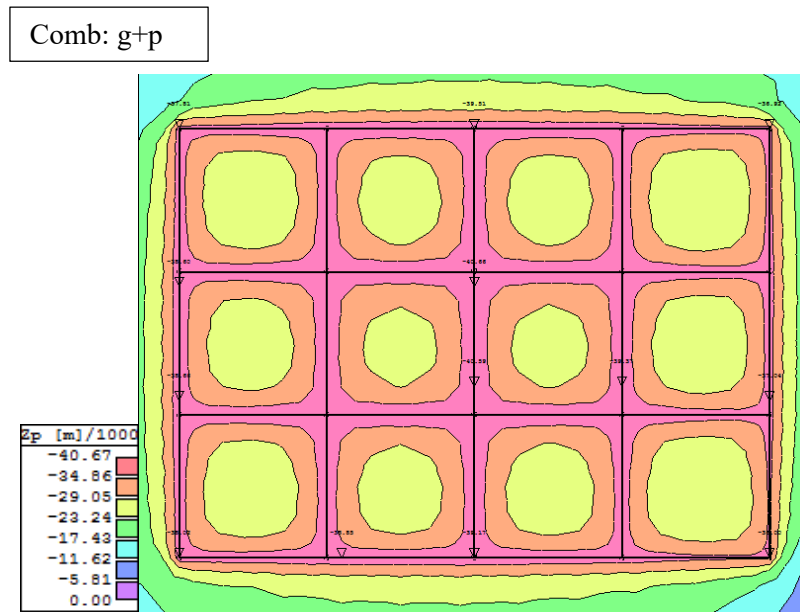


Fig. 5. Settlements – Model no.2 Uniform soil layers

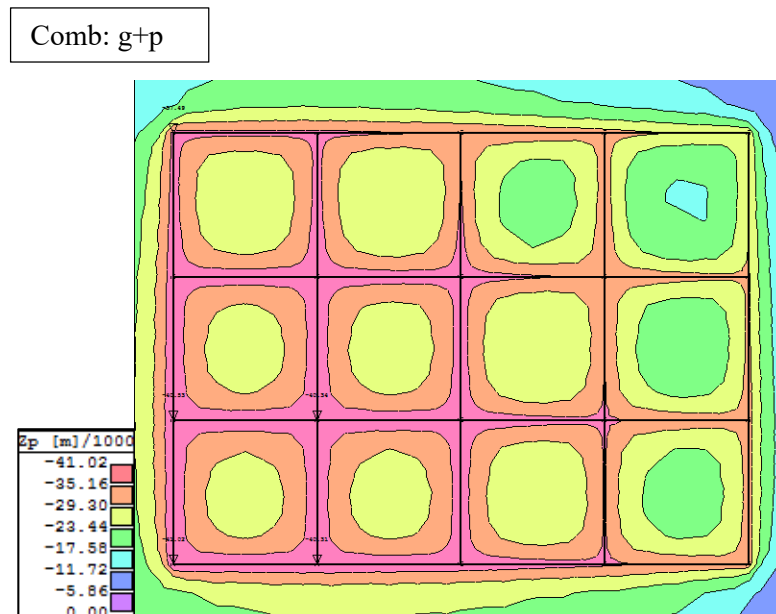


Fig. 6. Settlements Model no.3 – Non-uniform soil layers

It should be noted that the final results in Model no.2 and Model no.3 are very sensitive with even the smallest modification in the values of E and ν .

3.2. Required reinforcement of RC raft foundation

An additional comparison of the required reinforcement of a central representative beam of the raft foundation, between the three models is given and commented in Fig. 7, Fig. 8 and Fig. 9, respectively.

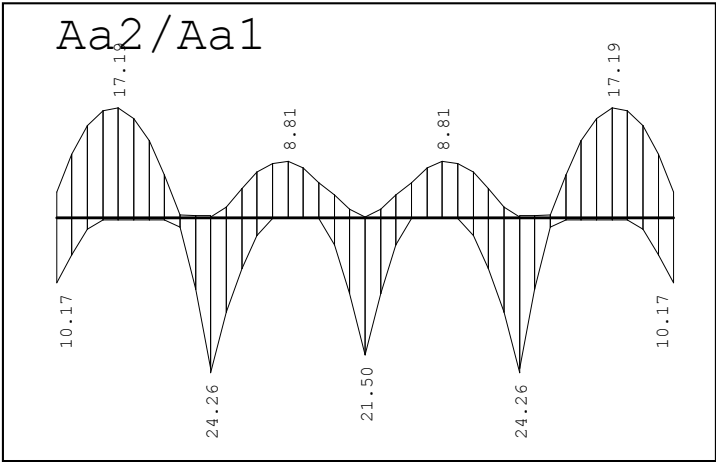


Fig. 7. Required reinforcement of representative strip footing [m²] - Model no.1

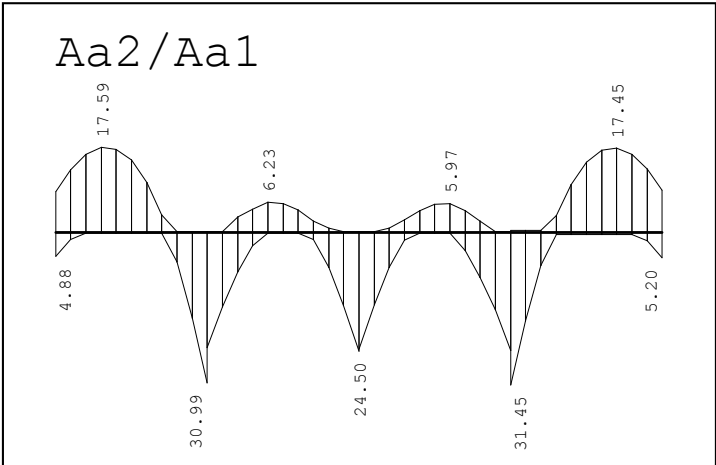


Fig. 8. Required reinforcement of representative strip footing [m²] - Model no.2

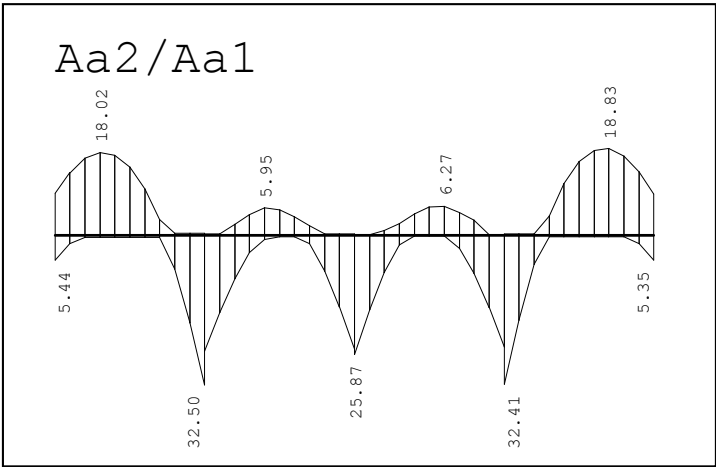


Fig. 9. Required reinforcement of representative strip footing [m²] - Model no.3

The difference between Model no.2 and Model no.3 is negligible, which is expected, because there is only a slight difference between soil layers near surface of the soil medium.

Differences between Model no.1 (Winkler model) and Models no.2 and 3, are however more evident. The first noticeable difference is in the diagrams of required reinforcement. Namely, in Models no.2 and 3, the RC foundation sections require higher quantity of reinforcement in the center of the foundation structure, and lower values in the ends, opposite to the results in the Winkler Model (no.1).

This is because in the models where the soil layered medium is taken into account the relative stiffness between soil and foundation has an influence in the required (design) values, where in the Winkler Model that is not the case.

The second relevant difference is in the values of required reinforcement, which can get up to 50%. The highest difference being around 8 cm^2 , for a strip footing of 120/60 [cm], can be quite significant.

4. CONCLUSIONS

The difference in results between common Winkler method (Model no.1) and the more refined soil medium modeling (Model no.2. and Model no.3) suggest that designers should have a more open design approach in everyday practice, especially in the case of soft soil medium.

Generally larger soil stresses influence the design of foundation, while settlements usually make a difference if they are not uniform throughout the foundation structure.

Settlement values in this type of software programs, are usually the initial settlements. This would not make much of a difference for stiff soils (gravel etc.) but in soils where consolidation settlements are with a considerable value, the more detailed approach would be preferable (Model no. 3).

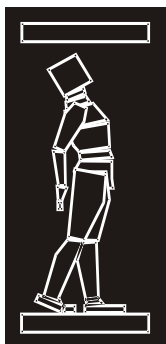
Foundation structure type is also an important aspect that influences final results. Given the circumstances that the raft foundation is rather stiff in relation to the soil medium and a continuous foundation, differential settlements are within the allowable range and with no significant distortion. A more emphasized result is expected for single shallow foundations.

Finally, the required reinforcement in the strip footings is larger in the models no.2 and no.3, which again confirms that site investigations of the soil should be more thoroughly used in the design of foundations.

Generally including the elastic half space in the analysis is simple for the designers to use, and the fact that geotechnical reports of the site locations are obligatory in the project documentations, their conclusions and extensive results, should be more exploited and used when designing structures.

REFERENCES

- [1] Joseph E. Bowels – “Foundation analysis and design” – 5th edition -1996
- [2] Cvetanovska J., Edip K., Gjorgiev I. (2011) “Influence of local soil conditions in the response of the structures with application of the software SAGA-B”- MASE - 2011
- [3] RadIMPEX Tower 7_Build 7041_manual_MAK
- [4] ПРАВИЛНИК За технички нормативи за темелење на градежни објекти – 1990



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 3

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Лиљана ДИМЕВСКА¹, Ана ТРОМБЕВА - ГАВРИЛОСКА², Мери ЦВЕТКОВСКА³

АНАЛИЗА НА СТАНАБЕНИ ЗГРАДИ ЗА КОЛЕКТИВНО ДОМУВАЊЕ ВО РАМКИТЕ НА СЕЛЕКТИРАНА ГРАДСКА ЧЕТВРТ - КАРПОШ 3

РЕЗИМЕ

Целта на трудот е да се направи архитектонско–градежна анализа на објекти изградени после земјотресот од 1963^{та} во Скопје, во отсуство на термоизолациони материјали. Анализата е спроведена во рамките на градската четврт Карпош 3, кадешто е проценето дека има најголема застапеност на такви објекти, т.е. интензивна изградба на т.н. „руски“, „романски“ и „експериментални“ згради за колективно станбено домување, со цел да се згрижат што поголем број на население. Анализата опфаќа, процент на застапеност на објектите, година на изградба, конструкција, станбена површина, број на станови и станари. Резултатите покажуваат дека над 76% од населбата припаѓа е изградена од овој тип на енергетски не-ефикасни објекти.

Клучни зборови: згради за колективно станбено домување, енергетски неефикасни објекти

Liljana DIMEVSKA¹, Ana TROMBEVA - GAVRILOSKA², Meri CVETKOVSKA³

ANALYSIS OF RESIDENTIAL BUILDINGS FOR COLLECTIVE HOUSING, BUILT IN SELECTED CITY QUARTER - KARPOSH 3

SUMMARY

The aim of this research paper is to make an architectural-building analysis of residential buildings, built after the 1963 earthquake in Skopje, in the absence of thermal insulation materials. For the analysis, a typical residential quarter is selected, known as Karposh 3, because it is estimated that most of the buildings built after the 1963, were built there and it's well known as its intensive construction of the so-called "russian", "romanian" and "experimental" buildings for collective housing. The analysis include: percentage of representation of the buildings, year of construction, type of construction, residential area, number of apartments and tenants. The results show that over 76% of the selected area belongs to this type of buildings with very low energy efficiency features.

Keywords: residential buildings for collective housing, low energy efficiency, Skopje earthquake

¹ Teaching Assist. M.arch, Faculty of Architecture, FON University of Macedonia, liljana.dimevska@fon.edu.mk

² Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk

³ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД:

Над 60% од постоечките објекти за колективно станбено домување во Скопје се изведени во периодот од 60те до 80те години од минатиот век, како последица на 85% уништениот станбен фонд во катастрофалниот земјотрес во 1963та година [1]. Нивната изградба била интензивна особено после 1965та година со донесувањето на новиот Генерален урбанистички план за градот Скопје [1], во кој најголем број на објекти за колективно станбено домување се во непосредна близина на центарот на градот, а самите општини денес се доста густо населени.

Во архитектурата на градот во периодот помеѓу 60те и 70те години се чувствуваат влијанијата од различни земји, како последица на неговото обновување реализирано со материјалната помош на многу држави ширум светот. Но сепак преовладува т.н. социјалистичка архитектура, каде што како главен градежен, но и фасаден материјал е применет бетонот. Објектите за колективно домување изградени после земјотресот се со слични градежно-архитектонски карактеристики и истите денес се класифицираат како енергетски не-ефикасни објекти, согласно големата потрошувачка на енергија.

Република Македонија се стреми кон намалување на потрошувачката на енергија за 20%, намалување на емисиите на гасови за 20%, како и зголемување на процентот на енергија произведен од обновливи извори за 20% во бруто потрошувачката на финална енергија

Според податоците на Државниот завод за статистика од Енергетскиот биланс [3] за 2014 најголем удел во вкупната потрошувачка на финална енергија 31,34% (543,35 ktOE) има транспортниот сектор, индустријата со 29,72% (515,19 ktOE), по што следи резиденцијалниот сектор со 26,21% (454,41 ktOE) и комерцијалниот и јавниот сектор со 11,50% (199,35 ktOE). Исто така во [2] се наведува дека потрошувачката на финална енергија во резиденцијалниот сектор, односно домаќинствата, по глава на жител изнесува 1473 kWh, при што вкупната потрошувачката на електрична енергија е најдоминатна во секторот домаќинства, со 261,9 ktOE. Од овие податоци може да се заклучи дека резиденцијалниот сектор зема сериозна застапеност во потрошувачката на вкупната енергија споредено со останатите сектори, па и потенцијалот за заштеда на енергија кај истиот, вклучително и индустрискиот сектор, е нависоко ниво.

Според податоците од последниот Трет акционен план за енергетска ефикасност на Република Македонија за потрошувачка на енергија [3] е наведено дека во резиденцијалниот и терцијарниот сектор енергетската потрошувачка во сите згради има најголем удел во потрошувачката на финална енергија, со што нуди и најголем потенцијал за енергетска ефикасност.

Денес, после речиси половина век, голем број од објектите изградени после земјотресот се наоѓаат во истата состојба како што се изградени тогаш, кои што не соодветствуваат со денешните стандарди и нормативи особено во полето на енергетската ефикасност. За таа цел се јавува потреба од ургентно превземање на мерки за заштеда на енергија кај овие објекти.

Целта на овој труд е да се направи анализа на објектите за колективно станбено домување кои што се градени во периодот од 1963та до 1980та та година во комплетно отсуство на термоизолациони материјали. Анализата подразбира документирање на постоечката состојба на тие објекти, добивање податоци за бројноста на тие објекти и нивна процентуална застапеност наспроти поновите објекти во типична резиденцијална населба. Согласно документираните објекти е направена класификација на објектите согласно нивните архитектонски и градежни карактеристики (диспозиција, форма, катност, конструктивен систем, градежни материјали), година на изградба, број на станари, начини на греење, ладење, вентилирање. Анализата е спроведена во типична резиденцијална скопска населба, која што согласно објектите што ја сочинуваат има голем број на станбени згради за колективно станбено домување кои што интензивно се изградени во постземјотресниот период на Скопје и денес се наоѓаат во истата состојба. Такви се населбите во општината Карпош, особено Карпош 1,2,3,4 .

Објектите кои што се анализирани во овој труд не се изградени само во селектираниот сегмент кој што претставува поле на истражување во овој труд, туку истите се распространети низ сите населби на Карпош. Така што доколку правилно се анализираат во еден селектиран сегмент од

населбата Карпош, овие истражувања лесно можат да бидат имплементирани низ целата населба.

Во истражувачкиот процес, најпрво е направена анализа на потрошувачката на енергија на станбениот фонд на градот Скопје, со цел да се направи увид во застапеноста на резиденцијалниот сектор и неогвата улога во вкупната потрошувачка на топлинска и електрична енергија. Понатаму, е направена анализа на структурата на резиденцијалниот сектор во градот, согласно годината на изградба и во зависност од тоа, направена е класификација на објектите според нивните термоизолациони материјали и истите се категоризирани во неколку типови на објекти, од кои што во понатамошното истражување се анализираат објектите со најслаби или без никакви енергетски ефикасни својства.

Согласно спроведената анализа на станбените објекти за колективно домување во селектираната резиденцијална населба, може да се заклучи дека загаќаат 70% од вкупниот станбен фонд во населбата, односно сериозен удел во потрошувачката на енергија на истата. Согласно документираниот моментална состојба на објектите, истите се со слаби енергетско – ефикасни својства и имаат потреба од реновирање согласно денешните стандарди. Населбата е оценета како резиденцијална населба со голем потенцијал за енергетска ефикасност, доколку се превземат правилни мерки за нејзино реновирање.

2. АНАЛИЗА НА СТАНБЕН ФОНД НА ГРАД СКОПЈЕ

2.1 Анализа на потрошувачка на енергија на станбен фон на град Скопје

Податоците за вкупниот број на домаќинства на ниво на град Скопје, како и вкупната површина на станбена структура, се согласно статистичките податоци од последниот попис во Република Македонија во 2002 година [5]. Согласно [5] вкупниот број на домаќинства на ниво на Град Скопје во 2008 година изнесува 16.437, додека станбената структура во градот загаќа вкупна површина од 11.448.261 m².

Според податоците од Заводот за статистика на Република Македонија [2], во станбениот сектор на Град Скопје потрошени се 1.275.724 MWh електрична енергија, односно 79,70 kWh/m² специфична потрошувачка на електрична енергија. Податоците за потрошувачка на топлинска енергија од градските топлани и податоците за потрошувачка на дрво загревање, прикажани се во Табела 1, се превземени од Акциски план за одржлив енергетски развој на град Скопје, (SEAP)[2]

Енергенс	Број на домаќинства	Вкупна грејна површина (m ²)	Потрошувачка на топлинска енергија (MWh)	Специфична потрошувачка (kWh/m ²)
Централен греен систем - ЦГС	49 157	3 423 628	381 614,781	111,47
Природен гас	0	0	0	0
Нафта	21 978	1 530 701	120 544,862	78,75
Огревно дрво	11 056	770 000	307 230,000	399
Електрична енергија	56 965	3 967 395	363 300,000	91,57
Јаглен	5 235	364 565	43 747,808	120
ВКУПНО	144 391	10 056 289	1 216 437,451	

Табела 1. Параметриза потрошувачката на топлинска енергија во станбен сектор на Град Скопје [1]

2.2 Класификација на видови на објекти за колективно станбено домување во градот Скопје, согласно година на градба

Објектите во Скопје во зависност од периодот на градење класифицирани се во четири карактеристични групи:

- Објекти градени пред 1963^{та} година (помалку од 10% денес);

- Објекти градени помеѓу 1965^{та} година и 1980^{та} година, градени во согласност со критериумите за асейзмичка изградба, без топлинска изолација (над 60% денес)
- Објекти градени помеѓу 1980^{та} година и 1991^{та} година, кога се појавиле првите југословенски стандарди со задолжителна примена на топлинска изолација,
- објекти градени од 1991^{та} година до денес, во отсуство на регулатива и законска и под законска обврска за исполнување на критериуми за заштеда на енергија, со примена на изолациски материјали. [8]

Објектите изградени после земјотресот, 1963^{та} година проектирани се, пред сè како скелетни армиранобетонски конструкции со исполна од шупливикерамичкиблоковисодебелинаод 20 до 25 cm, без примена на доволна топлинска изолација. Исто така честа е и изведбата од префабрикувани бетонски монтажни елементи, кои што биле најпогодни за брза изградба, повторно со отсуство на изолација. Токму отсуство на изолациски материјал придонесува објектите да имаат лоши карактеристики во однос на енергетската ефикасност и заштедата на енергија. [8]

Согласно горенаведените податоци, може да се извлече заклучок дека резиденцијалниот сектор има најголеми потенцијали за енергетска ефикасност и дека најголем процент од резиденцијалните објекти во градот Скопје се изградени после земјотресот и земаат сериозен удел во потрошувачката на енергија. Врз основа на тие заклучоци, се поставуваат прашањата како да се превземат правилни мерки за намалување на потрошувачката на енергија и зголемување на енергетската ефикасност, а паралелно на тоа и намалувањето на аерозагадувањето, преку обновување и реконструкција на истите.

За таа цел селектирана е типична скопска резиденцијална населба, каде што е направена анализа на сите објекти кои што ја сочинуваат населбата. Во понатамошното истражување детално се анализирани објектите кои што согласно горенаведената класификација спаѓаат во втората група на објекти за колективно домување во станбени згради изградени после 1965^{та} и 1980^{та} година. Истите се најпроблематични во однос на нивните енергетско ефикасни карактеристики.

3. СЕЛЕКТИРАЊЕ И АНАЛИЗА НА РЕЗИДЕНЦИЈАЛНА НАСЕЛБА

Општина Карпош, која што денес опфаќа голем дел од тогашната општина Идадија, е една од поновите општини во Скопје, чијшто станбен фонд е претежно изграден во периодот од 65^{те} до 85^{те} години од минатиот век. Станбените објекти се, изградени во сличен архитектонски стил, од бетонски конструкторивен систем, со слаба енергетска ефикасност. Потребната енергија за греење во населбата во најголема мера се испорачува преку дистрибутивниот систем на БЕГ.[2]

Во овој труд презентираниа е анализа на постоечките објекти за колективно домување во однос на типот на конструкцијата, како во однос на архитектонските параметри, така и во однос на градежните карактеристики. При изборот на градската четврт за класификација на објектите извршено е разгледување на неколку градски четврти од населбите Карпош 1, Карпош 2, Карпош 4 и населбата Тафталице, особено делот кон улицата Партизанска. При спроведувањето на анализата исклучени се објектите со образовна, административна и комерцијална намена, односно сите објекти чија што основна намена не е домување. Резултатите покажуваат дека во селектираниот опфат нема објекти градени пред 1963 година и дека 76% од објектите се изградени во периодот од 196^{та} 5 до 1980^{та} година, при што во сите анализирани населби како објекти за колективно домување доминираат т.н. „руски“ и „романски“ згради.

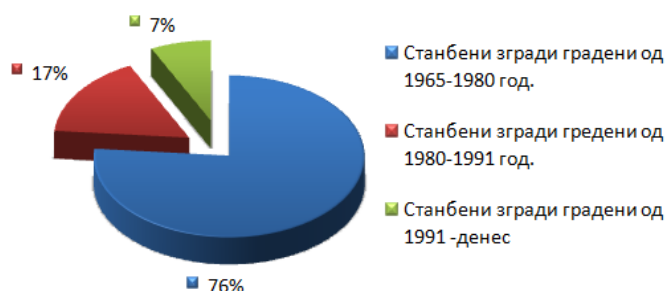
Анализата е изведена на селектиран опфат т.е. градска четврт позната како Карпош 3, како типична резиденцијална населба, Слика 1. Селектираната градска четврт Карпош 3 во споредба со другите градски четврти познати како Карпош 1,2 и 4, зафаќа најголема површина, од која што најголем дел од изградените објекти припаѓа на станбени згради за колективно домување. Објектите за колективно домување изградени во периодот од 1965^{та} до 1980^{та} година и се

предмет на истражување во овој труд, се среќаваат и во другите градски четврти. Иста анализа може да се спроведе и низ другите градски четврти, т.е. населбата Карпош.



Слика 1. Основа на градска четврт во населба Карпош 3

Од вкупно 72 објекти во рамките на анализираната градска четврт, 16 се општествени објекти од јавен карактер (културно - образовен, деловно комерцијален и трговски сектор), додека 56 објекти се станбени објекти за колективно домување (некои од нив со компатибилна намена Б, од што може да се заклучи дека во разгледуваниот опсег доминираат станбени згради за колективно домување. Од станбените згради за колективно домување, во однос на годината на изградба во периодот од 1965^{та} до 1980^{та} година се изградени 43 објекти, 9 станбени згради се изградени од 1980^{та} до 1990^{та} година и 4 згради после 1990^{та} година. Од Слика 2, на кој што дијаграм е прикажана процентуалната застапеност на објектите во однос на годината на изградба, може да се заклучи дека најголем дел од објектите за колективно домување се изградени во периодот од 1965^{та} до 1980^{та} година.



Слика 2. Процентуална застапеност на објекти за колективно домување во однос на година на изведба

4. АНАЛИЗА НА СТАНБЕНИ ЗГРАДИ ГРАДЕНИ ВО ПЕРИОДОТ 1965^{та} И 1980^{та} ГОДИНА ВО НАСЕЛБА КАРПОШ

4.1. Класификација на селектираните згради:

Анализата презентирана во овој труд е насочена кон класификација на објектите за колективно домување изградени во периодот од 1965^{та} до 1980^{та} година, имајќи предвид дека истите се процентуално најзастапени во разгледуваната градска четврт, Слика 2.

Фактот дека резиденцијалниот сектор има најголеми потенцијали за заштеда на енергија, како и дека објектите изградени до 80^{те} години не соодветствуваат со денешните стандарди за енергетска ефикасност и со оглед на тоа дека во селектираната резиденцијална населба ваквите објекти се застапени над 70%, понатамошната анализа е направена врз пет типови на згради градени 1965^{та} до 1980^{та} година и истите се како означени како различни типови на згради (тип на зграда 1,2,3,4,5) прикажани на Слика



Слика 3. Класификација на типови згради од 1965^{та} до 1980^{та} (прикажан е дел од опфатот каде што се изградени анализираниите згради)

Од Слика 3 може да се види дека во селектираниот опфат класифицирани се 31 објект за колективно домување од типот на т. н. руски згради и истите претставуваат 72% од вкупниот станбени фонд на населбата. Овој тип на објекти се познати каако монтажни станбени згради тип на Ф-ка „Карпош”, интензивно започнати со изведба во 1963^{та}, согласно донираниот проект од Русија, тогашна СССР. Имено, познатите руски згради се објекти за колективно домување кои се градени во земјите на бившиот Советски Сојуз, познати под името „Khrushchyovka”[7], карактеристични по големата рационалност при нивната изградба во поглед на висина на објектите, градежните материјали, големина на станови. Овој тип на објекти може да се поделат на два подтипа кои се разликуваат по должината на самиот објект, односно бројот на станови: тип 1 и тип 2.

Вториот тип на објекти за колективно домување застапени во анализираната градска четврт се т. н. романски кули, кои се застапени со вкупно 9 згради, што претставува многу помал процент во однос на претходниот тип на објекти. Истите во однос на применетото архитектонско решение може да се поделат на два типа-тип 3 и тип 4. Третиот тип на објекти застапени во оваа градска четврт со 4 објекти се т.н. експериментални згради- тип 5, кои по своето решение се многу слични на првиот тип на објекти.

4.2. Архитектонско – урбанистичка анализа на селектираните згради

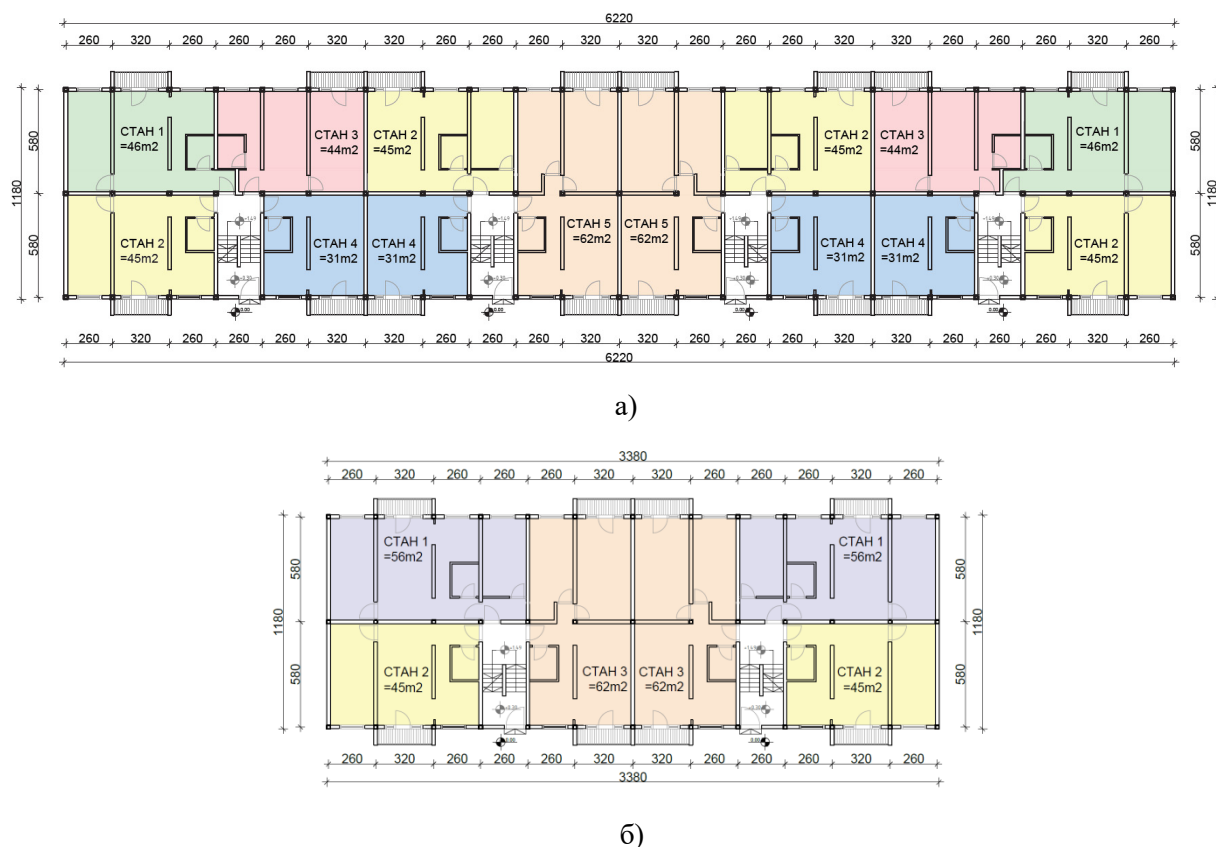
Во зависност од типот анализираниите објекти се со различна катност, руските згради се со катност П+3, романските објекти со катност П+9, додека експерименталните со катност П+5, со што е постигната соодветна густина на градска населба и 20% изграденост. Во однос на диспозицијата објектите, кои се карактеризираат со правилна правоаголна форма и компактен кубусен волумен, се поставени така да истите бидат осончани во текот на денот, а при тоа водејќи сметка да ниту еден објект не фрла сенка врз соседните. Преку фронтите на еден од блоковите на Слика 4 прикажан е соодносот помеѓу руските згради на тип 1 и тип 2.



Слика 4. Улични фронтони на типичен блок од руските згради-тип 1 и тип 2

На слика 5 се прикажани основи на карактеристичен кат од двата типа на монтажни „руски“ згради, од каде што согласно архитектонското решение, може да се прочита бројот, кавадатурата и видот на станови. Зградите од тип 1, содржат 4 влеза, каде што првиот и последниот влез содржат 16 станови, додека двата средишни, содржат 12 станови, односно вкупно 56 станови од кои 16 се еднособни, 32 се двособни и 8 се трособни станови. Зградите од тип 2 имаат 2 влеза со по 12 станови, односно содржат вкупно 24 станови од кои 8 еднособни, 8 двособни и 8 трособни станови. Може да се заклучи дека овие објекти се карактеризираат со симетрично архитектонско решение, каде што сервисните простории и тоалетите се позиционирани во внатрешниот дел на објектот, додека просториите за боравок се позиционирани кон надворешноста, со цел да се обезбеди потребна секојдневна светлина.

Согласно нивните урбанистички карактеристики – диспозиција, ориентација и соседскиот сооднос, како и архитектонските аспекти: формата, волуменот и решението на становите, објектите имаат голем потенцијал за енергетски ефикасни објекти.



Слика 5. Основа на карактеристичен кат на монтажна станбена зграда, П+3 ката, тип на Ф-ка „Карпош“: а) тип 1; б) тип 2

4.3. Анализа на конструктивен систем и градежни материјали на селектираните згради

Примената на префабрикувани бетонски елементи за изведба на конструктивниот систем на објектите од тип 1 и тип 2 бил произлезен од потребата за обезбедување потребен простор за

домување и нивна изведба во краток временски период. Избраниот масивен конструктивен систем на носечки бетонски сидови не нуди можност за развивање на овој тип на објекти по вертикала, поради што истите се со катност П+3. Овие објекти се карактеризираат со лентовидна форма, со мали прозорци и тераси, без примена на термоизолација, [7].

Објектите од тип 3, тип 4 и тип 5 се изведени со примена на скелетен армирано бетонски конструктивен систем, што дозволува развивање на објектите по вертикала, со катност од П+9. Обвивката на објектите е изведена од сидови со тула без примена на термичка изолација.

5. КАРАКТЕРИСТИКИ НА АНАЛИЗИРАНИТЕ ЗГРАДИ ЗА КОЛЕКТИВНО СТАНБЕНО ДОМУВАЊЕ (1965^{та} до 1980^{та} година) ВО СЕЛЕКТИРАНАТА НАСЕЛБА

Согласно податоците од истражуваните згради добиени од Државниот архив на Р.М., одделение на град Скопје и согласно спроведената анкета врз станарите, жители на зградите во селектираниот опфат, добиените резултати се прикажани во табела 2.

Анализираните пет типа на згради, се многу слични според своите архитектонски карактеристики, особено според нивната диспозиција, форма и габарит, додека висината варира од П+3 до П+9. Согласно ова, бројот на станови и станари е различен. Зградите од тип 1, содржат 56 станови, односно 151.2 станари по зграда* и во опфатот има 18 такви згради. Површината на габаритот во основа на овие згради изнесува 745m². Овој тип на згради содржи 1008 станови со вкупно 2721.6 станари. Зградите од тип 2 имаат 24⁴ станови, односно 64.8 станари по зграда⁵ и има 13 такви згради. Површината на габарит на секоја зграда изнесува 405m². Овој тип на згради содржи 312 станови со вкупно 842.4 станари. Зградите од тип 3 се со најголема катност и содржат најголем број на станови, односно 60 станови со 162 жители по зграда, со површина на габарит 500m². Во опфатот има 5 згради од типот 3. Овие згради содржат вкупно 300 станови, односно вкупно 810 станари. Зградите од тип 4 имаат иста катност со тип 3, меѓутоа помала површина на габарит, односно 350m². Бројот на станови во зграда од тип 4 е 40, а бројот на станари изнесува 108. Во опфатот од овој тип има само 3 згради, кои содржат 120 станови со вкупно 324 станари. Зградите од тип 5, имаат 24 станови и 64.8 жители по зграда, со површина на габарит 420m² и во опфатот има 4 згради од овој тип. Истите содржат вкупно 96 станови, односно 259.2 станари.

Тип на зграда	1	2	3	4	5
Опис на зграда	руска зграда	руска зграда	романска зграда	романска зграда	експериментална зграда
Година на градење	1963 - 1965	1963 - 1965	1965 - 1967	1966-1968	1964-1966
Број на згради	18	13	5	3	4
Број на станови во зграда	56	24*	60	40	24
Број на станари по зграда**	151.2	64.8	162	108	64.8
Површина на габарит (m ²)	745	405	500	350	420
Катност	П+3	П+3	П+9	П+9	П+4
Форма	правоаголна	правоаголна	правоаголна	правоаголна	правоаголна
Конструктивен систем	Префабрикувани бетонски монтажни елементи, масивен систем	Префабрикувани бетонски монтажни елементи, масивен систем	Армирано бетонска конструкција со сидани сидови, скелетен систем	Армирано бетонска конструкција со сидани сидови, скелетен систем	Армирано бетонска конструкција со сидани сидови, скелетен систем
Греење	Топлификација, БЕГ	Топлификација, БЕГ	Топлификација, БЕГ	Топлификација, БЕГ	Топлификација, БЕГ
Ладење	Клима уреди	Клима уреди	Клима уреди	Клима уреди	Клима уреди
Вентилација	Природна	Природна	Природна	Природна	Природна

Табела 2. Карактеристики на типови на станбени згради градени од 1965^{та} до 1980^{та} година во населба Карпош 3

⁴ Согласно податоците од техничките цртежи и документи превземени од Државен архив на Р.М. одделение Скопје, објектите познати како руски згради од тип 2, се проектирани со по 32 станови, меѓутоа во текот на изградбата се променети, т.е. кај секоја од зградите становите се проширени и за таа цел се добиени по 24 станови во една зграда. Во трудот се земени согласно моменталната документирана постоечка состојба, т.е. 24 станови во зграда.

⁵ Земено е дека просечен број на станари во еден стан е 2,7 согласно одредбите на ППРМ [4], како и Правилникот за стандарди и норми за проектирање. Просечната големина на стан, изразена преку просечната станбена површина по жител и просечниот број на жители по стан се основни показатели на стандардот на домување, Обезбедувањето на потребниот станбен простор, согласно одредбите на ППРМ [4], е дефинирано преку стандардите, односно 20-25 m² по жител во зависност од типот на населбата, односно 40-80 m²/стан кој е 100% опремен во поглед на инсталации за потполно елиминирање на субстандардниот станбен фонд.

Сумирано од табела 2, може да се извлечат податоци дека во селектираниот опфат, поточно градската четврт Карпош 3, станбените згради за колективно домување градени во периодот од 1965^{та} до 1980^{та} година, содржат вкупно 1836 станови со приближен број на станари 4957.2 од кои што најголем број се приклучени на централно градско греење –топлификација, но се поголем дел го напуштаат централното греење и, за греење и ладење користат електрична енергија.

6. ЗАКЛУЧОК

Од спроведеното истражување во овој труд може да се заклучи дека резиденцијалниот сектор има голема улога во потрошувачката на енергија на ниво на Р. Македонија, а особено на ниво на градот Скопје. Со оглед на тоа што над 60% од станбениот фонд интензивно е изграден во периодот после земјотресот, во отсуство на термоизолациони материјали, се проценува дека резиденцијалниот сектор има голем потенцијал за енергетска ефикасност, доколку се пристапи кон негово правилно реновирање и реконструкција.

Новите градски општини на град Скопје, кои се градени после земјотресот, претежно се изградени од енергетски не- ефикасни објекти, од кои што најголем дел се објекти за колективно станбено домување. Во истражуваната градска четврт, т.е.населбата Карпош 3, ваквите објекти се застапени 76%. Анализираниите објекти се со приближно иста процентуална застапеност и низ другите градски четврти на населбата Карпош. Од спроведената архитектонска анализа на истражуваните објекти, може да се заклучи дека согласно нивната форма, густината на изграденост, ориентацијата и диспозицијата на објектите. истите имаат голем потенцијал за енергетско ефикасни објекти.

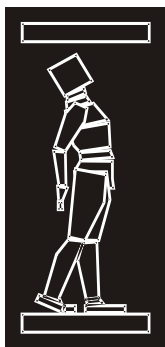
Селектираниот опфат е изграден од 43 објекти за колективно станбено домување изградени од периодот 1965^{та} до 1980^{та} во отсуство на термоизолациони материјали. Истите содржат 1692 станови, односно приближно 4957 станари. Најголем процент од становите се приклучени на централно градски греење, а во текот на летниот период за ладење употребуваат клима уреди. Од анкетираниите станари може да се заклучи дека поради слабите топлински карактеристики на зградите, имаат големи трошоци за греење и ладење на становите, што предизвикува незадоволство кај истите. Дел од објектите се делумно реновирани со поставување на термоизолациони материјали единствено на фасадните ѕидови. Столаријата, како многу битен елемент од обвивката на една зграда, како и кровната покривна конструкција, не е имплементирана о реновирањето, туку оставена на моќта и желбата на станарите.

На територијата на општина Карпош, постои сериозен процент на енергетски не-ефикасни објекти, кој што е одговорен за голема потрошувачка на енергија. Согласно на тоа, Општина Карпош, треба да превземе соодветни мерки за нивно подобрување, пронаоѓајќи го најекономичниот начин (било преку реконструкција и реновирање на истите, промена на фасадата и градежните материјали или промена на системот за енергетско снабдување на истите). За таа цел, се јавува потреба од детална архитектонско – урбанистичка и градежна анализа на старите објекти, кое што ќе придонесе кон понатамошните решенија за заштеда на енергија кај овие објекти.

Овој труд ги претставува принципите за тоа како понатаму правилно да се пристапи кон пронаоѓање на најекономично и најефикасно решение за заштеда на енергија кај ваков тип на градски населби, изградени од голем број на стари и енергетски не ефикасни објекти. ПОдатоците од истражувањето понатаму можат да се употребат како влезни параметри во креирање на пресметковен модел, како за пресметување на реалната потрошувачка на енергија, така и за создавање на подобрени сценарија за заштеда на истата. Истиот тој модел, може да се спроведе низ другите населби на општината Карпош, каде што се застапени објектите од анализираниот тип.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Михаил Токарев, (2014) „50 години обнова и изградба на Скопје (1963-2013), историско - критички поглед на архитектурата”, Скопје 2014;
- [2] Акциски план за одржлив енергетски развој на град Скопје, (SEAP), (Април, 2011) Скопје;
- [3] Трет Ационен план за енергетска ефикасност на Република Македонија за периодот од 2016 до 2018 година, (Јуни, 2016), Скопје;
- [4] Втор Ационен план за енергетска ефикасност на Република Македонија за до 2015 година, (Април, 2014), Скопје;
- [5] Агенција за планирање на просторот, (2015), Просторен план на Република Македонија, Годишен извештај за спроведување на ППРМ до 2015 година, Скопје,;
- [6] Н.Гелевски, С.Наумовска, И.Шопов, (2014) „50 години од земјотресот во Скопје, Скопје античко или модерно”, Национална Универзитетска библиотека „Св.Климент Охридски”, Скопје;
- [7] Satu Paiho, Åsa Hedman, Rinat Abdurafikov, Ha Hoang, Mari Sepponen, Ilpo Kouhia, Malin Meinander, (June, 2017) „Energy saving potentials of Moscow apartment buildings in residential districts”, VTT Technical Research Centre of Finland, Finland;
- [8] Обука за енергетски контролори, (Март- Мај, 2014) „Преглед на типичните мерки за подобрување на енергетска ефикасност кај зградите”, Скопје;
- [9] Правилник за енергетски карактеристики на зградите, (2016) Скопје,;



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ксенија ЃОКОВИЌ¹, Ласло ЧАКИ², Ненад ШУШИЌ³, Гордана ХАЏИ-НИКОВИЌ⁴

ПРОЦЕНА, ИДЕНТИФИКАЦИЈА И СТАБИЛИЗАЦИЈА НА ДИСПЕРЗИВНИ ПОЧВА

РЕЗИМЕ

Дисперзивните почви не можат да се одредат со визуелна идентификација или со стандардни индификационо-класификациони тестови, како што е гранулометриска анализа (големина на зрната), тест на пластичност и др. Во трудот се прикажани резултатите од испитувањата на ситнозрнестата почва, со примена на класификациони тестови посебно наменети за испитување на дисперзивна почва: опит со почвени трошки, тест со двоен хидрометар и опит со точкаст отвор. Тестовите извршени со опитот со точкаст отвор се изведени на примероци на дисперзивни почви со додаток на летечка пепел, кои покажуваат дека со додавање на одреден процент на пепел, се постигнува подобрување на карактеристиките на почвата, т.е. почвата станува недисперзивна.

Клучни зборови: дисперзивни почви, опит со почвени трошки, тест со двоен хидрометар, опит со точкаст отвор

Ksenija ĐOKOVIĆ¹, Laslo ČAKI², Nenad ŠUŠIĆ³, Gordana HADŽI-NIKOVIĆ⁴

ESTIMATION, IDENTIFICATION AND STABILIZATION OF DISPERSIVE SOILS

SUMMARY

Dispersive soil can not be determined by visual identification or standard identification - classification test such as granulometric analysis (grain size), plasticity tests, etc. The paper presents the results of the testing of dispersivity of fine-grained soil using classification tests, specially designed for the testing of dispersive soil: the crumb test, the double hydrometer test and the pinhole test. Also, the tests carried out by pin-hole were performed on samples of dispersive soils with the addition of fly ash, which showed that the addition of a certain percentage of ash is achieved by improving soil behavior, i.e. the soil has become un-dispersive.

Keywords: dispersive soils, the crumb test, the double hydrometer test, pin-hole test

¹ PhD, Institute IMS, Belgrade, Republic of Serbia, e-mail: ksenija.djokovic@institutims.rs

² Prof. PhD, Faculty of Mining and Geology, University of Belgrade, Republic of Serbia, e-mail: clale@rgf.bg.ac.rs.

³ PhD, Institute IMS, Belgrade, Republic of Serbia, e-mail: nenad.susic@institutims.rs

⁴ Prof. PhD, Faculty of Mining and Geology, University of Belgrade, Republic of Serbia, e-mail: ghnikovic@rgf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Dispersive clays are a special type of fine - grained soils, where clay particles disperse (deflocculated) in the presence of water to forming a colloidal dispersion system. The behaviour of clayey soils is closely related to particle size (1-100nm) and their electric charge. The water that flows through dispersive clay can freely rinsed individual clay particles, which are clay structure "loose", the density decreases, and for a relatively short time appear to internal erosion. For this reason dispersive clays are unfavorable for building in earth structures, particularly core earth dams, hydraulic and road embankments. The use of these clays ultimate result may have different damage or even destruction of some of earth structures.

This behaviour dispersive clay was first observed in agriculture for more than 100 years, and their basic nature is rather well studied by the agricultural engineers (Volk 1937, Richards 1954). In civil engineering practice this phenomenon was not recognized until the 60's of the last century. Then Aitchison and Wood (1965) numerous studies have proved to cause damage and leakage of small earth dams in Australia lies in the nature of clay dispersion.

Sherad's 1976. showed that the main difference between the dispersive and undispersive clay, lies in the nature of cation pore water clay structure. Dispersive clays are the dominant cations of sodium, while the other are the dominant cations calcium, potassium and magnesium (Sherard et al. 1976, Heinzen and Arulanandan 1977).

In the study of dispersive soils one of the main problems is the identification of such soils. The dispersive soils cannot identified by the standard-classification tests: graine size analysis, Atterberg limits etc. The main methods used for testing the dispersion are the crumb test, the double hydrometer test (SCS), the pinhole test and chemically test for the determination of dissolved sodium in pore water (ESP and SAR). Here will be presented the results obtained by the crumb test, the double hydrometer test and the pinhole test.

2. TESTS FOR IDENTIFICATION DISPERSIVE SOILS

2.1. The Crumb test

The crumb test, which is also called as Emerson Crumb Test (Emerson 1967). It was developed as a simple, fast test to identification dispersive soil in the field, which can be used in the laboratory, as well. Observing a few cubical specimen of soil submerged in a glass of distilled water (ASTM D6572-06) and 0.001M sodium hydroxide (BS 1377-5:1990, No. 6.3) in time intervals defined by the class sample.

Class	Dispersive	Reaction/Description
1	Non-dispersive soils ND	Soil without any reaction: The crumb soil aggregates can slake, lose shape, form little heaps on the bottom of the cup, but there is no sign that changes colors. The water is clear.
2	Slight dispersive soils SD	Soils with low to slight reaction: The fine barely visible traces of blur in water, slightly blurring around the surface of the colloidal samples or fine colloidal layer at the bottom of the cup.
3	Medium dispersive soils MD	Clearly visible colloidal cloud around crumb of soil.
4	Highly dispersive soils HD	Strong reaction in the form of a dense cloud solution, colloidal turbidity covers the entire bottom of the glass, and frequently appears on the walls. In extreme cases, a solution of water is turbid.

Table 1. Classes dispersion depending on the reaction in the crumb test (Emerson 1967)

Visual observation of the reaction follows the pattern: the shape of the sample, changes in the structure, color and turbidity of the water, forming a colloidal "cloud" or clustering of colloidal particles. Depending on the reactions registered are four classes of dispersion (Table 1).

Test crumb test gives good results in terms of identification the dispersive soil. Sometimes it can happen that some dispersive soil does not show a reaction, which later proved to other tests (e.g. the pinhole test). However, if the crumb test indicates that the dispersive soil, the soil is generally dispersed in other test (Sherard 1976).

2.2. The Double Hydrometer Test (SCS-Soil Conservation Service Test)

Laboratory testing of dispersive clays double hydrometer is the oldest method for assessing dispersion developed by Volk 1937. Namely grain size distribution is examined on two identical (duplicate) soil samples. The first sample is implemented with standard hydrometer test in distilled water with a strong mechanical agitation and a chemical dispersant. Parallel to the second sample are testing in distilled water without mechanical agitation and without chemical dispersant. The percent dispersion D is determined by the ratio:

$$D=A/B \tag{1}$$

Where is:

A -% of particles smaller than 0.005mm without mechanical agitation and chemical dispersant

B -% of particles smaller than 0.005mm with mechanical agitation and chemical dispersant

Depending on the percent dispersion of the soil can be classified (Kinney 1979) as shown in Table 2.

Percent of dispersion	Degree of dispersion
D<35%	Non-dispersive soils (ND)
35<D<50%	Intermediate soils (ID)
D>50%	Dispersive soils (D)

Table 2. Degree of dispersion depending on percent dispersion (Kinney 1979)

2.3. The pinhole test

The pinhole test presents physical method of direct identification of dispersibility and colloidal erodibility of fine-grained soils, by causing water to flow through a small hole (cylindrical pore) formed in specimen (ASTM D 4647-93, BS 1377: part 5-6:1990).

In pinhole apparatus, a compacted soil specimen is installed with formed (punched) hole diameter of 1 mm, through which is passed distilled water at different hydraulic heads 50, 180, 380 and 1020mm (hydraulic gradients of approximately 2, 7, 15 and 41) simulating the flow of water through the pore space. During the test flow rate, effluent turbidity and pore size in the sample, at the end of test are registered and recorded. These parameters are used for determination class of dispersive. Dispersive classes are given in Table 1.

If the soil is dispersive, distilled water that passes through the pore formed in the sample is turbid colloid, a pore diameter after the test has spread $d > 1$ mm. Soils with the class D1 and D2 are dispersive soils, ND1 and ND2 are non-dispersive soils and soils ND3 and ND4 are medium dispersive soils.

Dispersive Classification	Head H (mm)	Test time t (min)	Final flow rate through specimen q (mL/s)	Cloudiness of flow at end of test		Hole size after test d (mm)
				from side	from top	
D1	50	5	1.0-1.4	dark	very dark	≥ 2.0
D2	50	10	1.0-1.4	moderately dark	dark	> 1.5
ND4	50	10	0.8-1.0	slightly dark	moderately dark	≤ 1.5
ND3	180	5	1.4-2.7	barely visible	slightly dark	≥ 1.5
	380	5	1.8-3.2			
ND2	1020	5	>3.0	clear	barely visible	< 1.5
ND1	1020	5	≤3.0	perfectly clear	perfectly clear	1.0

Table 3. Classification of dispersive soils from pinhole test data
(BS 1377:1990 and ASTM D 4647-93)

3. PERFORMED LABORATORY TESTS

Dispersive tests were carried out on samples of fine-grained soils of different origins, which were used for the purpose of filling various objects: silty clay core earthfill dams "Rovni", loess from different locations: Bežanijska Kosa, Zemun Gornji grad, Ruma, Titel, Kelebija, Mali Idoš, Srbobran, Slankamen and kaolinite sandy clay deposits "Grabež" Arandelovac.

The dispersion tests that were carried out are: crumb test, double hydrometer test and pinhole test (Table 4, 5). Common identification - classification testing was done previously: determination of moisture content, particle size distribution (sieving and areometry), plasticity and standard Proctor's compaction test. Soil classification was made according to Unified Soil Classification System (USCS).

Based on the results of the conducted tests, the identification and classification of fine-grained soil samples in terms dispersion was done. In order to establish dependencies between dispersion and the degree of compaction, the pinhole tests were performed on samples with different degrees of compaction Sz: 90, 92, 95, 98, 100 and 102% compared to the compaction of the resulting standard Proctor compaction energy (Table 5).

In samples of high-dispersion (K-1) there have been implemented measures to improve the soil by adding fly ash landfill power plants "Nikola Tesla A" in Obrenovac (TENT A). In order to find optimal ash content additive, the samples were prepared with different percentages of ash (10, 30 and 50%) and there after examined parameters that define the dispersion (Table 6). The aim of the research was to define the influence of the applied remedial measures to reduce dispersible obtained materials.

4. RESULTS AND ANALYSES

The results of testing dispersive fine-grained soil by crumb test did not show significant differences depending on the test methods i.e. whether the sample immersed in distilled water or a solution of 0.001 M NaOH. Of the samples, only the sample ZGG-1 showed strong different reaction in distilled water nondispersive reaction (ND), and in a solution of 0.001 M NaOH, a highly dispersive reaction (HD). The sample U-1 had a smaller difference in the reactions in distilled water nondispersive reaction (ND), and in a solution of 0.001 M NaOH, a slight dispersive reaction (SD).

Soil samples T-1 and K-1, that showed dispersive reaction during the crumb test, the double hydrometer test and in pinhole test show the same reaction. Also, the soil samples MI-1, SV-1, SV-6 and SJ-4, that during the crumb test are classified as class of slight-medium dispersive (SD-MD), that correspond to the pinhole test with class dispersive ND2 and ND3.

Sample	Type of soil	Soil Classification (USCS)	Crumb test		Double Hydrometer test			
			BS 1377-5:1990, 6.3	ASTM D 6572-00	BS 1377-5:1990, 6.4		ASTM D 4221-99	
					D (%)	class	D (%)	class
U-1	silty clay	CL	SD	ND	24	ND	21.5	ND
U-2	silty clay	CL/CH	ND	ND	39.5	ID	49	ID
R-1	loess I	CL	SD	SD	31	ID	37.5	ID
T-1	loess I	CL	HD	HD	70	D	94	D
K-1	loess I	CL	HD	HD	83	D	96	D
ZGG-1	loess I	CL	HD	ND	57	D	69	D
MI-1	loess I	CL	SD	SD	61.5	D	86	D
KGA-1	sandy clay	CL	HD	HD	111	D	115	D
SV-1	loess I	CL	SD	SD	72	D	85	D
SV-6	loess I	CL	SD	SD	41	ID	63	D
SJ-1	loess I	CL	MD	MD	43	ID	35	ID
SJ-2	loess I	CL	MD	MD	67	D	86	D
SJ-4	loess I	CL	MD	MD	76	D	85	D
BK-1	loess I	CL	SD	SD	62.5	D	67	D

*Note: D is percent of dispersion

Table 4. Results of crumb test and double hydrometer test

Determination of dispersive soil by double hydrometer test, showed that the tested samples have the same class dispersive independently of the standards has been applied: ASTM D 4221-99 or BS 1377-5: 1990 (except sample SV-6).

The double hydrometer test results show that the soils in which the percent of dispersion $PD < 35\%$ and which are classified as non-dispersive soils, have the same non dispersive reaction in the crumb test and a pinhole test, e.g. U-1.

The soils in which the percent of dispersion is between 35-50% (samples U-2, R-1, SV-6) and which are classified as intermediate dispersive soils in the double hydrometer test, show nondispersive to medium dispersive reaction in pinhole test (ND1, ND2 and ND3), whereas in the classification crumb test there are certain deviation.

For soils with the percent of dispersion is $PD > 50\%$, there is a great inconsistency in the results obtained by double hydrometer test and pinhole test, especially in soils that are classified by pinhole test, as medium dispersive soils class ND2 and ND3. For soils that are classified by double hydrometer test as dispersive class D, pinhole test confirmed the class.

Identification and classification of samples in four previously listed and described classes of dispersion referred to commonly required degree of compaction $S_z = 100\%$. However, dispersive tests conducted with the degree of compaction $S_z = 90, 92, 95, 98$ and 102% showed that the degree of compaction has no significant effect on the class dispersive. If the soil is dispersive class D1 it will show the same dispersive reaction to all degrees of compaction. Also, if the soil is nondispersive (class ND1) it will show indispersive reaction regardless of the degree of compaction and density of the soil.

Sample	Type of soil	Soil Classification (USCS)	Pinhole test ASTM D4647-98; BS 1377-5:1990, 6.2						
			Degree of compaction (%)						
			90	92	95	98	100	102	
U-1	silty clay	CL	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1 ²
U-2	silty clay	CL/CH	ND3	ND3	ND3	ND2	ND2	ND2	ND2 ²
R-1	loess I	CL	ND2/ND3	ND3	ND3	ND1	ND1	ND1	ND1
T-1	loess I	CL	D1	D1	D1	D1	D1	D1	D1
K-1	loess I	CL	D1	D1	D1	D1	D1	D1	D1
ZGG-1	loess I	CL	D2	D2/ND4	D2/ND4	ND3	ND3	ND3	ND3
MI-1	loess I	CL	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3
KGA-1	sandy clay	CL	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3
SV-1	loess I	CL	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND3
SV-6	loess I	CL	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND2/ND3	ND3
SJ-1	loess I	CL	D1	D1	D1	D1	D2	D1	D1
SJ-2	loess I	CL	D1	D1	D1	D1	D1	D1	D1
SJ-4	loess I	CL	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3
BK-1	loess I	CL	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1

Table 5. Results of pinhole test

Some soils from classes D2, ND2 and ND3 may show a higher class of dispersion at lower degrees of compaction $S_z = 90-95\%$ compared to class resulting in higher degrees of compaction $S_z = 98-120\%$. Tests on these materials have shown that it is mainly about reducing dispersion of soil for one class of dispersion.

5. STABILIZATION OF DISPERSIVE SOILS

When the identification-classification tests identified that the soil is dispersive, it does not mean that it is completely unusable for use in the construction of earthfill dams, embankments or waterproof barriers. By applying suitable remedial measures dispersive soil can be improved by the non-dispersive soil, which could be used for the filling.

Based on previous studies and from the point of consideration to improve the characteristics of the dispersive soil using fly ash (class F) effect were examined with additions of ashes 10, 30 and 50%. For the stabilization of dispersed soil is selected soil, that has showed the most intensive dispersion reaction, specimen of K-1, which represents the silty clay of low plasticity (according to USCS classification) in this specific case I loess horizont borrow pit near Kelebia.

After adding fly ash, class of dispersion, based on the results of the crumb test, changed for two i.e. the soil is high dispersive class - HD took the class dispersive of slight soils - SD. Percentage share of ash had an impact on improving the dispersion properties and classification according to the double hydrometer test. Application of the method for determining the double hydrometer percent dispersive mixture of loess and ash in order to improve the dispersive soils did not produce the anticipated results (Table 6).

Tests carried out in pinhole test on samples of dispersive soil treated with 10, 30 and 50% of the ash shows that the material is subsequently became nondispersive. Adding a larger amount of ash lessen the effect of dispersion. By adding 10% of ash dispersive soil does not change the soil class, with 30% ash dispersion soil changing class in a dispersive medium soil ND4, and adding a 50% ash in a non-dispersive soil ND2.

Sample	Type of soil mixture of loess:ash	Soil Classification (USCS)	Crum test		Double Hydrometer test		Pinhole test
			BS 1377-5:1990, 6.3	ASTM D 6572-00	BS 1377-5:1990, 6.4	ASTM D 4221-99	
LP-50	50:50	SM	MD	MD	D	D	ND2
LP-30	70:30	SM	SD	SD	D	D	ND4
LP-10	90:10	SM	SD	SD	D	D	D1

Table 6. Results of stabilization of dispersive soil

6. CONCLUSION

The crumb test and the double hydrometer test are very simple to perform in the field and laboratory, and can be used for a preliminary assessment dispersive soils. If the crumb test found that the soil is non-dispersive, it is non-dispersive, and in other tests. However, many dispersive soils show no dispersion reaction in the crumb test. Since, the crumb test is based on visual identification of soil this test carries a high degree of subjectivity. Pinhole test gives very clear results in the classification of dispersive soils classes D1 and D2 and nondispersive soil classes ND1 and ND2. Tests have shown that in the class of medium-dispersive soils ND3 and ND4, doubts may occur in classification. These doubts occur because of the lack of defined criteria of class, especially when it comes to low value flow rate. In such cases, it is necessary to complemented the tests by using chemical tests. Testing dispersion by pinhole test on prepared samples with the degree of compaction $S_z = 90, 92, 95, 98, 100$ and 102% has showed that the degree of compaction has no significant influence on class of dispersion.

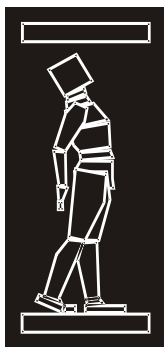
By applying suitable remedial measures dispersive soil can be converted into a non-dispersive soil, which could be used for backfilling. In order to evaluate the possibilities of application of dispersive soils discussed the possibility of improving the dispersion properties of the soil fly ash gave satisfactory results.

ACKNOWLEDGMENTS

This paper presents the results that are part of the research project TR 36014 - Geotechnical aspects of the research and development of modern technologies of construction and rehabilitation of municipal solid waste landfills, funded by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia.

REFERENCES

- [1] Aitchison, M. E., Wood, C. C. (1965) "Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-Construction Deflocculation Affecting the Probability of Failure of Small Dams". Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Canada, Vol. II, pages 442-446.
- [2] ASTM Standard D 4647-93 (1998) "Standard Test Methods for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test". Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08.
- [3] ASTM Standard D 4221-99 (1999) "Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clay Soils by Double Hydrometer. Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08.
- [4] ASTM Standard D 6572-00 (2000) "Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of clayey Soils by Crumb Test", Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08.
- [5] British Standards BS 1377: part 5-6:1990 - Soil for Civil Engineering Purposes, (1990), "Determination of dispersibility"
- [6] Emerson, W.W. (1967) "A Classification of Soil Aggregates Based on Their Coherence in Water". Australian Journal of Soil Research 5, pages 47-57.
- [7] Heinzen, R.T., Arulanandan, K. (1977) "Factors influencing dispersive clays and methods of identification". Proceedings Symposium on Dispersive clays, related piping and erosion in geotechnical projects, ed. J. L. Sherard and R S Decker, ASTM Special Publication 623, pages 94-109.
- [8] Kinney, J. L. (1979) "Laboratory Procedures for Determining the Dispersibility of Clayey Soils". Report No. REC-ERC-79-10, Bureau of Reclamation, Denver, CO
- [9] Richards, L. A. ed. (1954) "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils". Handbook of Agriculture No.60, U.S. Department of Agriculture, U.S. Government Printing Office, Washington.
- [10] Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Decker, R. S. (1976) "Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102, No. GT1, pages 69-85.
- [11] Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., Decker, R. S. (1976) "Identification and Nature of Dispersive Soils". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT4, pages 287-301.
- [12] Volk, G. M. (1937) "Method of Determination of the Degree of Dispersion of the Clay Fraction of Soils". Proceedings Soil Science Society of America, pages 432-445.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Јулија ИЛИЕВА¹, Борислав ДААЛОВ²

АРХИТЕКТОНСКА ИНТЕГРАЦИЈА НА ФОТОВОЛТАИЧНИ МОДУЛИ ВО ЈАВНИТЕ ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

Фотоволтаици се едни од најветувачките обновливи енергетски технологии. Денес нивната употреба доби значителен пораст. Проблемите кои се однесуваат на архитектонското интегрирање на фотоволтаиците станаа значајни и претставуваат прашање од актуелен интерес. Нивното проектирање е зависно од намената на објектот. Со цел да се намали обемот на ова истражување, интеграцијата на фотоволтаичните модули е разгледувана само за јавни објекти. Соодветно избраните јавни објекти со интегрирани фотоволтаични модули се прикажани и анализирани во овој труд. Главните типови на интеграција во објектите беа систематизирани согласно конструктивниот принцип на врска со лежишната подлога. При тоа придобивките како и загубите од избраниот систем се студирани.

Клучни зборови: фотоволтаични модули, архитектонска интеграција, одржлива архитектура, јавни објекти

Yuliya ILIEVA¹, Borislav DAALOV²

ARCHITECTURAL INTEGRATION OF PHOTOVOLTAIC MODULES IN PUBLIC BUILDINGS

SUMMARY

Photovoltaics are one of the most promising renewable energy technologies. Nowadays their use has substantially grown up. The problems concerning the architectural integration of photovoltaic elements became more important and turned into a question of present interest. Their design is strongly influenced by building's function. In order to reduce the volume of the current research, the application of photovoltaic modules was set for public buildings. Selected examples of public buildings with integrated photovoltaic modules were shown and analyzed in the paper. The main types of building integration were systematized according to the constructional principle of their attachment to the bearing base. The advantages and disadvantages of the defined systems were studied.

Keywords: Photovoltaic modules, architectural integration, sustainable architecture, public building

¹ Chief. Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, yuliya_ilieva@vsu.bg

² Assoc. Prof. PhD, Faculty of Construction, University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, bdaalov@vsu.bg

1. INTRODUCTION

Photovoltaics are one of the most promising renewable energy technologies. Nowadays their use has substantially grown up. They are active systems that convert the absorbed solar energy into electricity through the photovoltaic effect using semiconductor materials. Solar energy, along with that of the wind, rain, tides and geothermal, is clean and is considered practically inexhaustible. Thus, the generation of electricity is independent of fossil or nuclear fuels. Photovoltaics have a significant contribution to protecting the environment and reducing the impact of climate change. “Almost zero energy building” will become a mandatory European standard after 2020. Buildings with low energy consumption or nearly zero energy buildings are characterized by extremely high energy efficiency and with the use of renewable energy. Building Integrated Photovoltaics (BIPV) have started receiving attention in EU since 1990 (Schoen 2001). The development of the PV market in Bulgaria began in 2007. In the period 2007-2009 the installed capacities reached 5.7 MW, and in 2011 they reached 28 MW. As a result, Bulgaria is among the top 3 on the market of photovoltaics in Southeast Europe, only Slovenian and Greek markets are more developed (Hyuidobro et al. 2016).

Photovoltaic modules can be installed on or at a building, or even be integrated in the building envelope, giving a new dimension to environmentally responsive and energy-efficient sustainable building design. They can provide an improved aesthetic appearance in an innovative way. Today BIPVs can be used as roofing elements, semi-transparent or opaque glass facades and skylights, rain-screen claddings, sun shading systems, parapet units and canopies. The problems concerning the architectural integration of photovoltaic elements became more important and turned into a question of present interest. Their design is strongly influenced by building's function.

In order to reduce the volume of the current research, the application of photovoltaic modules was set for public buildings. As industrial plants they also appear big consumers of electricity. For example the choice of photovoltaic elements for office buildings is an issue of high importance, due to the very specific standards of visual and thermal comfort and the need for low energy consumption (Hascher et al. 2002). Most of public buildings have large external envelope areas (facade walls and roofs). All this requires that they to be energy efficient and to have their own production of energy from renewable energy sources. Selected examples of public buildings with integrated photovoltaic modules were shown and analyzed in the paper. The main types of building integration were systematized according to the constructional principle of their attachment to the bearing base. The advantages and disadvantages of the defined systems were studied.

Taeyon Hwang, Seokyoung Kang and Jeong Tai Kim (2012) conducted a study on the integration of PV systems in office buildings. They analyzed the maximum electric energy production according to the inclination and direction of photovoltaic (PV) installations and the effects of the installation distance to the module length ratio. Talal Salem and Elias Kinab (2015) assessed different integration scenarios of photovoltaic modules in commercial buildings through modeling and simulations by a simplified approach taking into account various parameters such as the climate, tilt angle, azimuth angle, and types of cells. Sara Kayal (2009) evaluated the viability of applying photovoltaic panels in high-rise commercial buildings of around 20 stories. Specifically, the thesis is intended to provide a pre-planning tool during the early design stage for architects and designers who are considering the deployment of PV panels in new multi-story construction. Robert Baum (2011) studied the light-transmissive photovoltaic (LTPV) and the state of the art of their integration into buildings and non-building structures.

2. DESIGN CASES

The building - Xicui Entertainment Complex (Fig. 1) was built in 2005 to house movie theatre and high-quality restaurant in the western part of Beijing, close to some of the 2008 Olympic Games sport facilities. In 2008 the old metal cladding of the east facade was replaced with a 60 x 33 m curtain wall. This wall is called GreenPix-Zero Energy Media Wall. It was designed by Simone Giostra & Partners Architects. The groundbreaking project applied sustainable and digital media technology to a curtain wall. The largest color LED display worldwide and the first photovoltaic system were integrated into the facade. Greenpix behaves like an organic system, absorbing solar energy during the day and then generating light from the same power that evening. The polycrystalline photovoltaic cells are laminated within the glass of the curtain wall and placed with changing density on the entire building's skin. The density pattern increases building's performance, allowing natural light when required by interior program, while reducing heat gain and transforming excessive solar radiation into energy for the media wall. The modules have a 5° tilt outward to left or right to increase the power output. Their dimensions are 890 x 890 mm (SGPA 2017).



Fig. 1. GreenPix- Zero Energy Media Wall, Beijing, China (SGPA 2017)

The Solar Office (Fig. 2) is a new office building designed by Studio E Architects in the Doxford International Business Park, located near Sunderland in the northeast of England. It was completed in 1998. The solar facade is aligned to face due south and sloped at 60° to the ground. This configuration was chosen in order to provide good solar radiation at this northerly latitude. The facade incorporates over 400,000 poly-crystalline photovoltaic cells (Prasad and Snow 2005). The PV area is 640 m^2 . It is structural glazing curtain wall system, a proprietary product of Schüco International. The facade encloses an atrium which gets an interesting light and shadow effect from the PV facade. Bands of clear glazing were introduced into the facade to allow views out and ensure good internal light levels (Fig. 2b). The risk of glare was minimised by the introduction of semi-transparent modules, immediately above the clear glazed panels, and by the provision of locally controlled roller blinds capable of covering both the clear and semi-transparent modules. The curtain wall structure also incorporates opaque PV modules.

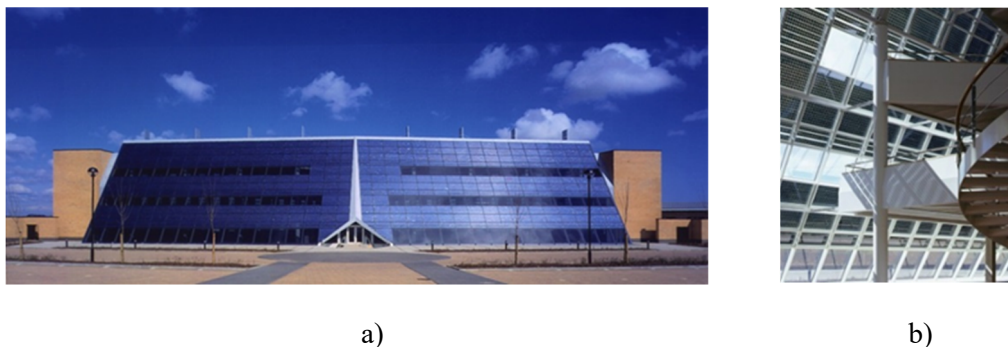


Fig. 2. Solar Office, Doxford (Sunderland), England: a) Southern facade; b) View of the interior (Studio E Architects 2017)

The facade of the Bonneshof Office Center - BOC in Düsseldorf, Germany is another example of expressive and technically efficient architecture that applies BIPV (Fig. 3). Its concept is based on a special construction of a double facade with different curtain panels in the outer layer. The basic module has a height of 3,5 m and 2,7 m width, consisting of window elements with opening casements in the inner, thermally active layer and a photovoltaic panel in the outer layer. An additional sun protection in the form of external venetian blinds was integrated. The overall PV area is about 500 m^2 . Each module consists of mono-crystalline cells with a capacity of 555 Wp. The total capacity of the vertical facade PV system is 63 kWp (ENPI CBC 2017).

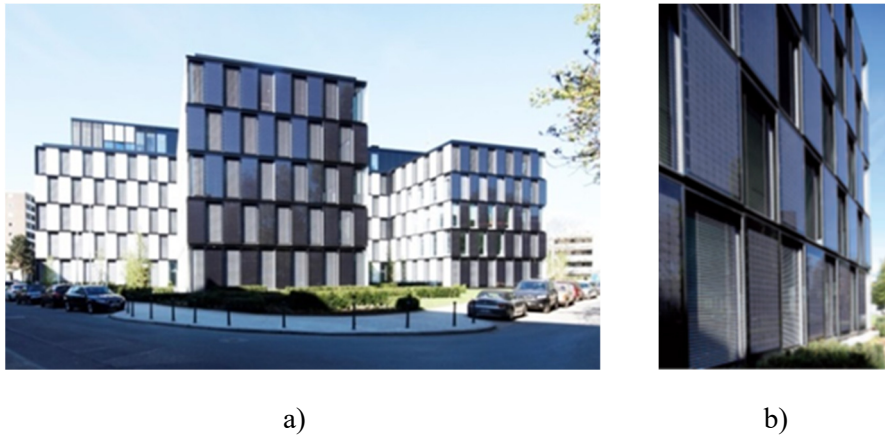


Fig. 3. Bonneshof Office Centre, Düsseldorf, Germany: a) Front view of the building; b) Close-up view (ENPI CBC 2017)

The Mont-Cenis academy building in Herne Sodingen, Germany (Fig. 4) is a huge glass greenhouse structure that includes accommodation, classrooms, a cafeteria, and a library. It was completed in 1999. PV mono & polycrystalline silicon cells were integrated in the roof and in the overhang (Treehugger 2017). They not only generate electricity but also act as a shading system. There's an extensive shuttering system for ventilation control too. Balance between day-lighting and incoming solar heat is maintained by the choice of different cell densities in the panels. PV modules were also incorporated into the west facade of the envelope. 10 000 m² PV modules provide 1MW solar power generation. This energy exceeds the required by the building itself (750,000 Kwh).



Fig. 4. Mont-Cenis Academy in Herne Sodingen, Germany: a) Exterior view of the main entrance; b) Interior view of the courtyard (Treehugger 2017)

The renovation of laboratory building 31 (Fig. 5) and the new office- and laboratory building 42 of the Netherlands Energy Research Foundation ECN in Petten are good examples of energy-efficient and sustainable architecture and they demonstrate the use of renewables in the built environment. BEAR Architecten are the authors of the project. For the south facade of the laboratory 31 a PV-integrated sun shading system was designed. The structure allows easy access to the facade for building maintenance and window cleaning. Considering the high costs of a moveable system compared to a fixed structure, and the small difference of solar gain it was decided to select a system that is fixed in the optimal position (in the Netherlands 37° with the horizon). However, the occupant of the rooms behind can move one lamella, at eye level, in a horizontal position, in order to have a good outside view. After a defined space of time, for instance 20 minutes or so, the lamella will automatically take its position of 37° again (Reijenga 2002). Thus, a continuously varying architectural view is created. Each lamella is about 840 mm wide, 3000 mm long and is covered by three standard multicrystalline PV modules on the front part. For fine-tuning the glare, especially in winter, a second, very simple interior shading system is provided.

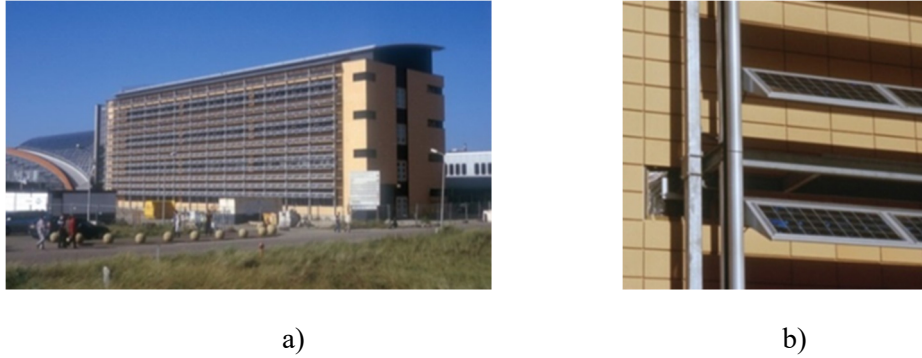


Fig. 5. ECN building 31, Petten, the Netherlands: a) Front view of the building; b) Close-up view (Reijenga 2002)

In the University of Queensland the largest rooftop mounted PV installation in Australia was installed (Fig. 6). Crystalline panels were integrated within four buildings in its St Lucia campus (Pearce 2017).



Fig. 6. Aerial views of partially completed solar installation at University of Queensland (Pearce 2017)

3. ANALYSIS

The architectural integration of photovoltaic modules in public buildings can be classified into three main categories: roofs, skylights and canopies; facades and parapet units; and shading systems.

Although roof surfaces are the preferred area for installing PV elements due to their advantageous irradiation values, facades also offer enormous potential (Basnet 2012). The ratio of facade surface area to roof surface area increases along with the building height. In addition, the available roof area is often reduced due to the installation of facilities and superstructures, which means that BIPV facades are of particular value in high-density urban centers. Based on the high electrical consumption of commercial multi-story office buildings, there is a need to use all their applicable area, including roof, facade, and sunshades to meet their full electrical load (Kayal 2009). Besides, with the availability of thin-film PV, integration into the facades has become even more relevant. Nowadays solar cells are playing an increasingly important part in the aesthetic shaping of the facades (Cekić et al. 2015).

3.1. Roofs, skylights and canopies

The main types of architectural integration of PV modules into roofs of public buildings are shown in fig. 7. There are two basic mounting systems: stand-off and integral. They can be used for both flat and pitched roofs. “Stand-off” mounting modules and arrays are applied on new roof construction or retrofits (Fig. 7 a, b, d, e, g, h, j, l). Various support systems are available. They can apply bars, grids or frames. Mounting grids and frames are applied when the roof surface does not provide adequate anchorage points or when the surface is very uneven. The frame constructions ensure optimum angle and orientation in the case of roofs with small incline. The space between the module or array and roofing material is ventilated by convection. Cooling enhances the efficiency of the modules. If modules are mounted onto flat roofs building appearance is not affected. Photovoltaics applied to pitched roofs influence the building appearance and the visual effect depends on type and design of module and support structure.

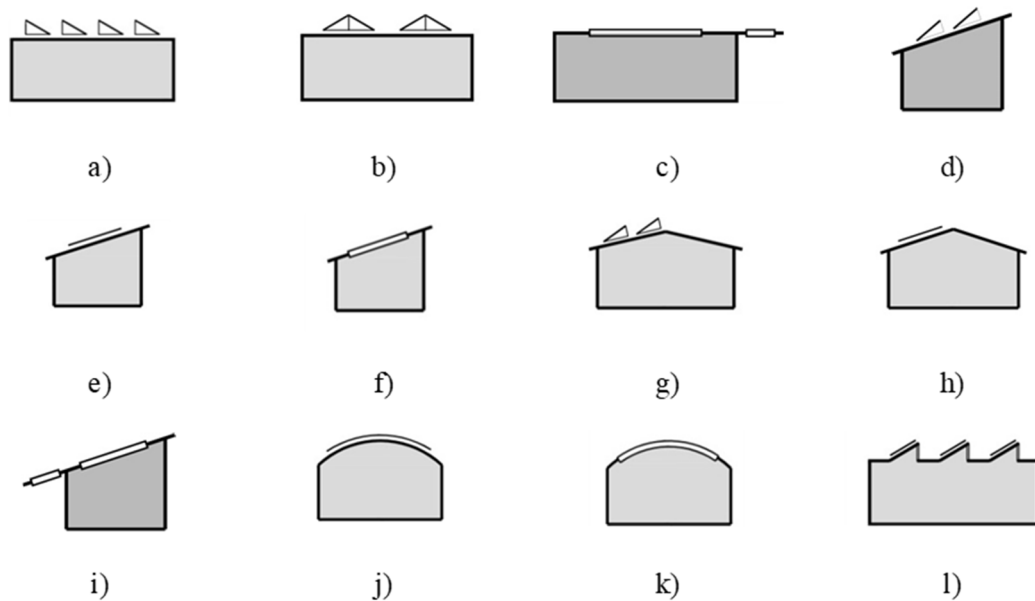


Fig. 7. Main types of architectural integration of PV modules into roofs of public buildings: a, b, c) flat roofs; d, e, f) mono-pitched roof; g, h, i) double-pitched roof; j, k) barrel vaulted roof; l) north light roof

Integral mounting leads to a nicer appearance and cost savings in new buildings (Fig. 7 c, f, i, k). PV modules can be treated as an envelope and replace conventional roof covers such as tiles, shingles and standing seam products. They provide thermal, acoustic, wind and humidity insulation, sometimes fire and security protection, and produce electric energy. There is no need for additional substructure. However, the access to the wiring is more difficult, if a thermal insulation is installed in the roof. Ventilated air gap should be provided underneath the PV module to keep the temperatures as low as possible and to improve the solar system's performance. Semi-transparent roofs, used as skylights are also very common for public buildings. The amount of light desired to go through the designed structures can be customized by dimensioning and adjusting the number and spacing of cells in the case of crystalline silicon technology or by modifying the manufacturing process in the case of thin-film. In both cases the more transparent the module, the lower the energy efficiency.

The efficiency of the PV system is influenced by orientation and inclination of its modules. A favorable orientation is south. Deviation to southeast and southwest up to 30° is suitable (Krstic 2007). The favorable range of angle of inclination for the latitude of Bulgaria is $45^\circ \pm 5^\circ$. The optimal value is considered to be 42° .

3.2. Facades and parapet units

The main types of architectural integration of PV modules into facades of public buildings are: PV vertical curtain wall; PV sloping curtain wall; PV sawtooth vertical curtain wall; PV vertical curtain wall with horizontal folding; PV sloping curtain wall with horizontal folding; PV vertical structural glazing; PV sloping structural glazing; PV curved structural glazing; PV rainscreen cladding system; PV double-skin facade system; and PV parapet units (Fig. 8).

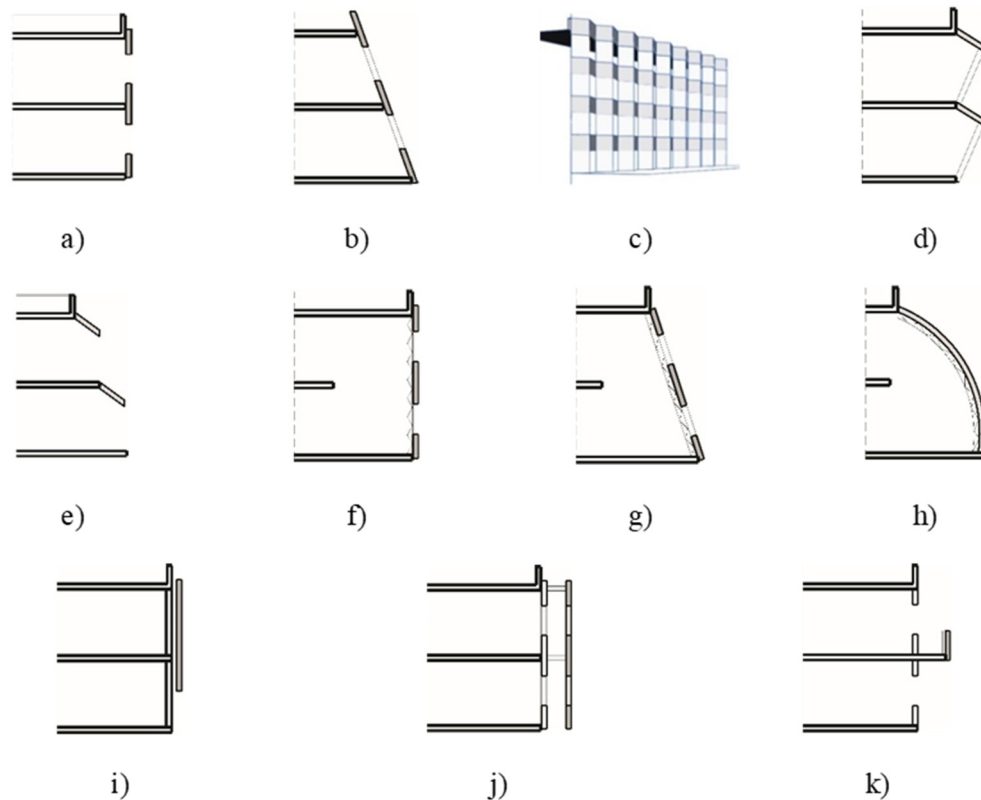


Fig. 8. Main types of architectural integration of PV modules into facades of public buildings: a) – PV vertical curtain wall; b) - PV sloping curtain wall; c) - PV sawtooth vertical curtain wall; d) - PV vertical curtain wall with horizontal folding; e) - PV sloping curtain wall with horizontal folding; f) - PV vertical structural glazing; g) - PV sloping structural glazing; h) - PV curved structural glazing; i) – PV rainscreen cladding system; j) – PV double-skin facade system; k) – PV parapet units

PV curtain wall systems incorporate PV modules that are factory-assembled double-glazed units. This wall construction is very common for the exterior envelope of most commercial buildings. A facade could consist of a combination of glazed areas, opaque glass, insulated metal panels, opaque PV panels and semi-transparent PV panels. Semi-transparent PV panels with medium optical quality might be used in parts of curtain wall glazing, where daylighting is the main design objective. They reduce the risk of glare. The configuration of inclined walls with PV panels enhances the efficiency of the solar system because its modules are tilted. In some cases it may create a degree of self-shading.

Rainscreen cladding systems consist of panels set slightly off from the building to provide space for drainage and ventilation, as well as for running of mechanical and electrical services. The adequate ventilation gap is 100 mm or more wide. The external skin of the cavity wall acts as a rain coat and prevent soaking of the insulation material.

In double-skin facade systems the photovoltaic panels are integrated in the outer skin of the facade to obtain highest performance. The ventilated cavity provides airflow to the PV modules, thereby preventing their overheating. Building mechanical and electrical services can be placed in it. The cavity also facilitates the maintenance of the solar system.

3.3. Shading systems

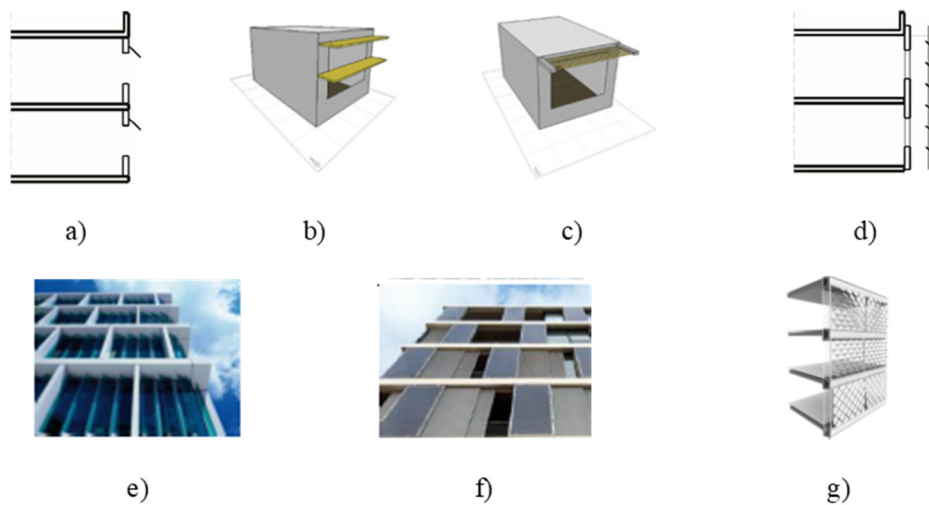


Fig. 9. Main kinds of photovoltaic solar shading systems: a) Horizontal canopy single; b) Horizontal canopy double; c) Canopy with louvers; d) Horizontal louvers; e) Vertical rotating louvers; f) Vertical sliding louvers; g) two-axis tracking system

Shading systems are very suitable for PV installations (Montoro et al. 2011). They have to fulfil at least two functions: to provide shading when it is needed and to allow a maximum electricity production, which requires an unobstructed access of direct sunlight onto the PV generator. Besides to provide protection against glare and direct sunlight, as a multifunctional prefabricated building component, photovoltaic solar shading systems improve thermal comfort by reducing overheating during the summer, reduce the necessary cooling loads of a building to an acceptable level, decrease the impact of the diffuse and reflected components of solar radiation and allow views through the window. It is very important for them not to obstruct solar gains in the heating season, not to reduce natural lighting and not to impede natural ventilation. Photovoltaic solar shading systems offer many possibilities for architectural expression and provide an improved aesthetic appearance in an innovative way. Not only south but also east and west facades can be covered with PV and still produce large amount of electricity. The main kinds of photovoltaic solar shading systems that are used in public buildings are shown in fig. 9. They are: horizontal canopy single; horizontal canopy double; canopy with louvers; horizontal louvers; vertical rotating louvers; vertical sliding louvers and two-axis tracking system. Photovoltaics as shading devices are usually an external building skin layer that can be applied independently in both new and existing buildings. According to the type of the tracking mechanism they can be fixed, adjustable or movable. In the case of movable sunshades both the tilt and orientation of the PV panels can be adjusted mechanically. Thus the building envelope becomes a smart, climate-adaptive building structure which is responsible to day and season changes. Movable systems are more efficient than fixed systems (Jayathissa et al. 2015), but they are also more expensive because they are automated as such needs a lot of mechanical power. Movable systems are effective during a longer time of the day and can be adjusted to individual needs. Fixed shading elements for building facades require in general less maintenance. For a middle European climate an office with a “3 louver canopy system (canopy with louvers system)” has the lowest total energy demand because the shading is still very efficient for reduction of the cooling load but allows some solar gain in the heating season (Janak and Kainberger 2009). Due to solar altitude tracking, horizontal louvers have an improved daily performance and balance out seasonal fluctuations (Hofer et al. 2016). Vertical louvers with azimuth tracking orient toward the sun in the morning and evening, but have a minimum at solar noon as they cannot track solar altitude. The two-axis tracking system completely cancels out seasonal and daily fluctuations. (Hofer et al. 2016). It is able to orientate itself to the most energy efficient position, thus finding the optimum balance between PV generation, and daylight control to minimise heating, cooling and lighting loads. The modules of the two-axis tracking system can act autonomously, but they can also be clustered into small groups. As the components can move independently of each other, and in response to varying internal and external environmental influences, complex surface patterns can emerge without the need to design and fabricate complex geometries.

4. CONCLUSION

A wide variety of BIPV systems are available today. The architectural integration of photovoltaic modules in public buildings can be classified into three main categories: roofs, skylights and canopies; facades and parapet units; and shading devices. All of them have enormous potential for application and development. Their efficiency depends on the weather conditions and solar irradiation, the type of the cell, tilt and orientation, overheating and over shadowing. The PVs have to be considered as part of the overall environmental design of the building.

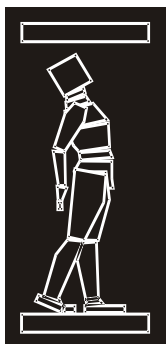
ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge the financial support provided by the University of structural engineering & architecture “Lyuben Karavelov” – Sofia for participation in the conference. The presented results are part of our work on the scientific research project entitled: „Integration of renewable energy sources (RES) into the building envelope“.

REFERENCES

- [1] Basnet, A. (2012). *Architectural Integration of Photovoltaic and Solar Thermal Collector Systems into Buildings*, Master’s Thesis in Sustainable Architecture, Trondheim, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Architecture and Fine Arts, Department of Architectural Design, History and Technology.
- [2] Cekić, N., Milosavljević, D., Pavlović, T., and Mirjanić, D. (2015). “Application of Solar Cells in Contemporary Architecture.” *Contemporary Materials (Renewable energy sources)*, VI-2, 104-114.
- [3] ENPI CBC. (2015). “Guidelines on Building Integration of Photovoltaic in the Mediterranean Area.” *ENPI CBC Mediterranean Sea Basin Programme*, <http://www.corviale.com/wp-content/uploads/2015/07/Linee_Guida_integrazione_architettonica_fotovoltaico_Mediterraneo.pdf> (May, 2017).
- [4] Hascher, R., Jeska, S., and Klauck, B. (2002). *Office Buildings*, a Design Manual, Birkhauser, Basel.
- [5] Hofer, J., Groenewolt, A., Jayathissa, P., Nagy, Z., and Schlueter, A. (2016). “Parametric Analysis and Systems Design of Dynamic Photovoltaic Shading Modules.” *Energy Science and Engineering*, 4(2), 134-152.
- [6] Hwang, T., Kang, S., and Kim, J. T. (2012). “Optimization of the Building Integrated Photovoltaic System in Office Buildings – Focus on the Orientation, Inclined Angle and Installed Area.” *Energy and Buildings*, 46, 92-104.
- [7] Hyuidobro, A., Roman, E., Tsutsos, T., and Turnaki, S. (2016). “Installing photovoltaics. Practical issues for installers.” <www.pvtrin.eu>(May, 2017).
- [8] Janak, M., and Kainberger, R. (2009). “Integrated Building Energy and Lighting Simulation in the Framework of EU PV-LIGHT Project. Building Simulation.” *Proc., Eleventh International IBPSA Conference*, Glasgow, Scotland, 1671-1677.
- [9] Jayathissa, P., Nagy, Z., Offedu, N., and Schlueter, A. (2015). “Numerical Simulation of Energy Performance and Construction of the Adaptive Solar Facade.” *Proc., Advanced Building Skin Conference*.
- [10] Kayal, S. (2009). *Application of PV Panels in Large Multi-Story Buildings*, Feasibility Study, Faculty of Architecture California Polytechnic State University San Luis Obispo, In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree Master of Science in Architecture.
- [11] Krstic, A. (2007). “Design and Construction Possibilities for Photovoltaic Integration in Envelopes of New and Existing Buildings.” *Spatium*, 1, 37-43.

- [12] Montoro, D., Vanbuggenhout, P., and Ciesielska, J. (2011). *Building Integrated Photovoltaics: An Overview of the Existing Products and Their Fields of Application*, EPIA (European Photovoltaic Industry Association).
- [13] Pearce, D. *Research into the Feasibility of Solar Panel Installation at the Crawley Campus*, Faculty of Architecture, Landscape and Visual Arts, The University of Western Australia, <http://www.web.uwa.edu.au/__data/assets/file/0005/1654466/UWA-Solar-Panels-Doug-Pearce.pdf>(May, 2017).
- [14] Prasad, D., and Snow, M. (2005). *Designing with Solar Power. A Source Book for Building Integrated Photovoltaics (BIPV)*, Earthscan.
- [15] Reijenga, T. (2002). *PV-integration in Solar Shading (Renovation) and PV-integration in Atrium Glazing (New Building)*, ECN 31 and 42 – Patten (NL), NL. BEAR Architecten, <<https://www.bear.nl>>(May, 2017).
- [16] Baum, R. (2004). “Architectural Integration of Light-transmissive Photovoltaic (LTPV).” *Proc., 26th European Photovoltaic Solar Energy Conference and Exhibition*, 3967-3976.
- [17] Kayal, S. (2009). *Application of PV Panels in Large Multi-Story Buildings*, Feasibility Study, A Project Report Presented to the Faculty of Architecture, California Polytechnic State University San Luis Obispo, In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree Master of Science in Architecture.
- [18] Schoen, T.J.N. (2001). “Building Integrated PV Installations in the Netherlands: Examples and Operational Experiences.” *Solar Energy*, 70, 467-477.
- [19] SGPA Projects Research Services Systems, <<https://sgp-a.com/#/search/greenpix> >(May, 2017).
- [20] Studio E Architects, <<http://www.studioe.co.uk/?portfolio=solar-office-doxford>>(May, 2017).
- [21] Salem, T., Kinab, E. (2015). “Analysis of Building-integrated Photovoltaic Systems: A Case Study of Commercial Buildings under Mediterranean Climate” *Proc., International Conference on Sustainable Design, Engineering and Construction*, 538-545.
- [22] Treehugger, <<https://www.treehugger.com/solar-technology/huge-solar-roof-at-akademie-mont-cenis.html>>(May, 2017).



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Милица ЈОВАНОСКА¹, Светлана ПЕТКОВСКА-ОНЧЕВСКА², Коце ТОДОРОВ³,
Цветанка ЧИФЛИГАНЕЦ⁴

ПРИМЕНА И АНАЛИЗА НА GFRP ПУЛТРИРАНИ ЕЛЕМЕНТИ

РЕЗИМЕ

GFRP елементите добиени со процесот на пултрација се напредни, прилагодливи и во рацете на инженерите отвораат нови хоризонти на примена. Својот зародиш го имаат во автомобилската и авионската индустрија, но во последните две децении се интензивира нивната примена во градежните конструкции како носиви елементи. Во овој труд се презентирани неколку објекти изведени со пултрирани елементи и направен е преглед на актуелните стандарди и правилници за нивна пресметка. Бидејќи пултрираните елементи се одликуваат со висока јакост, но мал модул на еластичност, најчеста форма на колапс е нарушување на локалната или глобалната стабилност. Поради ортотропните особини применети се shell елементи во SAP2000 за определување на формите на извивање кои се јавуваат кај елементи изложени на притисок и свиткување.

Клучни зборови: GFRP, пултрација, правилници за проектирање, димензионирање, стабилност

Milica JOVANOSKA¹, Svetlana PETKOVSKA-ONCHEVSKA², Koce TODOROV³,
Cvetanka CHIFLIGANEC⁴

STRUCTURAL APPLICATION AND ANALYSIS OF GFRP PULTRUDED ELEMENTS

SUMMARY

The GFRP elements obtained by the process of pultrusion are advanced, adaptable and in the hands of engineers open new horizons for application. They have their origin in the automotive and aviation industry, but in the last two decades their structural application has been intensified. This paper summarized their structural application, also gives an overview of current standards and codes for their design. Because the pultrusion elements are characterized by high strength, but small modulus of elasticity, most common form of collapse is due to local or global instability. Considering the orthotropic characteristics of the pultruded elements, shell elements are used in the software SAP2000 in order to define the forms of buckling that occur in elements exposed to compression and bending.

Keywords: GFRP, pultrusion, design codes, section design, stability, buckling

¹ Teaching Assist., MSc, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, once@gf.ukim.edu.mk

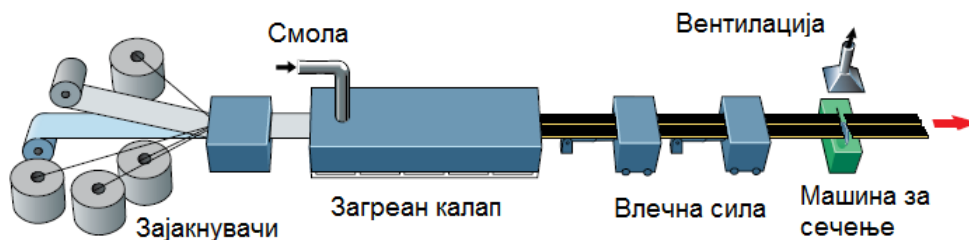
³ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

⁴ Teaching Assist., MSc, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Човекот е градител! Втемелено во неговите инстинкти за егзистенција, неимарството природно се издигнува како фундаментална алатка, а од неговиот нескротлив импулс за совршенство тоа се храни и постојано се развива. Ако почетоците на градежништвото лежат во првите обиди човекот да се заштити од природните непогоди и надворешните непријатели, денес тоа е длабоко етаблирано во сите сфери од неговото егзистирање и зборува за неговата умешност, уникатност, креативност, стандард и моќ. Негов ментор и сојузник е природата. Восхитот спрема нејзината комплетност е негова мотивација, природните креации се негова инспирација, а природните ресурси се фундамент на неговите творби. Оттука, спонтано се развива и неговата љубопитност кон природното градиво, а идејата за да го адаптира на своите мерки и стандарди е всушност зародиш на композитните материјали.

Полимерите зајакнати со стаклени влакна (Glass Fiber Reinforced Polymers - GFRP) се композитни материјали кои ги имаат своите почетоци во автомобилската и авионската индустрија, но во последните две децении, со појава на процесот на пултрација, се интензивира нивната примена во градежните конструкции како носиви елементи. Пултрацијата е континуиран процес на извлекување на внимателно ориентирани ровинг и мат од влакна низ полимерна матрица преку загреан челичен калап, кој обликува тенкосидни профили со различен облик на напречниот пресек, Сл. 1. Оваа постапка обезбедува константен квалитет на производите и ефикасно и брзо производство. Доколку е потребно производот да има поголема отпорност на надворешни влијанија, пред смесата од матрица и зајакнувач да влезе во загреаниот калап, се додава површински воал по сите контури на елементот. Во процесот на пултрација како зајакнувач може да се применуваат и влакна од карбон и араמיד. Истите имаат високи јакостни и крутостни карактеристики, но се премногу скапи и затоа поретко се применуваат во градежништвото.



Сл. 1. Процес на пултрација

Стаклените влакна како зајакнувач ги дефинираат механичките карактеристики на композитот, обезбедуваат димензионална стабилност и влијаат врз способноста на композитот да спроведува топлина и електрицитет. Полимерната матрица го обвиткува зајакнувачот, ја обезбедува посакуваната ориентација и растојание меѓу влакната, го пренесува товарот меѓу влакната, ја обезбедува проектираната форма и го заштитува зајакнувачот од надворешните влијанија, влијае врз способноста за спроведување на електрицитет и топлина и обезбедува термичка и хемиска стабилност на композитот. Со цел подобрување на одредени својства, за контролирање на термичките и хемиските процеси кои се јавуваат во фазата на производство, поради естетски причини др., во матрицата на композитот се додаваат различни филери, пигменти, адитиви и сл. Со физичката симбиоза помеѓу полимерната матрица и зајакнувачот се добива нов материјал кој поседува различни својства од оние на конститутивните материјали. Конечните својства на GFRP композитот зависат од многу фактори меѓу кои процентуалното учество и ориентацијата на зајакнувачот, изборот на матрица, применетите адитиви итн.

2. КРАТОК ОСВРТ НА ИСТОРИСКИОТ РАЗВОЈ И ПРИМЕНАТА НА GFRP НОСИВИТЕ ЕЛЕМЕНТИ ВО ГРАДЕЖНИШТВОТО

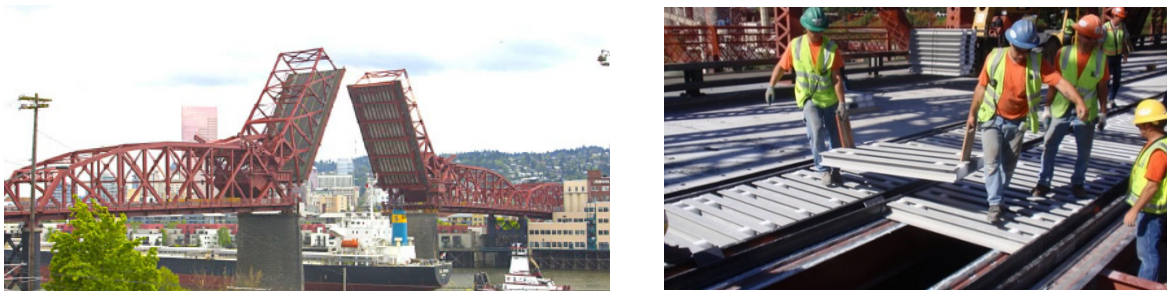
GFRP носивите елементи во градежништвото се применуваат повеќе од 5 децении. Благодарение на едноставната монтажа, малата тежина, високата специфична јакост, отпорноста од корозија, водоотпорност, малата спроводливост на електрицитет, долготрајноста

и ниските трошоци за одржување, овие елементи наоѓаат примена во повеќе сфери од градежништвото како далноводи, скалишни конструкции, платформи, огради во магацини, гаражи и сл.. Во случаи кога е потребно да се преградува во вода без разлика дали станува збор за привремена јама, крајбрежни прегради, објекти за складирање или преработка на вода, особено ако се работи за отпадни, хемиски агресивни води, композитните материјали се надмоќни поради високата отпорност од корозија, Сл. 2.



Сл. 2. Примена на пултрираните профили

Со претставување на првите повеќекелиски профили кои се добиваат со жлебно спојување и лепење на пултрирани елементи еден до друг, настанува револуција во пристапот на примена на GFRP елементите. Почнувајќи од 1978 година, голем број мостови се изведени со GFRP коловозна конструкција. Нивната мала тежина и едноставната монтажа ја намалува цената на чинење и времетраењето на изведба, ова претставува особено голема предност кај подвижните мостови, кај кои тежината на коловозната конструкција игра голема улога во нивната оптималност, Сл. 3. Коловозна конструкција изведена од GFRP елементи во споредба со иста таква изведена од армиран бетон има 6-7 пати поголема носивост и 80% помала тежина.

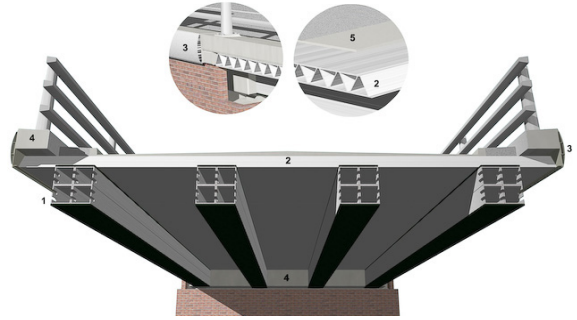


Сл. 3. Коловозна конструкција на Патен мост на MD24 над Дир Крик, САД, 2001 година

Првиот пешачки мост чија носива конструкција е целосно изведена од GFRP композити е мостот Аберфелди, комплетиран во 1992 година во Шкотска, Сл. 4. Првиот патен мост со целосна GFRP конструкција е подвижниот мост Бондс Мил, $L=8.2\text{m}$ изграден во 1994 година во Велика Британија. Оттогаш се изведени голем број патни мостови со распон до 10-12m, како патниот пост Вест Мил изграден во 2002 година во Велика Британија, Сл. 5.



Сл. 4. Пешачки мост Аберфелди, $L=64+2 \times 25\text{m}$, Шкотска, 1992 година



Сл. 5. Патен мост Вест Мил, L=10m, Велика Британија, 2002 година

Честа е примената на GFRP пултрираните елементи за изведба на типизирани модулирани повеќенаменски објекти, но истите се применуваат и за специфични објекти со поголеми распони како што е примерот со кровната конструкција на павиљон изведен во Филипините со дијаметар во основа од 40 m, Сл. 7.



Сл. 6. Деловен објект, H=15m, Базел, Швајцарија, 1999 година



Сл. 7. Кровна конструкција на изложбен павиљон, D=40m, Филипини, 2016 година

3. ПРЕГЛЕД НА СТАНДАРДИ И ПРАВИЛНИЦИ ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ СО GFRP ПУЛТРИРАНИ ЕЛЕМЕНТИ

Почетокот на примената на FRP профилите како носечки елементи влегува во поновата историја, отука е разбирливо и отсуството на официјален систем на правилници за проектирање со FRP пултрирани елементи широм светот. Во овој момент, градежните инженери, архитектите и консултантите се строго зависни од спецификациите, препораките и упатствата на производителите, што во голема мерка внесува несигурност за нивна поширока примена во конструкциите. Јасна е потребата од важечки прописи, правилници и стандарди кои ќе го регулираат целокупниот процес и ќе го обезбедат потребното ниво на квалитет. Фазата на нивно создавање е отпочната. Голем број истражувачки центри работат на детално испитување на FRP елементите, а националните и интернационалните организации имаат започнато повеќе иницијативи за евалуација и ускладување на постоечките знаења и искуства и нивно преточување во официјални технички документи. Иако Америка предничи во оваа фаза, процесот за создавање на правилници на ниво на Европа исто така е актуелизиран и вклучува интензивна комуникација и координација на соодветните техничките организации и истражувачки центри. Во моментот, на Европскиот и Американскиот пазар се актуелни следните документи:

- Официјален статус: Код на стандардна практика, Индустриски упатства за производство и инсталација на FRP елементи добиени со пултрација, подготвен од АСМА, издаден во 2011 година, [3].
- Неофицијален статус: Претстандард за пресметување на конструкции изработени од пултрирани FRP елементи според граничните состојби, подготвен од ASCE и АСМА, издаден во 2010 година, [4].
- Неофицијален статус: Проектирање на конструкции од полимерни композити: ЕВРОКОМП код за проектирање и прирачник, подготвен од здружение на европски компании, издаден во 1996 година, [12].
- Официјален статус: Европскиот комитет за стандардизација во 2002 година го издава стандардот EN 13706 дел 1, дел 2 и дел 3, кој не опфаќа методи за пресметка на профилите, туку ги дефинира минимално потребните технички карактеристики на FRP профилите за да може тие да се сметаат за “носиви” и дефинира методи за нивно испитување, [13], [14], [15].
- Неофицијален статус: Голем број упатства за проектирање и пресметување од поголемите производители, [8], [11], [16].

Концептот за проектирање во овие упатства се базира на теоријата на гранични состојби, додека содржаните пресметковните методи се аналитички, полуаналитички, емпириски или нумерички. На територијата на Европа, најактуелен е ЕВРОКОМП кодот, кој е направен во согласност со Еврокодите и се надоврзува на нив.

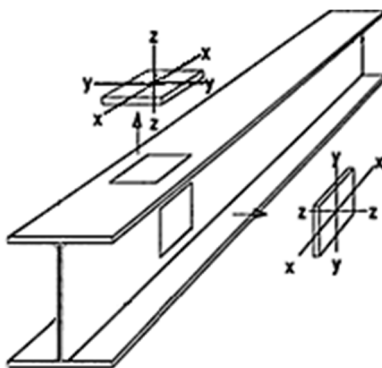
4. ПОСТАПКИ ЗА ДИМЕНЗИОНИРАЊЕ НА GFRP ЕЛЕМЕНТИ

Сите дефиниции и класификација на товарите, како и товарните комбинации се идентични со Еврокод 1. Проектните вредности на дејствата се врзани со репрезентативните вредности на дејствата, односно карактеристичните вредности на дејствата преку парцијални коефициенти на сигурност, кои се исто така во согласност со Еврокод 1.

Проектните вредности на материјалните карактеристики се добиваат преку парцијалните коефициенти на сигурност за материјалите, кои зависат од процесот на производство, времетраењето на оптоварувањето, ефектите од животната средина и сл. и се дефинирани во ЕВРОКОМП кодот.

За секој елемент треба да се потврди дека не се надминати граничната состојба на носивост и употребливост за проектните вредности на товарите и проектните вредности на материјалните карактеристики.

Пултрираните елементи имаат изразена ортотропност. Во рамнината на извлекување-пултрација, (x,y) имаат значителни јакосни и крутосни карактеристики кои се дефинирани главно од карактеристиките на зајакнувачот, додека во правец нормален на рамнината на пултрација, (z), овие карактеристики се помали и зависат од јакоста и крутоста на употребената матрица, Сл.8



Сл. 8. Координатни оски на ребра и фланши

Пултрираните елементи изложени на затегнување се најефикасни, со оглед на тоа што проектната носивост е поврзана само со површината на напречниот пресек и јакоста на затегнување, р-ка 1, која во правецот на пултрација е значителна и лесно може да достигне 400МПа и повеќе. Доколку елементот егзистира во хемиски агресивна средина, аксијалните дилатации се ограничуваат на 0.2%.

$$N_{t,Rd} = A\sigma_{x,t,k}/\gamma_m \quad (1)$$

Носивоста на елементите изложени на затегнување нормално на рамнината во која се поставени влакната се диктирани од јакосните карактеристики на применетата матрицата.

Во носивоста на смолкнување учествува површината на ребрата на профилите и јакоста на смолкнување на ламинатот во неговата рамнина, р-ка 2. Јакоста на профилот на смолкнување зависи од ориентацијата, застапеноста и типот на зајакнувач како и од јакоста на матрицата.

$$V_{Rd} = A_w\tau_{xy,k}/\gamma_m \quad (2)$$

Поради самата физика на процесот на пултрација и поради тоа што е егзотермен процес (за големи дебелини развиената температура може да биде критична), полни пултрирани профили не се изработуваат, туку само тенкозидни. Поради тоа и поради ниската вредност на модулот на еластичност на композитите, најголем фокус на проектантот треба да бидат деформациите и извивањето кое може да биде глобално и локално.

Јакоста на притисок на пултрираните елементи е нешто помала од јакоста на затегнување и тоа се должи на микроизвивања на влакната кои го зајакнуваат композитот. Она што најчесто го диктира димензионирањето на притиснатите елементи е глобалното, односно Ојлеровото извивање, р-ка 3 и локалното извивање на ребра и фланши кое зависи од граничните услови, димензиите и крутоса на ортотропните плочи од кои е составен профилот вклучени преку критичното напрегање, р-ка 5.

$$N_{c,Rd} = A\sigma_{c,k}/\gamma_m \quad (3)$$

$$N_{c,Rd} = \pi^2 E_{x,k} I_{zz} / L_i^2 \gamma_m \quad (4)$$

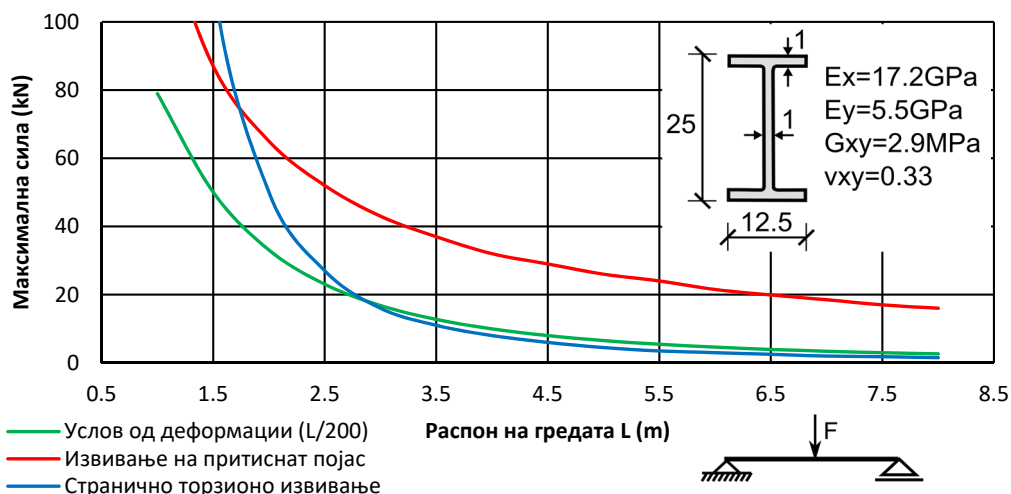
$$N_{c,Rd} = A_{eff} \sigma_{c,cr} / \gamma_m \quad (5)$$

Елементите изложени на свиткување ретко достигнуваат лом поради искористување на носивоста на свиткување на напречниот пресек, р-ка 6. Глобалната, р-ка 8, локалната, р-ка 7, рамнотежа и деформациите се тие кои го наметнуваат изборот на димензии.

$$M_{Rd} = W\sigma_{t/c,k}/\gamma_m \quad (6)$$

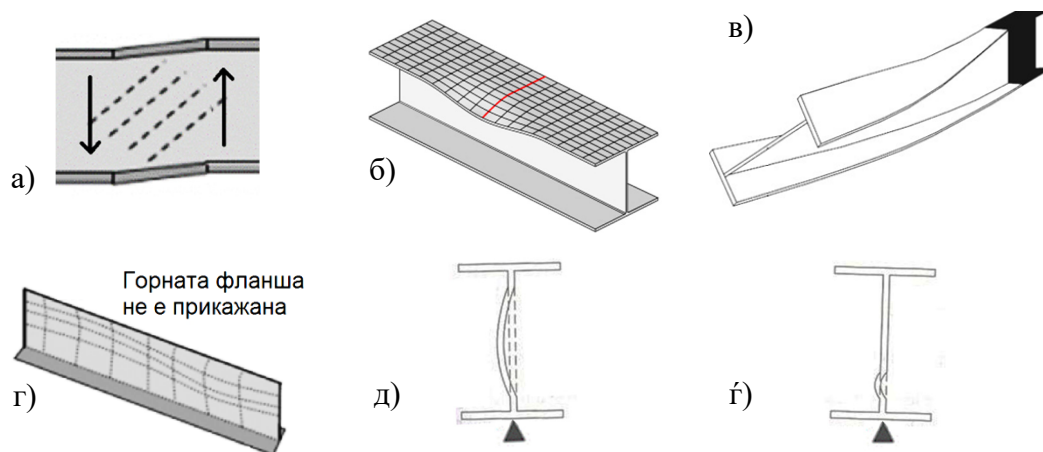
$$M_{Rd} = \frac{M_{c,cr}}{\gamma_m} \text{ или } \frac{W\sigma_{c,k}}{\gamma_m} \quad (7)$$

$$M_{Rd} = M_{b,cr} / \gamma_m \quad (8)$$



Сл. 9. Критични влијанија кај проста гредата товарена со концентрирана сила во средина

Со аналитичките релации предложени во ЕВРОКОМП, анализирана е проста греда товарена со концентрирана сила во средината на распонот, изведена од пултриран I профил со дадени материјални и геометриски карактеристики, Сл. 9. За различни распони на гредата прикажани се максималните сили кои може да ги прифати елементот од различните влијанија. Доколку максималните деформации (од услов за гранична состојба на употребливост) се ограничат на $L/200$, за распони на гредата до 3m претставуваат детерминирачки фактор во процесот на димензионирање. За распони поголеми од 3m, страничното торзионо извивање е критично и го диктира проектирањето. За помали распони, стабилноста на гредата се нарушува преку извивање на притиснатата фланша. Во конкретниот пример не се конкурентни извивањето на реброто под дејство на трансверзални сили, Сл. 10а, и извивањето на реброто поради притисокот при свиткување, Сл. 10г. Кај елементите изложени на свиткување потребно е да се контролира извивањето и нагмечувањето на реброто над потпорите, Сл. 10д и Сл. 10ѓ. Од овој услов се определува и должината на потпирање.



Сл. 10. Форми на извивање кај елементи изложени на свиткување

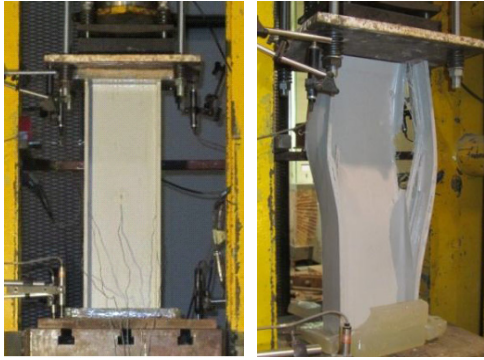
5. НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТА НА ПРИТИСНАТИ ЕЛЕМЕНТИ И ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ НА СВИТКУВАЊЕ

Поради ортотропните особини на пултрираните елементи, во софтверскиот пакет SAP2000, применети се shell елементи за определување на формите на извивање и критичната сила на извивање на елементи изложени на притисок и елементи изложени на свиткување.

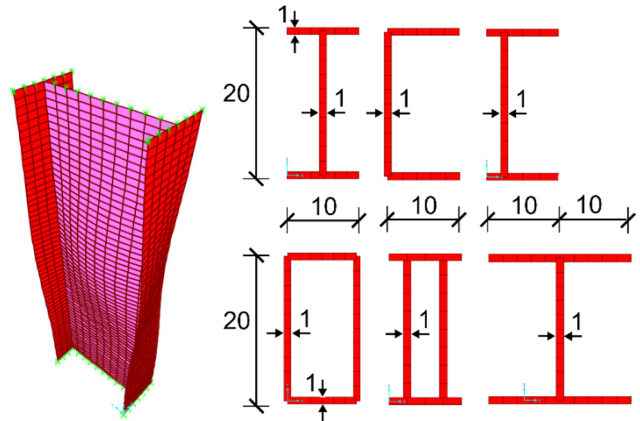
Анализата на линеарното извивање во овој софтвер вклучува решавање на генерализиран проблем на сопствени вредности, односно се бараат нестабилните форми при P-Δ ефект за зададено оптоварување.

За верфикација на нумеричкиот модел, направена е споредба со резултатите од експериментално испитување извршено во Техничкиот институт во Лисабон, Сл. 11, [9], на центрично товарен I столб со висина 60 cm, вклетен на долниот крај, а на горниот со слободно движење само во правецот на оската на столбот. Во математичкиот модел се имплементирани следните материјални карактеристики на столбот: $E_x=30.27\text{GPa}$, $E_y=5.04\text{GPa}$, $G_{xy}=3.67\text{GPa}$ и $\nu_{xy}=0.28$.

Средната вредност на критичната сила добиена од испитувањата изнесува 595kN, додека од нумеричкиот модел 525kN. Според аналитичкиот метод за пресметка даден во ЕВРОКОМП се добива критична сила од 588kN. Отстапувањето во резултатите се должи на разликите во начинот на аплицирање на товарето, граничните услови на реалниот и нумеричкиот модел, дискретизацијата како и материјалните карактеристики кои се добиени со испитувања на поединечните композитни плочи. Формата на извивање на столбот добиена со нумеричкиот модел е идентична со експериментално добиената, при што може да се констатира дека губењето на стабилноста настанало поради извивање на појасот и реброто.



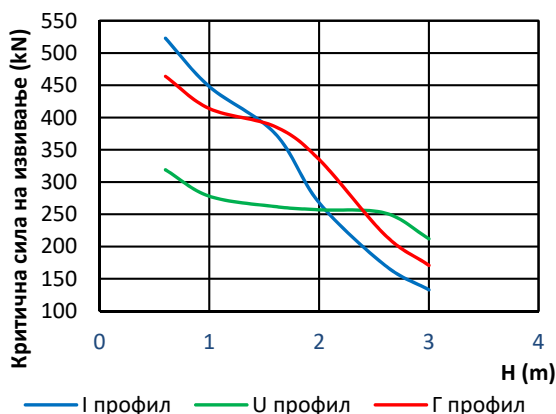
Сл. 11. Експериментално испитување на критичната сила кај столб



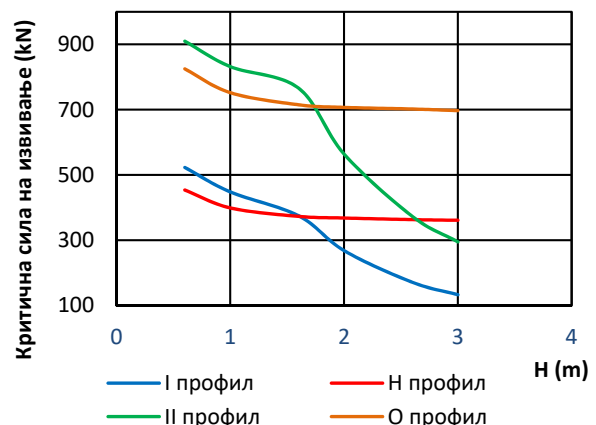
Сл. 12. Нумерички модел и геометриски карактеристики на анализираните пресеци

Со усвоениот модел направена е параметарска анализа за различни типови напречни пресеци и различна висина на столбовите. Разгледуван е I пресекот од претходниот пример, и споредуван е со U и Г пресеци добиени со поместување на реброто, кои имаат еднаква површина и еднаков максимален момент на инерција. Од резултатите кои се графички прикажани на Сл. 13, може да се заклучи дека, за столбовите со помали висини, каде што критично е локалното извивање на појасот и фланшите, I профилот покажува поголема стабилност, бидејќи соодносот должина/ширина на фланшите е помал отколку на Г и U профилот. За поголеми висини, каде доминира глобалното извивање, најдобро се однесува U профилот бидејќи има најголем минимален момент на инерција, потоа Г профилот и последен е I профилот.

На Сл. 14. прикажани се резултатите од споредбената анализа на однесувањето на претходно анализираниот столб со I профил и столбови со иста висина со H пресек, со O пресек и II пресек, кои имаат приближно еднаква површина, а O и II профилите имаат и еднаков максимален момент на инерција. За мали висини, II пресекот се однесува најдобро, бидејќи фланшите имаат најмала должина на извивање, додека за поголеми висини, најдобро се однесува O профилот бидејќи има најголема вредност на минималниот момент на инерција. Промената на закривеноста на графициите се должи на промена на начинот на извивање. H и O профилите за анализираните висини губат стабилност поради локално извивање, додека I и II профилите за помали висини имаат проблем со локалната стабилност, за поголемите висини со глобалната стабилност, тоа се должи на малиот минимален момент на инерција во споредба со H и O профилите.



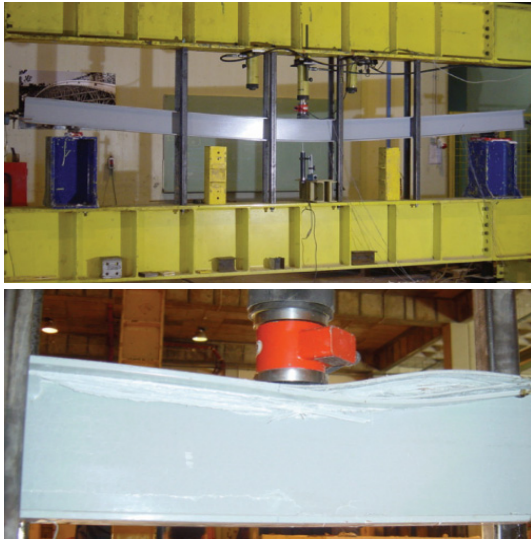
Сл. 13. Споредба на стабилноста на I, U и Г пресек



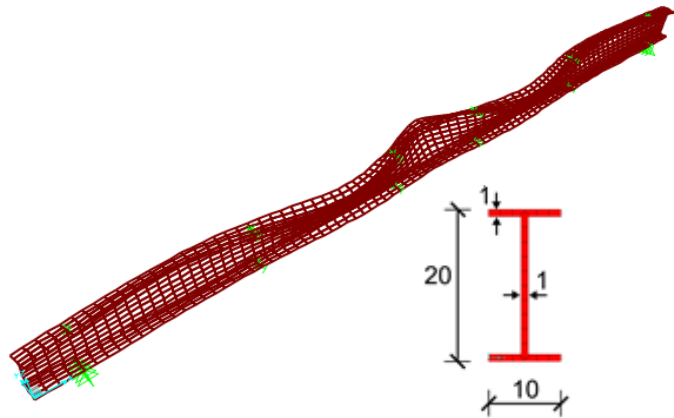
Сл. 14. Споредба на стабилноста на I, O, H и II пресек

На Техничкиот институт во Лисабон, експериментално е испитувана проста греда со распон од 4m, товарена со концентрирана сила во средината на распонот, изведена со I напречен пресек, Сл. 15, [10]. Со цел да се спречи бочното торзионо извивање направени се 4 граничници.

Гредата претрпува лом поради извивањето на притиснатата фланша, а добиената критична сила изнесува 60kN. Нумеричкиот модел ја симулира геометријата на експериментот, вклучувајќи ги и граничните. При нумеричката анализа се добива истата форма на губење на стабилност за критична сила од 67kN, Сл. 16. Отстапувањата секако се должат на разликите помеѓу математичкиот и реалниот модел.



Сл. 15. Експериментално определување на критичната сила на греда



Сл. 16. Нумерички модел на греда и геометриски карактеристики

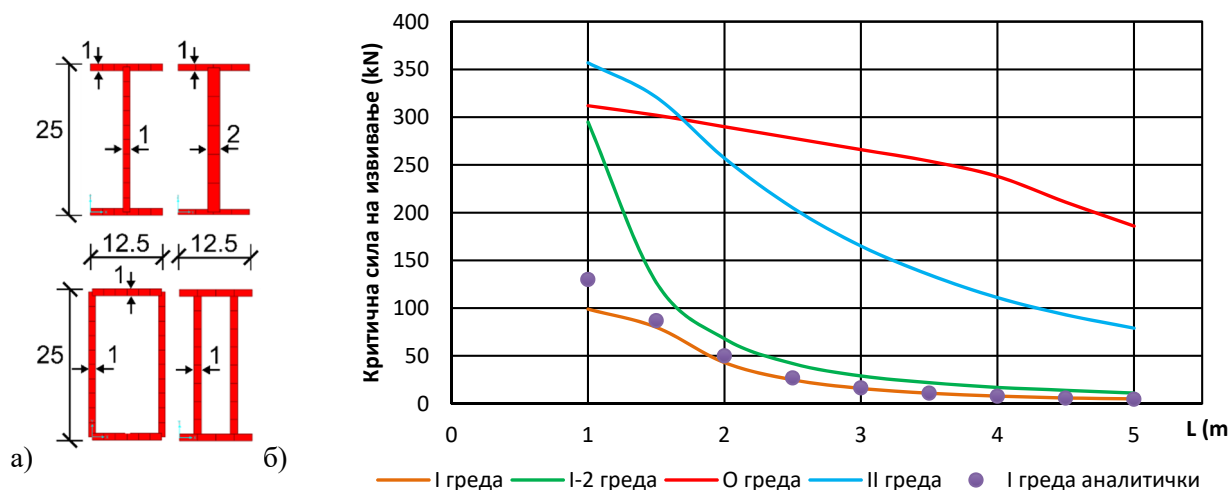
Направена е параметарска анализа за различни распони на простата греда и различни облици напречни пресеци, овојпат без граничници, за да се анализира и појавата на страничното торзионо извивање. Разгледувани се I, I пресек со двојно поголема дебелина на реброто, односно со дебелина од 2cm, O и II пресеци, Сл. 17а. Последните три имаат иста површина на напречниот пресек и ист момент на инерција околу појаката оска. Материјалните карактеристики на композитните плочи се $E_x=17.2\text{GPa}$, $E_y=5.5\text{GPa}$, $G_{xy}=2.9\text{GPa}$ и $\nu_{xy}=0.33$.

За помали распони на простата греда, најголема стабилност покажува II профилот, бидејќи фланшата која е вкрутена со ребрата има мала должина на извивање, па губење на стабилноста не настанува поради притисокот во фланшата туку поради извивањето на реброто, а најмала стабилност има I профилот поради извивањето на притиснатата фланша, Сл. 17б. За поголемите распони, каде сите греди се извиваат странично торзионо, O профилот е супериорен поради тоа што има најмала разлика меѓу максималниот и минималниот момент на инерција. Тоа може да се заклучи со споредба на кривите од графикот за различните пресеци, имено доколку се споредуваат двата I профила, за мали распони на гредата каде проблематично е локалното извивање на фланшата, I профилот со подебело ребро има поголема стабилност поради помалите нормални напрегања, но за поголеми распони, има незначително поголема стабилност, поради тоа што има многу мал момент на инерција околу послабата оска. Со поголем момент на инерција од I профилот е II профилот затоа манифестира поголема стабилност за сите анализирани распони. Токму поради сето ова, повеќеќелиските композитни профили имаат интензивна примена во конструкциите, особено мостовите. Со правилен избор на формата и димензиите на напречниот пресек се покриваат недостатоците на материјалот и максимално се искористуваат неговите предности.

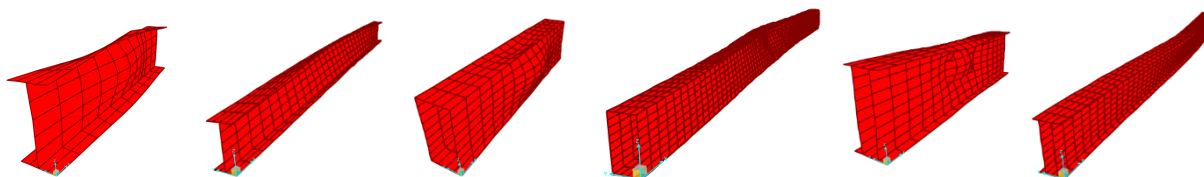
Промената на закривеноста на граfiците се должи на промена на начинот на извивање, односно премин од локално губење на стабилноста во глобало извивање. Конкретно за O гредата до големина на распон од 3.5m, губи стабилност поради локално извивање на ребрата со фланшите, над таа вредност, се извива странично торзионо.

На истиот график се прикажани резултати од аналитичка пресметка по предложените релации во ЕВРОКОМП за I гредата. Од графикот може да се забележи одлично поклопување на нумеричките и аналитичките резултати за распони поголеми од 1.5m, каде е критично

страничното торзионо извивање. За помалите распони каде стабилноста е нарушена поради извивањето на притиснатата фланша има одредени отстапувања. Доколку се интервенира во граничните услови на моделот и се ограничат сите јазли, а не само долните кои го симулираат потпирањето кај простата греда, се добиваат поблиски резултати со аналитичките, бидејќи на тој начин се изедначуваат претпоставките. Секое моделирање вклучува низа претпоставки, на проектантот останува да ја спознае конструкцијата и да применува модели и методи на пресметка кои ќе ги сведат претпоставките на минимум.



Сл. 17. Споредба на стабилноста на I, I ($d_w=2$), O и II пресек



Сл. 18. Облици на извивање кај различите профили за распони $L=1\text{m}$ и $L=5\text{m}$

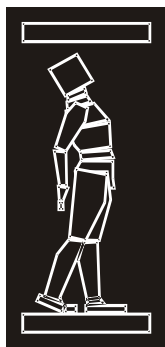
6. ЗАКЛУЧОК

Полимерите зајакнати со влакна се одликуваат со многу предности како висока специфична јакост, мала тежина, отпорност на корозија, слобода во проектирање на формата итн. Она што се издвојува како недостаток е малиот модул на еластичност, што во комбинација со витката геометрија ја прави стабилноста доминантна проектна комбинација. Но, со правилно проектирање, преку избор на соодветен облик на напречниот пресек, поставување вкрутувања, добро подготвена рецептура и одбрани конститутивни материјали, оптимална архитектура на влакната и правилна интеграција во конструкциите, овие елементи може да се наметнат како супериорни во одредени ситуации. Истражувањата на ова поле во моментов се интензивни, потенцијалот и флексибилноста на овие материјали се воочени, останува креативноста на инженерите да ги одреди или поништи границите на нивната примена.

REFERENCES

- [1] Петковска-Ончевска, С., Тодоров, К. (2014) “Композитни материјали”, Универзитет Св. Кирил и Методиј, Градежен факултет, Скопје
- [2] Ahnlen, M., Westlund, J. (2013) “Lateral torsional buckling of I-beams. A parametric study of elastic critical moments in structural design software”, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.

- [3] American Composites Manufacturers Association (ACMA), American National Standards Institute (ANSI), (2012), “Code of Standard Practice, Industry Guidelines for Fabrication and Installation of Pultruded FRP Structures”
- [4] American Society of Civil Engineering (ASCE), (2010), “Pre-Standard for load & resistance factor design (LRFD) of pultruded FRP structures”.
- [5] Bank, L. (2006) “Composites in construction. Structural design with FRP materials”, New Jersey, USA.
- [6] Barbero, E. (1999) “Introduction to composite materials”, New York, USA.
- [7] Barnat, J., Bajer, M. et al. (2016) “Experimental analysis of lateral torsional buckling of beams with selected Cross-Section types”, 18th International Conference on Rehabilitation and Reconstruction of Buildings, Czech, Prague.
- [8] Bedford Reinforced Plastics (2012), “Design guide”, USA
- [9] Correia, M. (2012) “Structural behavior of pultruded GFRP profiles. Experimental study and numerical modeling”, Instituto Superior Técnico, Lisbon, Portugal.
- [10] Correia, J., Branco, F., Ferreira, J, Silva, N. (2009) “Material characterization and structural behavior of GFRP pultruded profiles”, IABSE Conference Sustainable Infrastructure Environment Friendly, Safe and Resource Efficient, Bangkok, Thailand.
- [11] Creative Pultrusions (2017), “The Pultex Pultrusion Design Manual ”, USA
- [12] European structural polymeric composites group, (1996), “Structural design of polymer composites: EUROCOMP design code and handbook”, London, UK.
- [13] EN-13706-1-2002, “Reinforced plastics composites – Specification for pultruded profiles. Part 1: Designation”
- [14] EN-13706-2-2002, “Reinforced plastics composites – Specification for pultruded profiles. Part 2: Methods of test and general requirements”
- [15] EN-13706-3-2002, “Reinforced plastics composites – Specification for pultruded profiles. Part 3: Specific requirements”
- [16] Fiberline Composites, (2003), “Fiberline design manual”, Kolding, Denmark.
- [17] Hassan, N., Mosallam, A. (2004) “Buckling and ultimate failure of thin-walled pultruded composite columns”, Polymers and Polymer Composites, Vol. 12, No. 6, pages 469-481.
- [18] National Research council of Italy (CNR), (2008), “Guide for the design and construction of structures made of FRP pultruded elements”, Rome, Italy.
- [19] Saribiyik, A., Saribiyik, M. (2011) “Design of permanent greenhouse structure by pultruded glass reinforced plastic”, Scientific Research and Essays Vol. 6(17), pages 3629-3637.
- [20] Shan, L. (2007) “Explicit buckling analysis of fiber-reinforced plastic (FRP) composite structures”, Washington State University, Washington, USA.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 7

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Тони КИТАНОВСКИ¹, Влатко ШЕШОВ², Кемал ЕДИП³, Јулијана БОЈАЦИЈЕВА⁴,
Јорданка ЧАНЕВА⁵

ЕДНОАКСИЈАЛНИ ТЕСТОВИ НА ПЕСОЧНИ ПРИМЕРОЦИ

РЕЗИМЕ

Дефинирањето на динамичките параметри за почвените примероци кај кои постои опасност од појава на ликовфикација е клучен податок во сите понатамошни истражувања. Во овој труд ќе бидат презентирани резултати од едноаксијални динамични тестови врз почвени примероци моделирани од песок (фракција >2мм) кои се во склоп на долготрајна работа на групата за Геотехника и Специјални констуркции со цел дефинирање на динамичните параметри на песок со позајмиште во Скопскиот регион. Се работи за серија на циклични тестови на растресити примероци со релативна збиеност од 20, 25, 30 и 35% и ниски ефективни напрегања од 50 и 100Кпа. Ваквите почетни услови преставуваат дополнителна потешкотија при подготовката на моделите и нивното тестирање. Резултатите добиени од овие тестирање значително ќе го збогатат сознанието за одговорот на користениот песок при различни нивоа на динамичка побуда и можноста за појава на ликовфикација.

Клучни зборови: динамички модул на смолкнување и пригушување, ликовфикација, динамички едноаксијални тестови,

Toni KITANOVSKI¹, Vlatko SHESHOV², Kemal EDIP³, Julijana BOJADJIEVA⁴
Jordanka CHANEVA⁵

DYNAMIC SIMPLE SHEAR TESTS ON SKOPJE SAND SOIL SAMPLES

SUMMARY

Defining the dynamic parameters for soil specimens for which there is a potential of liquefaction is a key figure in any further research. This paper presents results of experiments made on Direct Simple Shear (DSS) apparatus in which soil samples are modeled with sand (fraction < 1mm). The experiments are part of a long-term work of the Department of Geotechnical and special constructions at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology in order to define the dynamic parameters of sand from the Skopje region. The series of cyclic tests are made on loose specimens with a 20, 25, 30 and 35% relative densities and effective pressures of 50 and 100kPa. Such initial conditions represent additional difficulties in the preparation of the models and their testing. The results obtained from these tests greatly enhance the knowledge of the sand response when different levels of dynamic loads are applied and the potential of liquefaction.

Keywords: dynamics shear modulus and damping, liquefaction, DSS test

¹ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk

² Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk

³ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁴ Assist. Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

⁵ MSc student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jordanka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Liquefaction potential of saturated sands has been extensively studied since the failures associated with sand liquefaction during the earthquakes of 1964 in Niigata and Alaska. The response of saturated soils is of direct practical interest for locations where large deposits of such material are subjected to rapid shearing. In many practical situations this kind of loading can be approximated to simple shear as shown in Figure 1.

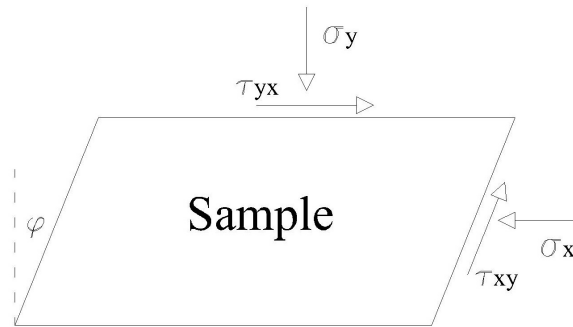


Fig. 1. Simple shear

Simple shear tests are more difficult to perform than the triaxial tests. Also, reliable results are harder to find because of the rarity of the testing equipment. The Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology owns a dynamic simple shear (DSS) device produced by Dames and Moore, London, United Kingdom. Series of cyclic tests were performed on this apparatus to define the dynamic shear modulus and damping of loose specimens with low initial effective pressures. These tests are part of a bigger project which goal is to completely define the dynamic parameters of a sand from the Skopje region. These kind of initial conditions make the experiments considerably more difficult and decrease the space for mistakes [3][7].

2. SKOPJE SAND

City of Skopje is located in a seismic active region in which the occurrence of earthquakes is very often. The biggest earthquake happened in 1963 with a magnitude of $M_w=6.3$, an earthquake that caused 1070 people to lose their lives, 3300 were injured and a material damage about 15% of SFRJ gross domestic product. The river Vardar flows in the middle of Skopje and from its terraces representative sand is taken. Because of the possibility of continuous long term use for experiments in laboratory conditions and the specificity of the sand type, the choice of this sand was justified. From the silicate analysis was conclude that the sand consist mainly (around 78%) silica oxides with particles of subangular shape. The grain size distribution is shown in Figure 2 together with other standard sands commonly used for investigating the liquefaction phenomena. For testing purposes the particles with grain size larger than 0.7mm where removed [4].

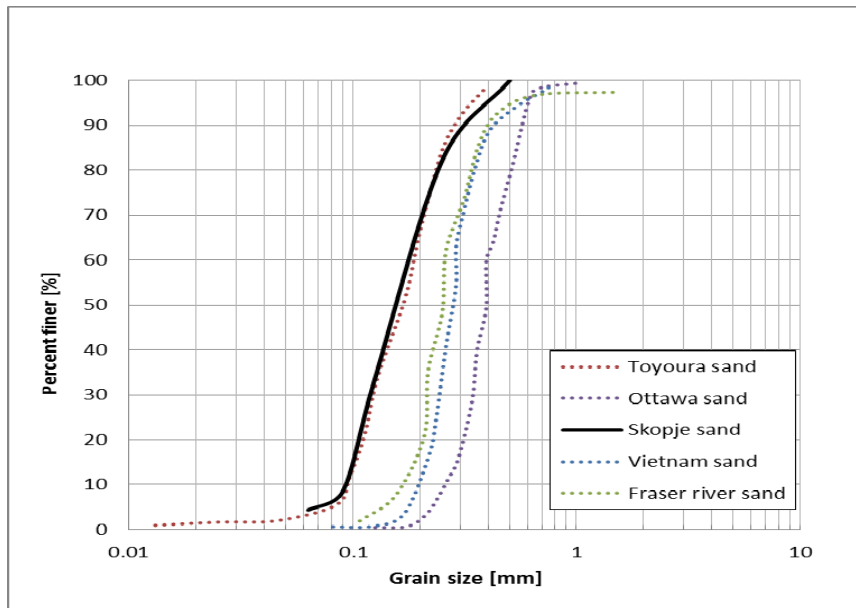


Fig. 2. Skopje sand grain size distribution compared to other standard sands

Small difference in grain size distribution curves for different deliveries of the sand are expected because Skopje sand is a natural sand. The curves of three shipments with a 2 year time span between them are shown in Figure 3. The graph shows that the source from where the sand is taken can be reliable for long term use.

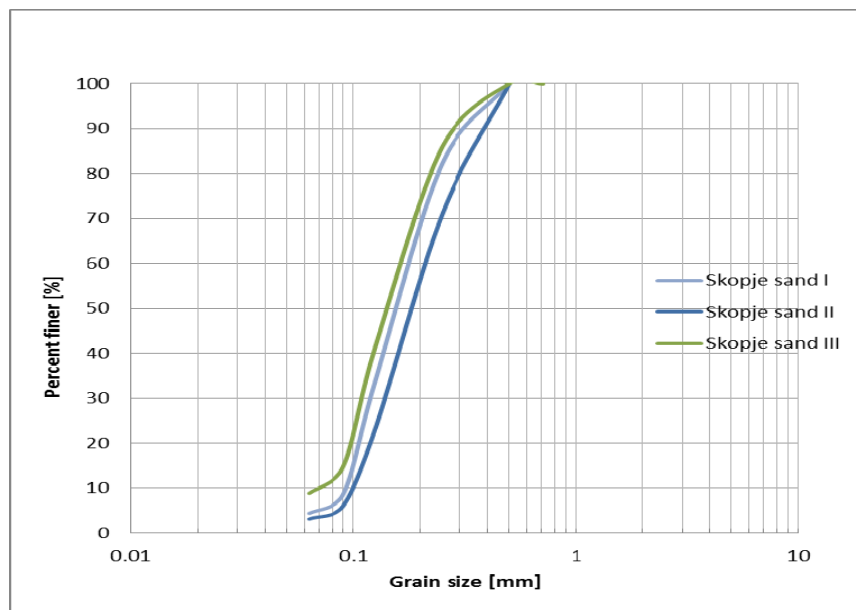


Fig. 3. Grain size distribution for three different shipments

The physical properties of Skopje Sand shipment III (that was used in these tests) are shown in Table 1

e_{\max}	e_{\min}	G_s	D_{50}	Cu	Cc	ϕ
0.95	0.51	2.615	0.26	1.8	0.8	28.5

Table 1. Physical properties of Skopje sand shipment III

3. DIRECT SIMPLE SHEAR APPARATUS

Direct simple shear (DSS) apparatus is part of the laboratory for soil dynamics for a long time [1][2]. The equipment is consisted of four main components: Testing device, hydraulic pump, data acquisition digital units and response recording PC control console as given in Figure 4.



Fig. 4. DSSA in laboratory for soil dynamics

Also we can divide the main testing device onto separate systems for sample reconstitution, system for vertical loading, actuator for shear loading and frame for integrating instruments and samples. While testing, this device considers two dry disturbed samples simultaneously. They are reconstituted with cylindrical shape of a diameter of 6.1cm while the height ranges from 1.5 to 2cm, restrained in vertical direction, placed between three loading plates.



Fig. 5. Sample examples from previous tests

The dynamic excitation in the form of shear strains is applied in horizontal direction through a central loading plate placed between the two models. This kind of load input simulates the earthquake waves with high accuracy. As shown in Figure 6 shear strain amplitudes that can be applied are ranging from $1 \times 10^{-4} \%$ up to 5% which shows once more that the equipment can simulate the shear-strain hysteresis successfully [6][8].

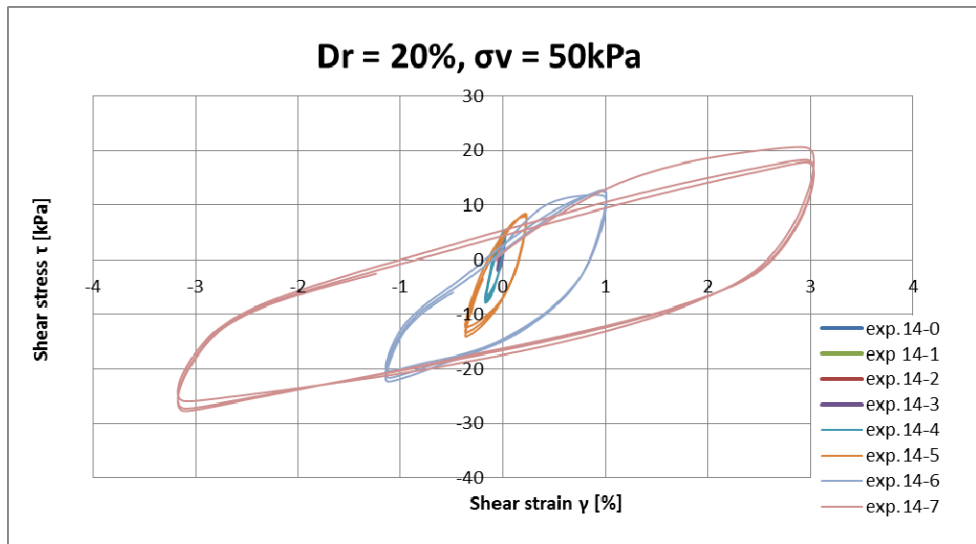


Fig. 6. Shear-strain relationship from one of the test

4. RESULTS

With the intent to completely define the dynamic parameters of Skopje sand a series of cyclic tests on loose specimens with a 20, 25, 30 and 35% relative densities and effective pressure of 50 and 100kPa were performed. All the tests are under constant vertical load with a control on shear strains. The idea for focusing on DSS tests with this kind of initial condition was drawn from laminar box experiments which were performed on shaking table at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology [5]. The dynamic characteristics from DSS test are good basis for further research for potential liquefaction. The dynamic excitation was applied step by step in form of short series of cyclic simple shear loads with frequency of 0.1Hz by controlling the shear strains[3][4]. Shear stress versus shear strain relationships for each different initial conditions are derived from the performed tests.

In Figure 7 and 8 comparison is made with the results of Bojadjeva [5] on DSS apparatus using sand from shipment I. This comparison shows the consistency in the results, bearing in mind that they are made by two different people on a different shipment of Skopje sand.

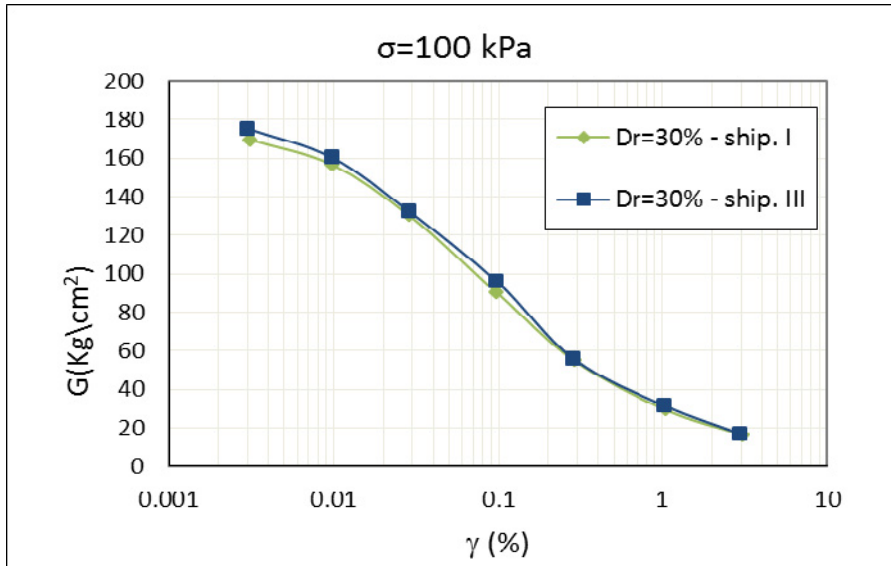


Fig. 7. Dynamic shear modulus vs shear strain comparison

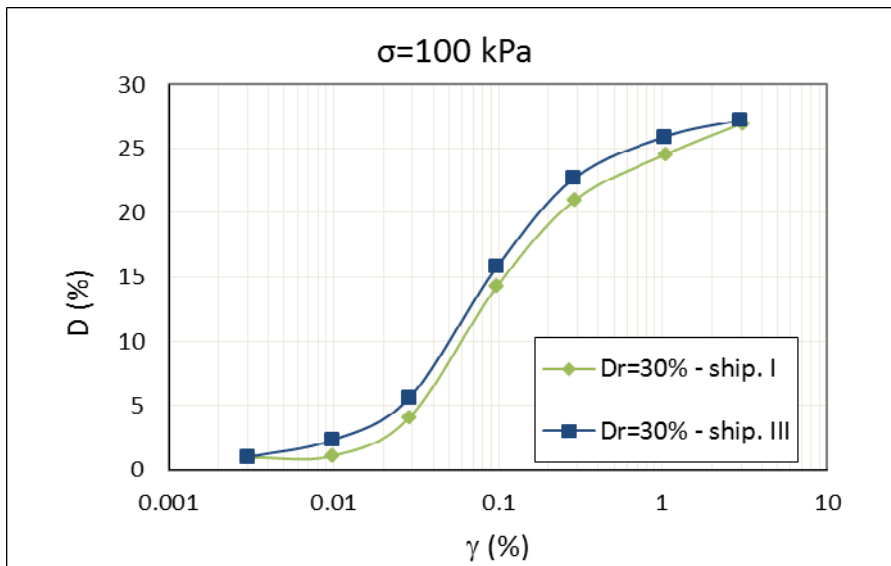


Fig. 8. Damping ratio vs shear strain comparison

In the Figures 9-12 characteristic graph results from the series of cyclic tests on Skopje sand are shown. The focus is on G/G_{max} and damping D curves for different levels of shear strains. First that can be noticed is the increase of dynamic shear modulus with increase of the shear strains, also that the dynamic shear modulus is larger for higher values of effective stresses and relative densities. From the results it is clear that the effective stresses have bigger influence in the increase of dynamic shear modulus then the relative density. If we observe the damping D curves we can make a conclusion that the damping is not highly influenced by the effective stresses and is very slightly influenced by the relative density.

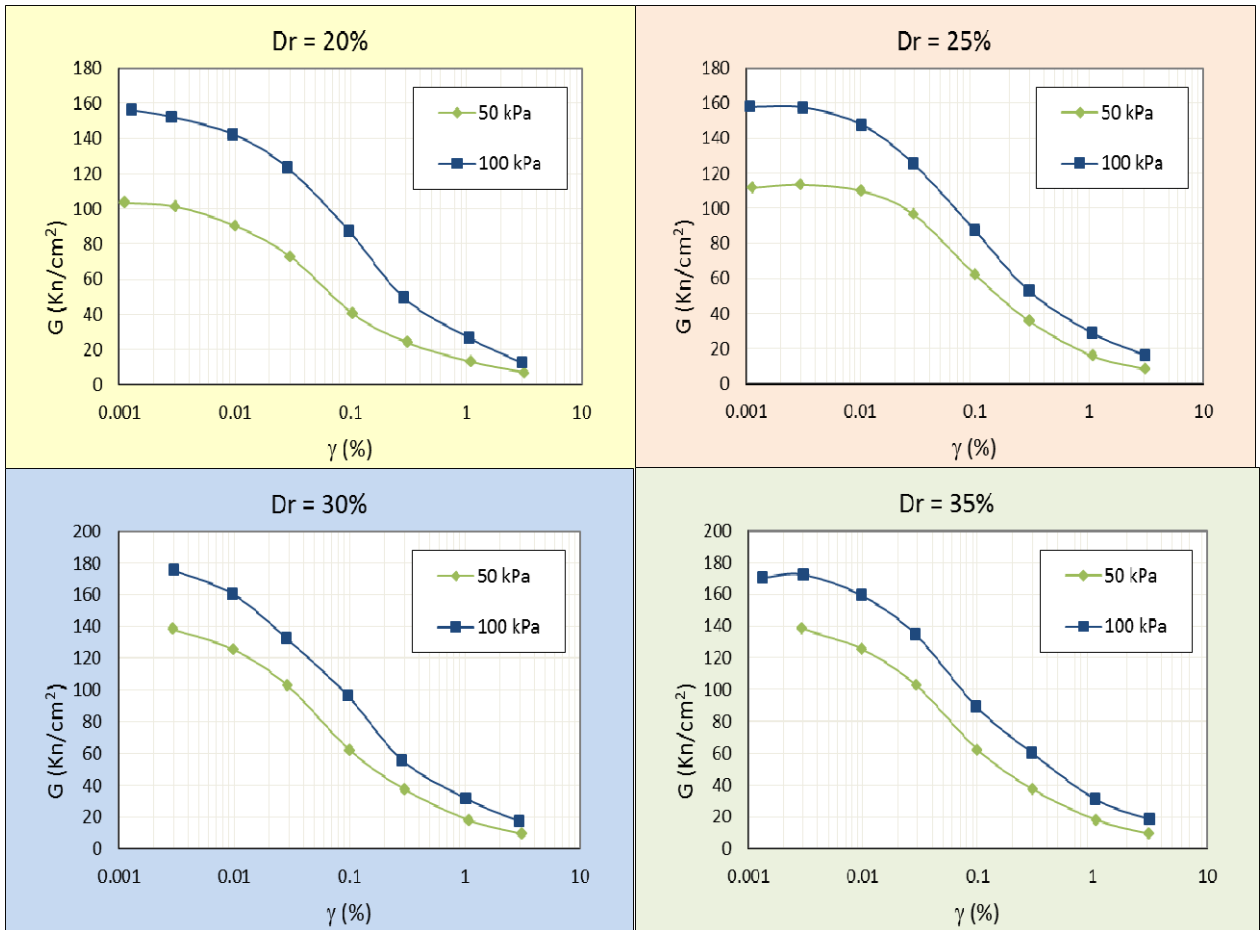


Fig. 9. Dynamic shear modulus vs shear strain dependent on the effective stress for different relative densities

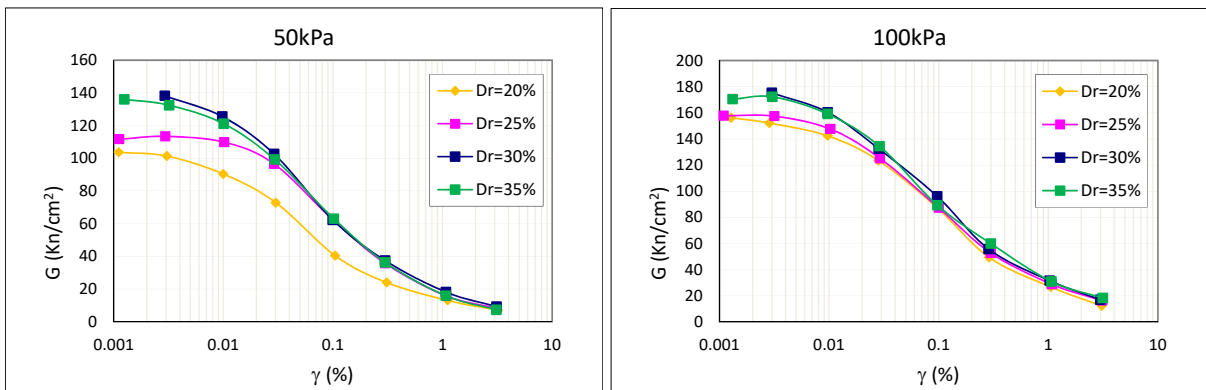


Fig. 10. Dynamic shear modulus vs shear strain dependent on the relative density for different effective stresses

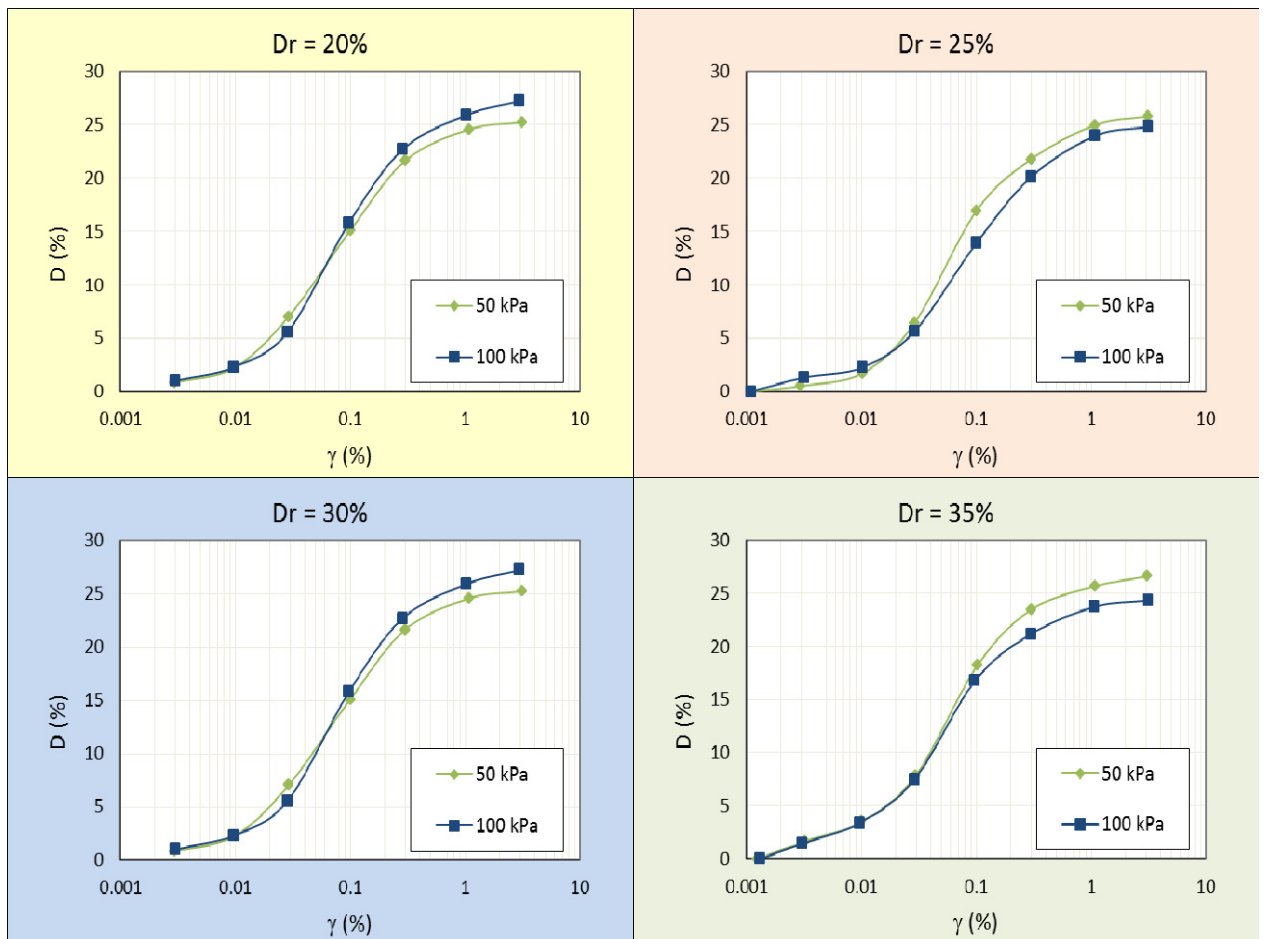


Fig. 11. Damping ratio vs shear strain dependent on the effective stress for different relative densities

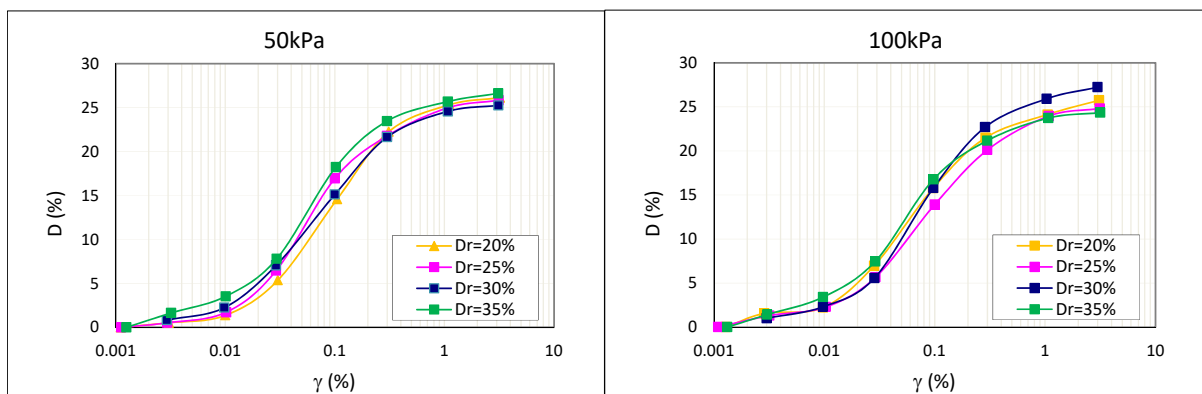


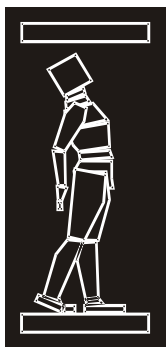
Fig. 12. Damping ratio vs shear strain dependent on the relative density for different effective stresses

5. CONCLUSIONS

All the series of cyclic tests show consistent results which demonstrate the ability and quality of the testing device used. From the comparison between different experiments performed at the Department of Geotechnical and Special Constructions at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, it can be concluded that the method for soil sample preparation is consistent over large number of tests. It is to be mentioned that the materials obtained from different deliveries of the Skopje sand have similar material characteristics. As from previous experiments also from this series it is shown that Skopje sand can be used for investigation of the liquefaction potential in the laboratory conditions. The tests that are performed at the laboratory show that initial conditions represent additional difficulties in the preparation of the models in which the results obtained from greatly enhance the knowledge for the sand characteristics.

REFERENCES

- [1]. Talaganov, K. (1986), "*Definition of of liquefaction potential of soil- cyclic deformation approach*" Ph.D., Ss. Cyril and Methodius, Skopje
- [2]. Sesov V. (2003), "*Dynamic behavior of potentially nonstable layers and application of a model for decreasing the seismic risk of liquefaction occurrence*" PhD Thesis University Ss. Cyril and Methodius-Skopje, Macedonia
- [3]. Vaid, Y. P., and S. Sivathayalan. "*Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands*" Canadian Geotechnical Journal 37.3 (2000): 592-606
- [4]. Vaid, Y. P., and S. Sivathayalan. "*Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests*" Canadian Geotechnical Journal 33.2 (1996): 281-289.
- [5]. J. Bojadjeva (2015), "*Dynamic behavior of saturated cohesionless soils based on element and I-G experiments*" Ph.D., Ss. Cyril and Methodius, Skopje
- [6]. Finn, W. D. L., and Y. P. Vaid. "*Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests*" Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India. 1977.
- [7]. Martin, Geoffrey R., WD Liam Finn, and H. Bolton Seed. "*Fundamentals of liquefaction under cyclic loading*" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 101.ASCE# 11231 Proceeding (1975).
- [8]. Budhu, Muniram. "*Nonuniformities imposed by simple shear apparatus.*" Canadian Geotechnical Journal 21.1 (1984): 125-137.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Мања КИТЕК КУЗМАН¹, Дик САНДБЕРГ²

АКТУЕЛНИ ТРЕНДОВИ И ИДНИ ПРАВЦИ ЗА ПОВЕЌЕКАТНИТЕ ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

Во текот на изминатите неколку години, така наречената индустрија на висококатници пројави неверојатен интерес за употреба на дрвото како основен, конструктивен елемент кај облакодерите. Тоа резултираше со сега светски актуелен бран на истаражувања, изградба и уште посмели предлози за “масивни дврни конструктивни елементи” кои се исто крути како и бетонските и челичните. Постои одличен потенцијал на маркетот за употреба на дрвото кај сите типови на објекти, при тоа имплементирајќи дигитално проектирање и CNC деталзирање. Дигиталното проектирање и производството со користење на CAE, CAD, CAM овозможуваат конструкциите од дрво да се придвижат напред кон нова димензија во поглед на проектирањето. Иновациите во врските и најсовремената CNC обработка овозможуваат сосема нови можности и форми во кои може да се изработи дрвото, па дури и секоја форма која може да се замисли.

Клучни зборови: Архитектура, дрвени конструкции, дигитално проектирање

Manja KITEK KUZMAN¹, Dick SANBERG²

CURRENT TRENDS AND FUTURE DIRECTIONS FOR MULTI-STOREY TIMBER BUILDINGS

SUMMARY

In the past few years, the tall-building industry has become increasingly interested in the use of timber as a major structural element in skyscrapers. This has resulted in a now-worldwide wave of research, built projects, and ever more daring speculative proposals using “mass timber” – engineered wood products that are just as robust as their concrete and steel counterparts. There is a great market potential for the use of wood in all types of buildings employing a combination of digital design and CNC processing. Digital design and production using CAE, CAD and CAM have allowed timber construction to forge ahead into new dimensions of design. Innovative connections, modern wood-based materials and cutting-edge CNC milling offer entirely new possibilities and shape wood into almost any conceivable form.

Keywords: Architecture; timber construction; digital design; wood processing

¹ Assoc. Prof. PhD, University of Ljubljana, Department of Wood Science and Technology, Biotechnical Faculty, Slovenia, manja.kuzman@bf.uni-lj.si

² Prof. PhD, Luleå University of Technology, Wood Science and Engineering, Sweden, dick.sandberg@ltu.se

1. INTRODUCTION

Up to the 19th century, wood was irreplaceable as the most important fuel and raw material for all types of construction. However, due to large city fires in Europe, fire protection measures, including legislation, were introduced in several European countries during the late 19th century to discourage or restricted the use of timber in the construction of multi-storey buildings. This resulted in a considerable reduction of new-built wooden houses in the cities, especially buildings with more than two floors.

Multi-storey timber buildings are not a new invention. In Japan, the more than 1400 year old Buddhist temple complex Hōryū-ji, includes a five-storey pagoda, with a height of 32 meters and approximately 20 x 20 meters in the basal area. The wood used in the central pillar of the pagoda is estimated through a dendrochronological analysis to have been felled in 594, so that this is one of the oldest wooden buildings in the world (Fig. 1).

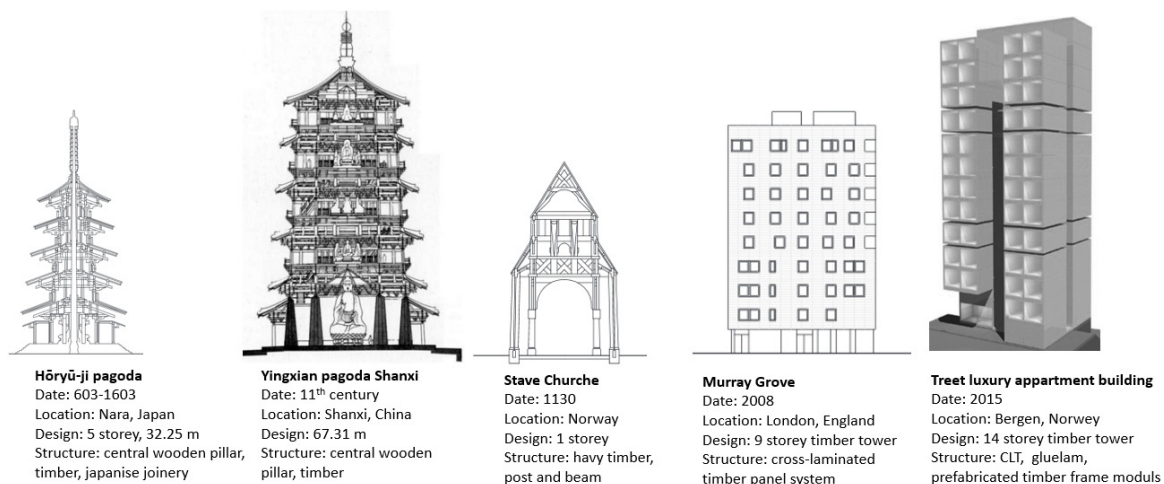


Fig. 1. Examples of wood structures throughout history

The construction of multi-storey timber-framed buildings was re-introduced in the early 1990s in several western European countries. Many countries refrained from using flammable materials because of uncertainty about fire risks in the buildings. This helped the concrete industry to dominate the building market in Europe, particularly in Central Europe with a market share of 70-80% (Winter 1995, Kitek Kuzman and Kutnar 2014). In the early 21st century, less than 10% of one- and two-family houses in Germany, France or the Netherlands were being built with wood, but more than 85% of such houses in Sweden and Finland (Eliasson et al. 2015). However, extensive research has shown that material-neutral building regulations are preferable and, for over a decade, function-based regulations have been common in many European countries. This has resulted in a considerable increase in wooden multi-storey buildings.

In the late 1980s, a construction product directive from the European Commission stipulated functional based requirements for the use of products in building construction with the aim to remove technical barriers to trade in construction products between member states in the European Union (Schickhofer 2013). This means that any material – wood, concrete, steel etc. – that fulfils the functional requirements as specified in the national building regulations can be used for the construction of multi-storey residential buildings. It has been nearly three decades since this European Commission construction product directive was issued, but the use of timber frames in the construction of multi-storey buildings is still low, even in the Nordic countries where it constitutes for about 10% of new multi-storey buildings.

Modern building regulations have however contributed to an increase in the construction of multi-storey timber buildings, mainly buildings up to eight floors (Table 1).

1995	5-storey building, Wälludden, Växjö, Sweden
1995-2005	3-5 storey buildings in several European countries
2008	8-storey tenant-owned apartments, Växjö, Sweden
2009	9-storey tenant-owned apartments, London, UK
2011	7-storey multi-family house, Berlin, Germany
2012	8-storey tenant-owned apartments, Bad Aibling, Germany
2013	9-storey apartment building, Milan, Italy
2013	10-storey building in Melbourne, Australia
2014	14-storey apartment building, Bergen, Norway
2017	18-storey residential building, Vancouver BC, Canada
2018	24-storey building HoHo, Vienna, Austria
2020?	30-storey building, Canada
2025?	34-storey building, Stockholm, Sweden
?	80-storey building, London, UK

Table 1. World wide development and future suggestions for multi-storey timber buildings

Multi-storey timber buildings can be given an outer architectural design that suits the location where the building is erected. There are different regulations regarding the permissible height of a wood building, mostly for fire-safety reasons (Fig. 2).

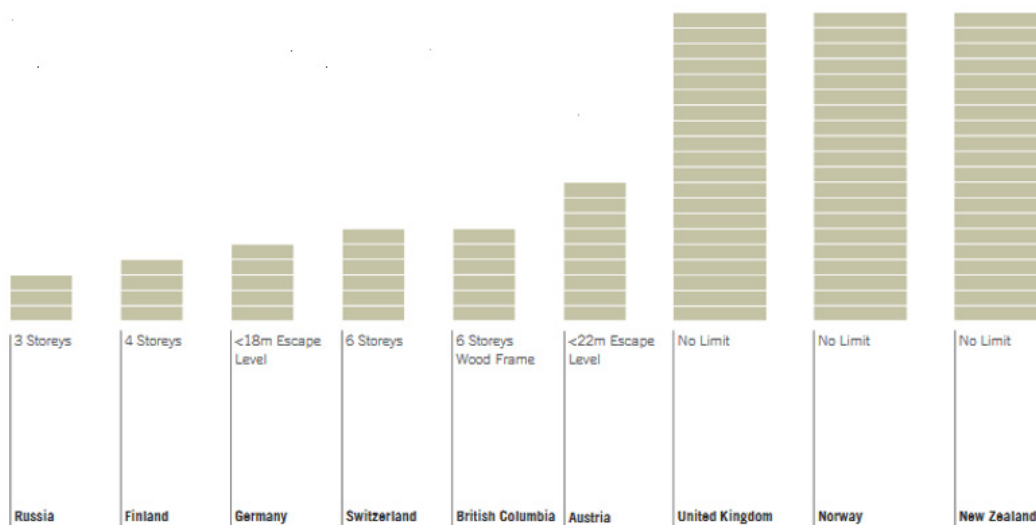


Fig. 2. Maximum building height by regulation in different countries

In the past few years, the construction industry has become increasingly interested in the use of timber as a major structural element in skyscrapers. This has resulted in a world wide wave of research, built projects, and ever more daring speculative proposals using “mass timber”. Massive timber (tall wood), or mass timber construction (MTC) is the collective term for engineered wood products like glue laminated timber (glulam), cross-laminated timber (CLT), nail laminated timber (NLT) and dowel-laminated timber (DLT).

Figure 3 presents global production of CLT and the first 9-storey high-rise Murray Grove built in 2009.

Re-organization | shifting market shares → concrete | CLT

CLT is not competing with current | past timber engineering, but substitutes mineral based building products like masonry or reinforced concrete.

- > 35 production sites worldwide
- > 95% of production in Central Europe

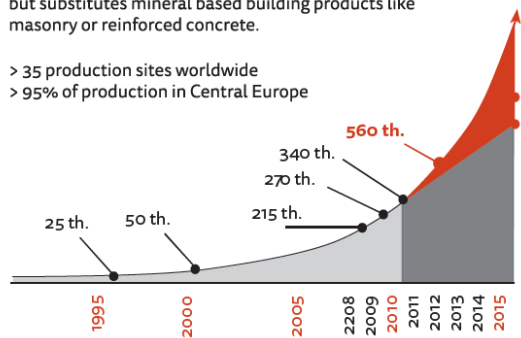
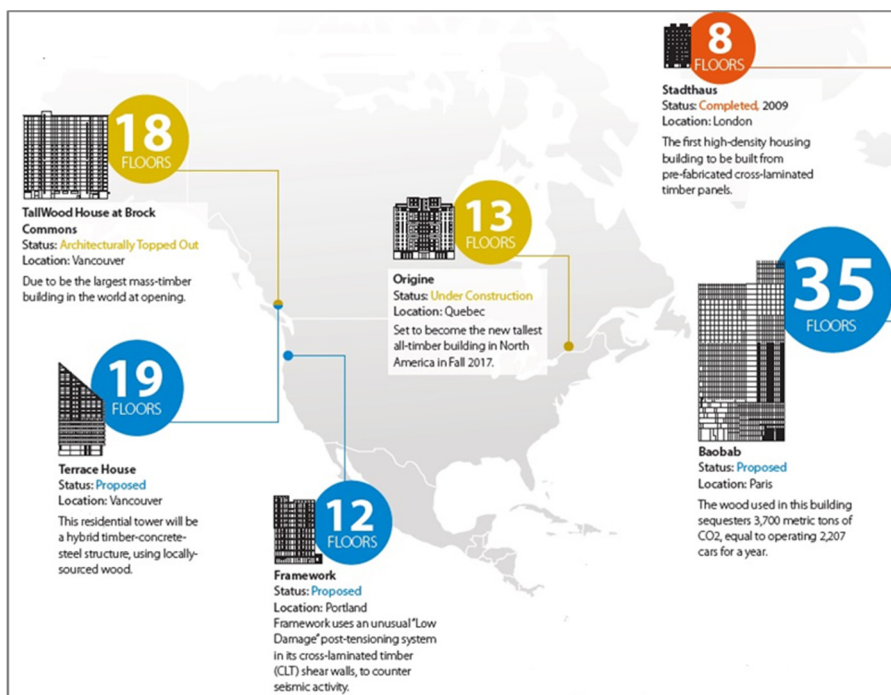


Fig. 3. Global production of CLT 1995-2015 (left): today about 35 production sites worldwide and 95% of the production volume in Central Europe (Schickhofer, 2013 and Ebner, 2017), and the 9-storey high-rise Murray Grove, 2009, London (right)

Being able to build large and high with timber leads to several challenges. Multi-storey buildings become light and therefore wind loads become a bigger problem than for heavier materials. For the same reason, soundproofing between apartments is a more complicated problem. Risk of fire accidents and fire spreading must be minimized, and the structures must handle loads and deformations, regardless of building materials. There are however solutions. The building Treet or 'The Tree' in Bergen, Norway set a world record with 14 floors. This project has become discussed from a structural point of view, since it makes use of a large-scale glulam truss, combined with CLT-based volume modules as living units stacked inside the glulam frame. To stabilize the structure against lateral loads, the structure was complemented with concrete floors decks on two intermediate levels and thus, in a way, the project represent a form of hybride. The same can be said about the currently tallest high-rise building in timber, the student apartment block Brock Commons in Vancouver, Canada. This building reaches 18 floors and is composed by two elevator shafts in concrete, stabilizing a timber-based structure of glulam posts and CLT floor decks with a concrete topping.

Fig. 4 highlights several examples of tall-timber buildings currently built, under construction, or proposed around the world.



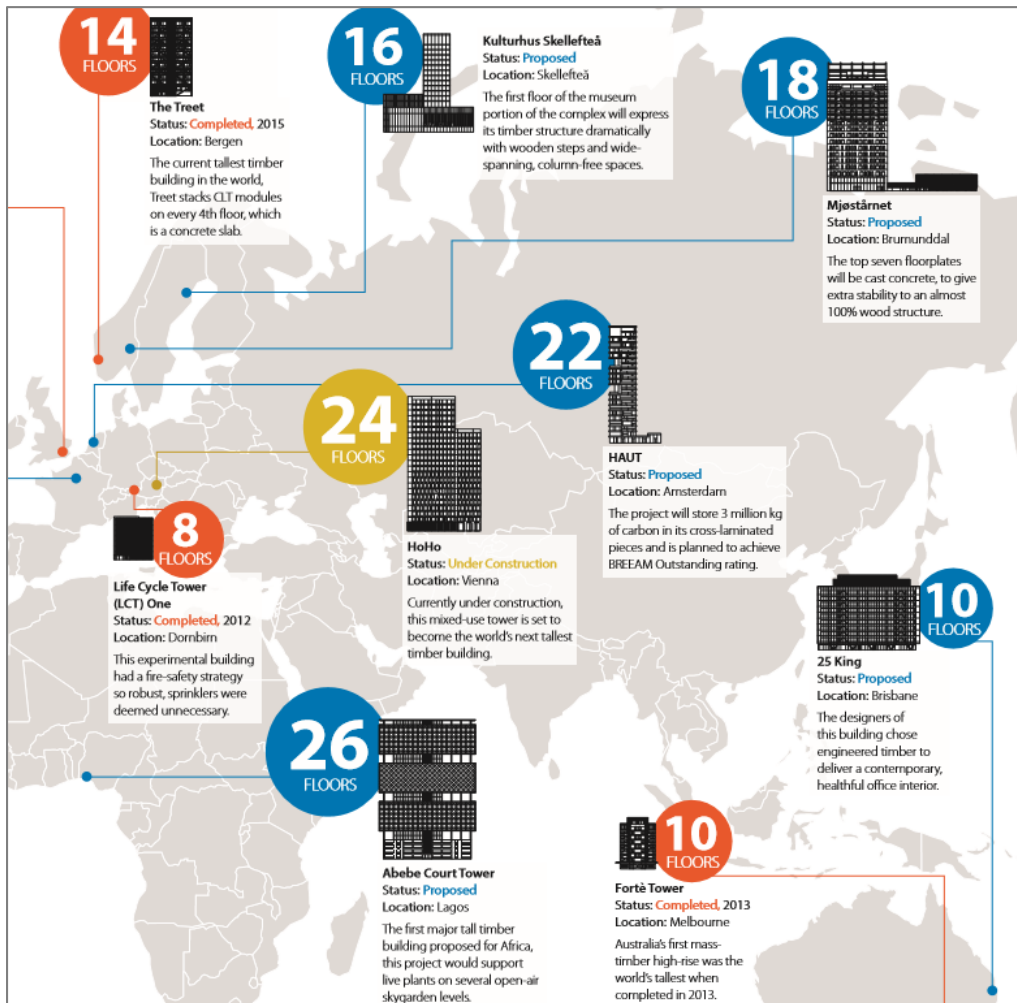


Fig. 4 Examples of tall-timber buildings currently built, under construction, or proposed around the world (Tall Buildings in Numbers 2017)

The increase of the use of timber in construction of multi-storey buildings can be attributed to several important factors; timber construction leads the way in terms of energy-efficient building, and wood is renewable and locally available; it is beautiful, sensuous and has superb technical characteristics. The main aspect is, however, the growing environmental awareness, where the choice is motivated by the fact that wood is a renewable material and that its use reduces CO₂ emissions, provided that the wood is harvested in forests where sustainable forestry, with replanting and management plans, is practiced.

Although the development and implementation of timber constructions in multi-storey buildings is on different levels in different European countries, the trend towards an increasing use of timber is clear. Many responsible contractors, architects and businesses now choose a timber construction because of its efficient use of both resources and money.

A transition from traditional building practices to multi-storey timber buildings depends on several factors. Many different players such as architects, consultant engineers, constructors, contractors, subcontractors, and suppliers are involved in the processes of design, engineering, construction, material supply, and activity coordination. The action of these actors, their beliefs and perceptions, knowledge and skills, and above all the institutional set up influence the development of construction system.

2. FUTURE TRENDS: A COMBINATION OF VISIBLE WOOD, DIGITAL DESIGN AND ADVANCED PROCESSING AS FUTURE TRENDS

The development potential and obstacles in multi-storey building is employing a combination of digital design and computer numerical control (CNC) processing. The construction engineers know-how to make use of the digital tools; they have geometric imagination capabilities and construction know-how while the architects have ambitious ideas for building extraordinary projects.

Digital design and production using CAE (computer-aided engineering), CAD (computer-aided design) and CAM (computer-aided manufacturing) have allowed timber construction to forge ahead into new dimensions of design. Innovative connections, modern wood-based materials and cutting-edge CNC milling offer entirely new possibilities and shape wood into almost any conceivable form. Nowadays, there are flexible planning-design tools and CNC processes that allow us to design and build extraordinary architectural structures (Fig. 5). The producers already offer all the stages of the construction process: from technical development to construction, service and maintenance.



Fig. 5. The Yeosu golf clubhouse in Republic of Korea under construction; digital simulation of the roof and a part of the roof during assembly

The coordination of the various steps, such as architectural design based on geometric structures, structural engineering, production, logistics, site facilities, installation and follow-up work, is a core element of contemporary project management.

In the new planning process, the production companies are becoming IT specialists, providing services and solving interfaces, while carpenters coordinate the building processes. There are intelligent machines: software components, machine technology, knowledge, production space, logistics concepts and available engineered raw material. The digital planning process (CAD-interface CAE and CAM) still needs a lot of detailed planning (Fig. 6).

Complex timber constructions can compete with traditional constructions but this requires a new modern production philosophy where components are planned and produced quickly, flexibly and precisely with digital processes in the factory: complete 3D modeling, static evaluation of complex building design, solving complexity within the factory, and pre-assembly of parts of the whole structure close to production. This will result in the rapid erection of the building on the building site with a low degree of complementary work.

In contemporary timber structural architecture, the structure remains visible. The structure is the dominant factor of the architectural expression, and is often based on the principles of nature. It shows a perfect match for timber and its variety of advanced possibilities.

Creating exceptional free-form structures requires an intensive and close cooperation between specialists. Developing the geometry, designing the supporting framework and generating production data are all decentralized, yet interconnected, processes. An integrated exchange of data with clearly defined interfaces makes seamless project management possible.

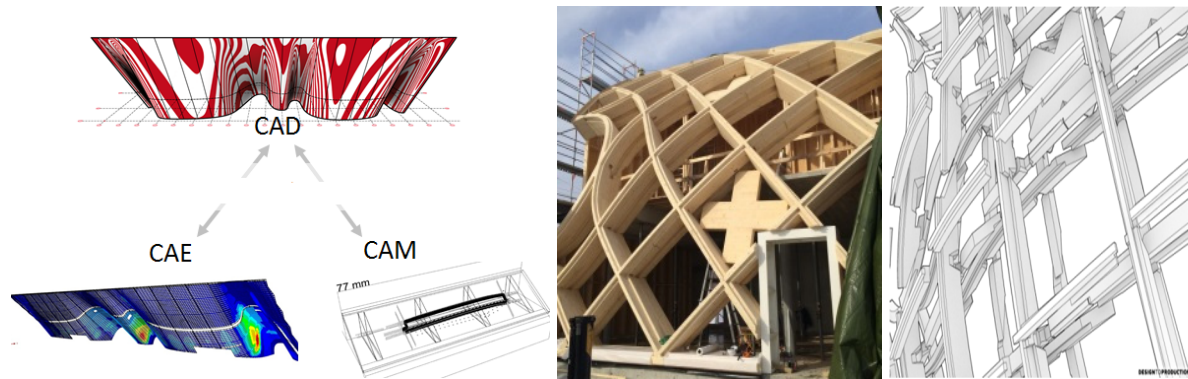


Fig. 6. Digital planning process CAD-CAE-CAM interfaces: New dimensions in complexity in timber construction- Swatch and Omega's headquarters in Switzerland (Blumer-Lehmann 2016)

2.1. New modern production philosophy - production with minimum tolerances and maximum flexibility - free-form structures

The framework for producing components is full of mathematically exact, parameterized models of the structure and its components, which ensure that tolerances are kept to a minimum in the construction, processing and installation phases. 3D modeling, high-quality code and error-free information for CNC machines are also critical for prototyping parts and in the management of 3D printing. These models are part of the entire process from project development, feasibility studies and design, over the CAD/CAM processes, to the construction in service life.

Depending on the type and complexity of the structure, specialists on CAD and CAM software are needed to convert graphical data into machine codes, in general for steering of 5-axis CNC joinery machines. Programming expertise and skill in handling this equipment are needed to ensure the flexible and precise production of double-curvature timber structures: The wooden Wave as a free Form, Kristiansand, Norway (Fig. 7) and Tamedia 5-storey office building in Zürich, Switzerland (Fig. 8).

Modern design and production methods open up many possibilities where complex structures and buildings become real. Free-form structures are distinguished by their cellular supporting structures and the unique nature of each component. They are exceptional – from the initial idea through to the design, production and installation with the required quality, in the specified time-frame and on cost-effectiveness from the perspective of the investor and builders.

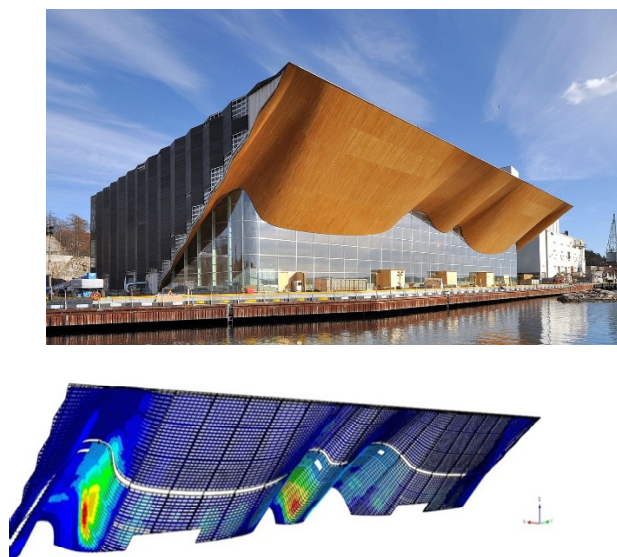


Fig. 7. Kristiansand, Norway: Waterfront-facade clad with local oak follows the forms defined by the halls and creates a surface separating real world from the illusion.



Fig. 8. Tamedia office building, Switzerland

Advanced timber structures save money at the construction site because they allow exact planning and quick assembly as a result of prefabrication. This is also an economic benefit for builders when the time between new construction and rental is short. For investors, it is important that advanced financing and the marketing of the property take less time and are accompanied by assured on-time completion. One of the main advantages of a modern production concept, in-factory rather than on-site, for timber structures is that the construction method is primarily dry, and there is a reduced risk of damage to the structure as a result of moisture.

We see opportunities for further development and future trends in high prefabrication, partnership and increased responsibilities for planning and construction, improved and systematic feedback of experiences, and team cooperation. Demonstration projects are vital to show the various actors, e.g. the wood industry, architects, builders, and housing associations, the technical and business potential of wood as a multi-purpose building material.

2.1. Roundwood construction - A way to sustainable architecture by new technologies

It is necessary to promote the different possibilities where wood can be used. Besides the utilization of high quality sawn timber for high-tech constructions such as halls, wide span covers and bridges, one should further develop the possibilities of using low quality timber for construction in combination with other materials like steel, concrete, glass or fibre glass (Natterer 2009).

Some great example of massive wood construction are wooden towers planned by timber construction prof. Julius Natterer (Fig. 9). Sauvabelin Tower in Lousanne, Switzerland is 36 m high (the observation platform is situated at 30 m). 24 poles half round are distributed around the spiral staircase made of 20x40 cm Douglas sections. The spiral builds two independent staircases one behind the other. The upper platform and the two intermediates one are made of nailed laminated timber.



Fig. 9. Wooden towers: Sauvabelin Tower (2003) and Lausanne and Wiler Tower (2006), Hofberg, St. Gallen, Switzerland, Wisent-Tower, Hardeshausen (2008), Germany

The use of roundwood, i.e. unprocessed logs, is another opportunity to develop construction elements based on the low-grade forest resource leading to sustainable architecture showing possibility to transform new technological arrangements and buildings into poetic living spaces for people (Fig. 10).

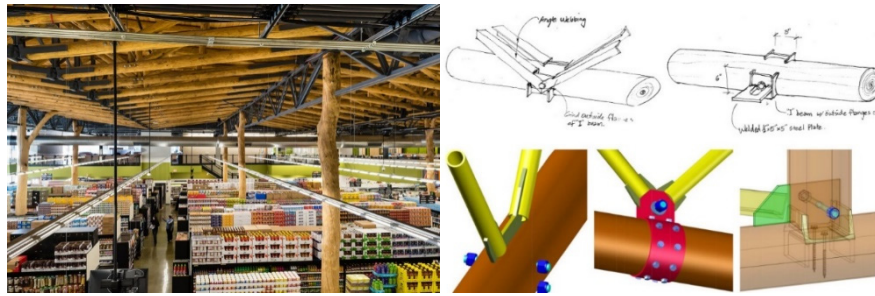


Fig. 10. Roundwood structural components used in a project Grocery store, Madison, WI, US (left) and innovative round wood joints (right) (Riesen 2017)

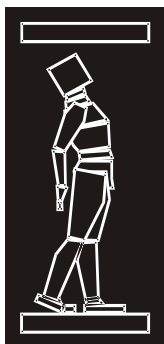
3. CONCLUSIONS

Timber multi-storey building in recent years has gathered momentum in European countries. Construction of the first experimental buildings was completed and today the trust in new timber building is growing. The number of projects, quality and importance, as well as the rising interest from different groups and customers show this trend. The reasons are two: economy and ecology. European timber multi-storey building is progressing with regard to building performance, construction methods and building costs. It is becoming increasingly widespread, and the number, quality and types of timber buildings indicate progress towards their becoming a common construction practice in the middle-rise building environment of European countries. The use of timber for multi-storey building construction varies widely however among the European countries. Positive aspects of wood as a structural material include its strength, environment-friendliness, simple handling and appropriateness for industrial use, but knowledge gaps have led to a reduction in the use of wood by structural engineers and architects.

There are numerous challenges associated with the construction of wooden buildings; as an architect, you design for the present, with an awareness of the past, for a future which is essentially unknown. These challenges are best met through further research and more pilot projects to increase the knowledge of life cycle costs, construction costs, maintenance costs, sound and vibrations, through the general increase in the number of wooden buildings that are being erected.

REFERENCES

- [1] Blumer-Lehmann (2016) Welcome to the world of wood- Timber Constructions in Switzerland. In: The 59th SWST International Convention March 6-10, 2016, Curitiba, Brazil.
- [2] Council on tall Buildings and Urban Habitat (2017) Tall Buildings in Numbers. CTBUH Journal. Issue II: 47-49. Available at: <http://www.ctbuh.org/Publications/CTBUHJournal/InNumbers/TBINTimber/tabid/7530/language/en-US/Default.aspx>
- [3] Ebner, G. (2017) CLT production is expected to double until 2020. TIMBER-ONLINE.net, Available at: https://www.timber-online.net/wood_products/2017/06/brettsperholz-produktion-in-europa---20162020.html.
- [4] Eliasson, L., Berg, S., Sandberg, D. (2015) Some aspects on the more efficient use of wood in the industrial manufacture of single-family timber houses. ProLigno 11(4) 418-425.
- [5] Kuzman, Kitek, M., Kutnar, A. (2014) Contemporary Slovenian timber architecture for sustainability. Springer, London.
- [6] Kuzman Kitek, M., Sandberg, D., (2016) A new Era for Multi-Storey Timber Buildings in Europe. In: 70th FPS International convention June 27-29, Portland, US.
- [7] Natterer, J. (2009). Die Chance für Slowenien – Einfachtech Konstruktionen. In: Kitek Kuzman, M. (ed) (2009) Building with wood. University of Ljubljana, Faculty of Architecture & Biotechnical Faculty, Ljubljana, Slovenia.
- [8] Riesen, C. (2017) Round Timber Trusses. Architectmagazine.com, Available at: http://www.architectmagazine.com/awards/r-d-awards/award-round-timber-trusses_o.
- [9] Schickhofer, G. (2013) CLT structural engineering research in Europe, Solid Timber Construction (STC)– Cross Laminated Timber (CLT). Institute of Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology, Austria
- [10] Winter, W. (1995) Wood is the material of the 21st century (Holz ist der Werkstoff des 21. Jahrhunderts). Holz-Zentralblatt 121(2/3)13:16-20.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 9

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Милош КНЕЖЕВИЌ¹, Ивана ТЕШОВИЌ², Слободан ДАКИЌ³, Душко ЛУЧИЌ⁴,
Златко ЗАФИРОВСКИ⁵, Ѓорѓина ЛОВРИЌ⁶

РЕКОНСТРУКЦИЈА НА ЖЕЛЕЗНИЧКАТА ПРУГА ВО ТУНЕЛОТ “СОЗИНА” ВО ЦРНА ГОРА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е даден краток преглед на извршените работи при реконструкција на железничката пруга во тунелот “Созина” во Црна Гора, со главна цел да се пренесе инженерското искуство стекнато при изработка на овој проект на инвеститорите и инженерската фела. Реконструкцијата во најдолгиот железнички тунел на Балканот, во доцни часови, во текот на ноќта, со траење од вкупно 4 часа и 30 минути дневно, претставува посебен инженерски предизвик и во овој труд даден е преглед на искрснатите проблеми во текот на работата. Реконструкцијата е започната во февруари 2017 год., завршувањето се очекува на крајот од октомври 2017 год. Проектот е финансиран преку донации од Европската Унија.

Клучни зборови: железница, Тунел “Созина”, реконструкција

Milos KNEZEVIC¹, Ivana TESOVIC², Slobodan DAKIC³, Dusko LUCIC⁴,
Zlatko ZAFIROVSKI⁵, Gjorgjina LOVRIC⁶

REHABILITATION OF THE RAILWAY TRACK IN THE TUNNEL “SOZINA” IN MONTENEGRO

SUMMARY

In this paper is given a brief overview of the performed works on rehabilitation of the railway track in the tunnel “Sozina” in Montenegro, with the main goal of transferring of our engineering experience from this project to our colleagues engineers and investors. Reconstruction works in the longest railway tunnel in the Balkans, at night, in difficult working conditions, lasting only 4 hours and 30 minutes per day, are a special engineering challenge, and this paper gives an overview of the problems we encountered during the work. Works on the construction commenced in February 2017, and the completion of works is expected by the end of October 2017. The works are funded by the European Union in the form of donation.

Keywords: Railway, Tunnel “Sozina”, rehabilitation

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, knezevicmilos@hotmail.com

² Civil Engineer, Institut za gradevinarstvo doo Podgorica, Podgorica, Montenegro, ivanatesovic90@gmail.com

³ Civil Engineer, Institut Sigurnost doo Podgorica, Podgorica, Montenegro, slobodan.dakic.zicg@gmail.com

⁴ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dusko.lucic.666@gmail.com

⁵ Doc. PhD, Faculty of Civil Engineering, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje, Macedonia, zafirovski@gf.ukim.edu.mk

⁶ Civil Engineer, Directorate of Public Works, Podgorica, Montenegro, djordjina.lovrice@djr.gov.me

1. INTRODUCTION

The Railway Vrbnica - Bar, the length of 169,2 km is a part of International railway Belgrade – Bar and Route 4 , which connects the port of Bar with trans - European corridors X and VII, for the Montenegrin economy it is the most important Traffic.

This section of open track is located in the Southern Region of Montenegro, on the railway line Vrbnica-Bar, between the railway station Virpazar (km 434+504,96) and station Sutomore (km 445+577,69), segment to the railway tunnel “Sozina”, with entrance and exit parts, from km 439+032,00 to km 445+572,00. Location of tunnel “Sozina” is about 35 km from Podgorica, main Railway station in Montenegro. The works on rehabilitation are related to the track rehabilitation on section Virpazar-Sutomore in tunnel Sozina, from km 439+032.00.65 to km 445+572.00, in total length 6,54 km along the railway line Vrbnica-Bar.

Montenegro has received funds from the European Union for the implementation of the project “Rehabilitation Works on Section Virpazar-Sutomore, in Tunnel Sozina” for both Works and Supervision. The project is financed in accordance with the rules of the Regional Development Programme 2012-2013 Instrument for Pre-Accession Assistance (IPA). Rehabilitation works include civil, electrical and telecommunication works.

Execution of the works is carried out by JV Strabag AG Austria and Crnagoraput AD Podgorica, and Supervision of the works is carried out by Institut za građevinarstvo Ltd Podgorica. The Client is Directorate of Public Works Podgorica and the End Recipient is Railway Infrastructure of Montenegro. Value of the works is 4,083,891.36 € (excluding VAT). Contract is carried out in accordance with Fidic Red Book (1999 Edition). Execution of works (Commencement day) has started on 03/02/2017 and deadline for works execution is 12 months. At the moment, main rehabilitation works are finished, and we expect the end of works (Taking over) by the end of October 2017.

2. SCOPE OF WORKS

The designed solution for this section of single track and standard gauge, keeps the existing axis and the vertical alignment of the existing line and with the railway line electrified 25 kV, 50 Hz single-phased system, with the highest axle load of $P_{max}=25$ t and 8 t/m' (UIC class D4), and $v=80$ km/h.. Total length of the railway line which has to be reconstructed is 6.540,21 m, from km 439+032,00 to km 445+572,00. The works are divided in following sections:

- works before the entrance to the tunnel, in length 18,46 m,
- works in the tunnel “Sozina”, in length 6.170,60 m,
- works after the tunnel exit, in length 351,15 m.

Contract between Client and Contractor defines execution of following works:

- Replacement of wooden sleepers with concrete sleepers (concrete sleepers length 2,40 m, rails type 49E1, Fastening SKL14 type Vossloh (or equivalent), crushed siliceous stone for ballast;
- Mechanical excavation of existing ballast prism;
- Cleaning of drainage channels;
- Rehabilitation of the subsoil before the entrance in the tunnel (18,46 m) and part of the railway track after the tunnel exit (351,15 m);
- Electrical works include replacement of tunnel consoles, contact line wire, groundings and all electrical connections;
- Telecommunication works include replacing of cable channels and its covers, telephone metal boxes and extensions on rail STA cable.

Execution of works is organized every day during night, in duration 4 hours and 30 minutes.

3. SHORT DESCRIPTION OF TECHNOLOGY FOR EXECUTION OF WORKS

In accordance with limited working conditions (very narrow tunnel profile and railway track closure in duration of 4 h and 30 minutes, it was very important that Contractor proposed maximal rational technology which reduces on minimum following parameters: percentage of manually work, time for execution of works and cost for works execution.

3.1. Organization of works

Contractor has organized that site (storage offices, depony for new materials, depony for old sleepers and fastenings, offices for engineers, work train, machines) is positioned at the Station Virpazar. Depending of the time schedule, Contractor sometimes to storage machines has used 1st track in the Station Sutomore. Depony for old excavated ballast was positioned before the entrance in the tunnel and its position is very good, because of nearness of the local road in order excavated material can be used for embankment of local rural roads. Depending of the works that were executed and time schedule, Contractor has used railway track closure from Station Virpazar or Station Sutomore, in accordance with Traffic Instruction and Telegrams that has been issued by End Recipient – Railway Infrastructure of Montenegro. Execution of works is organized every day during night in duration 4 hours and 30 minutes.

3.2. Materials

For rehabilitation works have been used following main materials: concrete sleepers l=240 cm (Rajshwellen Serbia), fastening (Rajshwellen Switzerland), Rails R260 (ArcelorMittal Poland), Rails R350HT (ArcelorMittal Spain), crushed stone aggregate (Mineralkop Montenegro), material for OCL (Integral doo Topola Serbia). Acceptance and Taking over of all materials has been organized in factories in presence of Contractor and Engineer representatives.

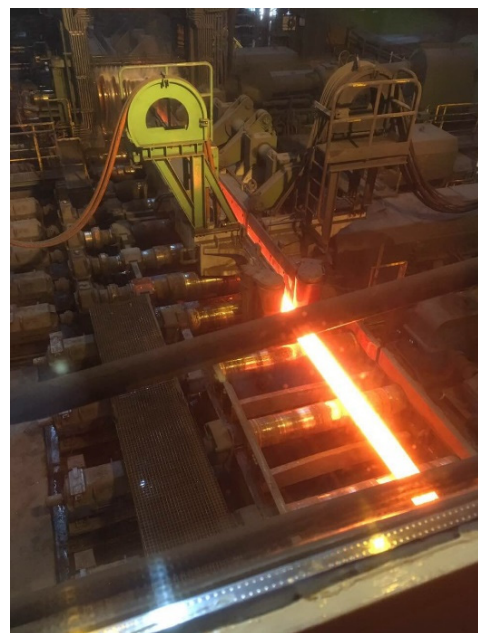


Fig. 1. Taking over of rails in the factory ArcelorMittal Poland



Fig. 2. Taking over of sleepers and fastening in the factory Rajshwellen Serbia

3.3. Mechanization

For execution of the works, Contractor has used following main machines: Track motor vehicle, ballast cleaning machine, MFS wagons, ballast profiling machine, tamping machine, two way excavators, Hooper wagons, RGS wagons, gantry crane, loader, roller, truck, wrench machine, drilling machine, AT equipment, rail cutting machine, oxygen cutter, OCL TMV, Flat wagon with OCL equipment. Depending of the time schedule, Contractor engaged above mentioned machines.

3.4. Work sequences

Chorological order of basic working position regarding Civil Works:

- 1) Temporary relocation of cables and cable channels,
- 2) Cutting of rails in length up to 30 m,
- 3) Excavation of old ballast prism – first pass of ballast cleaning machine,
- 4) Cleaning of drainage channels,
- 5) Excavation of old ballast prism – second pass of ballast cleaning machine and first unloading of new crushed stone aggregate,
- 6) Dismantling of the existing track and laying of the new track, loading of new crushed stone aggregate and mechanical regulation of track,
- 7) Laying of new concrete cable channels,
- 8) Dismantling of the old track and sorting of material,
- 9) AT welding of the track,
- 10) Unloading of new crushed stone aggregate and mechanical regulation of track,
- 11) Laying of temporary dislocated TK cables,
- 12) Installation of devices against lateral track movement,
- 13) Unloading of new crushed stone aggregate and final mechanical regulation of track,

- 14) Installation of track signs,
- 15) Final profiling of the ballast prism,
- 16) Including track in CWR.

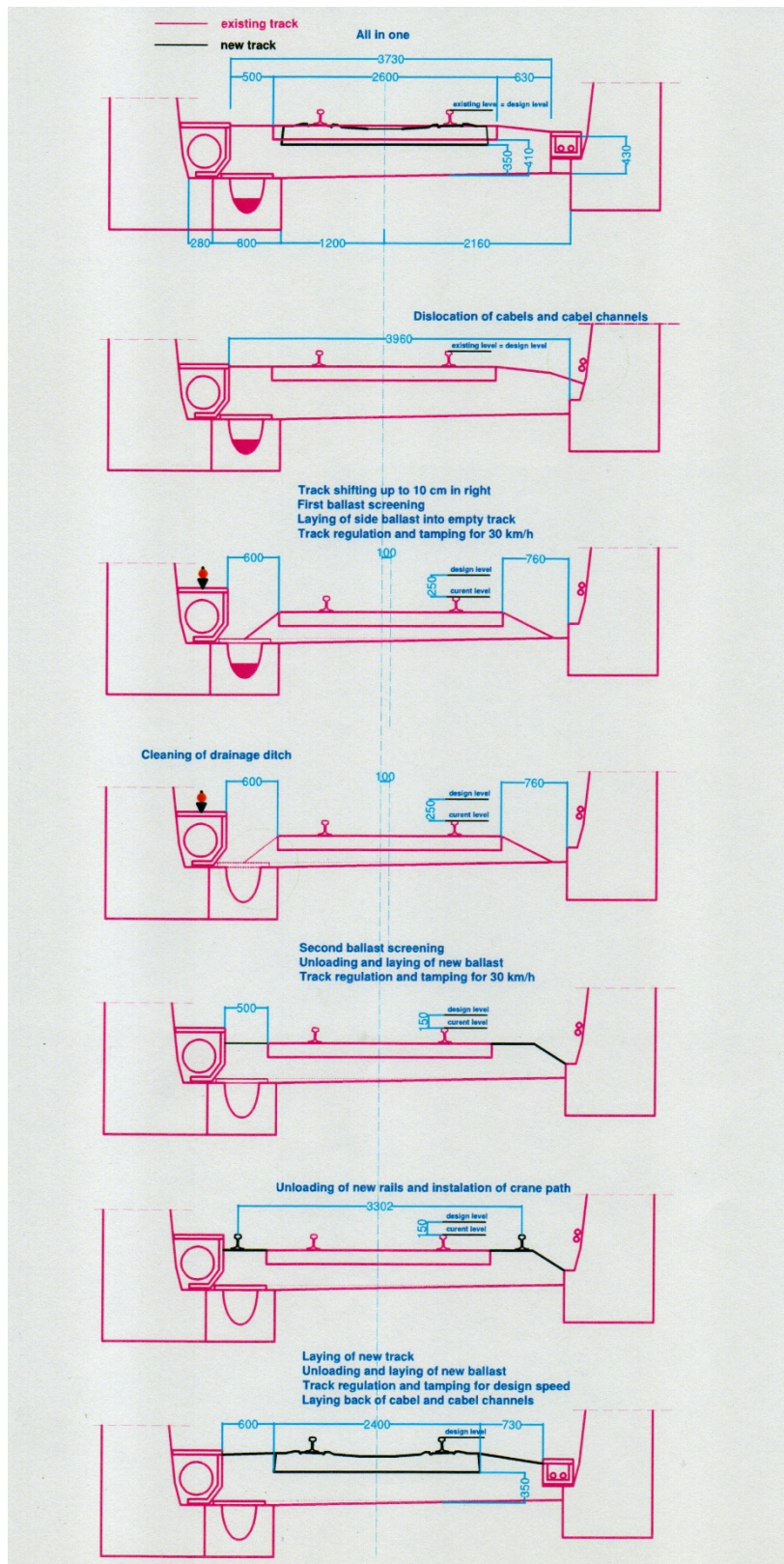


Fig. 3. Figure Work sequences shown through tunnel cross section

4. PROBLEMS DURING EXECUTION OF WORKS

As it is case at most of the projects, at early beginning of this project many problem arise. Problems are not problems if all participants in construction process: Contractor, Engineer, Client and End Recipient, all time during construction keep in mind that all have the same goal – to solve problems and finish project successfully.

At the beginning, it was founded a discrepancy between geodetic survey provided by the Client and actual situation at site. It was big problem because it meant that all designed coordinates in Main design of railway truck are not good. Most projects stop when Contractor realizes similar problem. We solved it in a way that Engineer instructed a Variation Order to the Contractor to develop new geodetic survey. After developing survey by Contractor, Engineer sent new geodetic survey to the responsible designer for railway track, and he changed design. Due to this problem there was no delay in the performance of works because while designer was changing design, the Contractor carried out preparatory works and works on cleaning of the ballast prism in the tunnel. Also, at the beginning, although in tender documentation was defined that cable channels for telecommunication installations exist along the entire tunnel, we realized that there are no cable channels at site. Cables were mainly laid mainly through the ground, and due to the large presence of surface water at many places in the tunnel, mostly were laid in the water and mud. The Engineer instructed the Contractor Variation Order to purchase and install new concrete channels with covers throughout the tunnel.



Fig. 4. Telecommunication cables before start of works

After temporary relocation of telecommunication cables in the tunnel, the Contractor began with works on first mechanical excavation of the ballast prism. Because of the narrow tunnel profile, with already shortened knife of the ballast cleaning machine, it was often necessary more than 1 hour to adjust knife, which in the period of 4 hours and 30 minutes represents a very long period. This was big problem for Contractor during mechanical excavation of the ballast prism, but it seemed there is no solution for this problem.

Contract for execution of the works does not include the repair of the tunnel structure, and we believe it is not good engineering decision. During the execution of the works, at many places we found serious constructive damages of the tunnel structure, and a special problem is the large appearance of water in the form of a spring and leak from the tunnel lining, whose drainage from the railway track was not foreseen. Considering all these conditions and the fact that we can not repair tunnel structure at the moment, we decided to lay new concrete covers with openings on existing drainage channel in order to collect water from the railway track. At one place in the tunnel, a large amount of water, which we assume that has a flow from spring in the tunnel, can not be circumvented from the track, and unfortunately in one short part the track will be partly underwater.

We think that repair of the tunnel structure is necessary and we expect that repair will be realized in next couple of years. Unfortunately, because of bad planning of investments, in few years reconstruction of the tunnel structure will be performed in a tunnel where the railway track has been reconstructed shortly before, and it means repetition of many items from this Contract in few years.

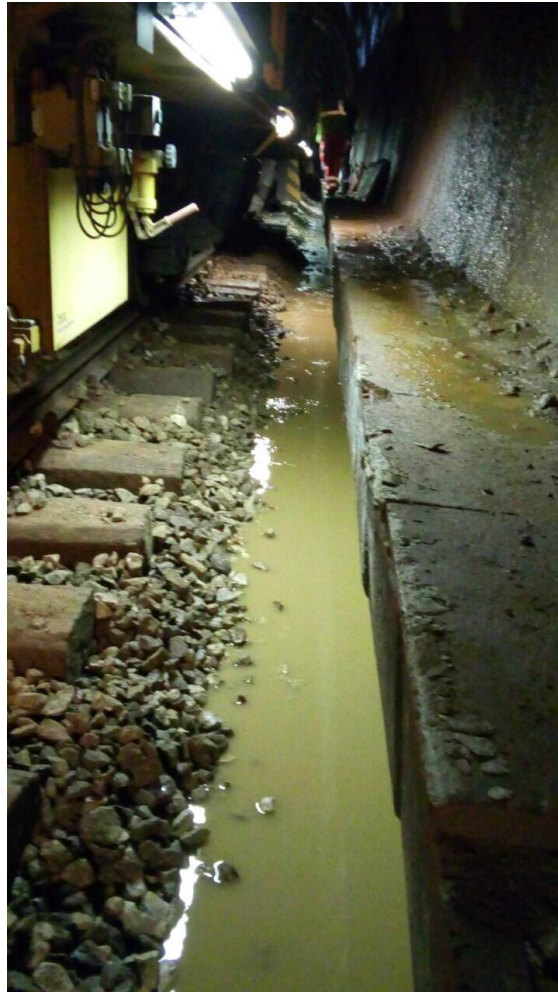


Fig. 5. Huge amount of water in railway track

During mechanical excavation of the ballast prism, at three points in the tunnel we found the so-called "hunches", i.e. big cracks of the concrete invert slab, each in the lengths of cca 100 m. At that places, also deformed drainage channels were identified. These cracks are consequence of the Montenegrin Earthquake in 1979. This weak places were not treated by project documentation and were surprise for us at site, and again designer was required to adjust the position of the track level because of the new situation at site. Considering the fact that concrete sleepers should be installed along whole tunnel, at these weak points - "hunches", the thickness of the ballast prism below the sleeper is smaller than the minimum defined by regulations, and somewhere it is only 10 centimeters. Due to the small thickness of the ballast prism, End Recipient would have a maintenance problem due to the crushing of the crushed stone aggregate at this places, and in order to make better situation than it could be, we decided to install concrete sleepers with rubber pads thickness 1 cm, where 1 cm thickness of the rubber pad compensate 5 cm thickness of the ballast prism. This solution can reduce bad impact of the cracked invert slab on the railway track in the exploitation. In this regard, we consider that installation of concrete sleepers in the tunnel is not a good solution. Wooden sleepers in this tunnel would be better solution than concrete sleepers, because of its smaller high when compare to concrete sleepers, and considering the fact that there is no change of humidity and temperature in the tunnel, the wooden sleepers are not exposed to cracking and rotting. This statement confirms the fact that existing wooden sleepers that have been dismantled from the tunnel, are mostly without cracks and End Recipient will use it for maintenance of other sections at railway.

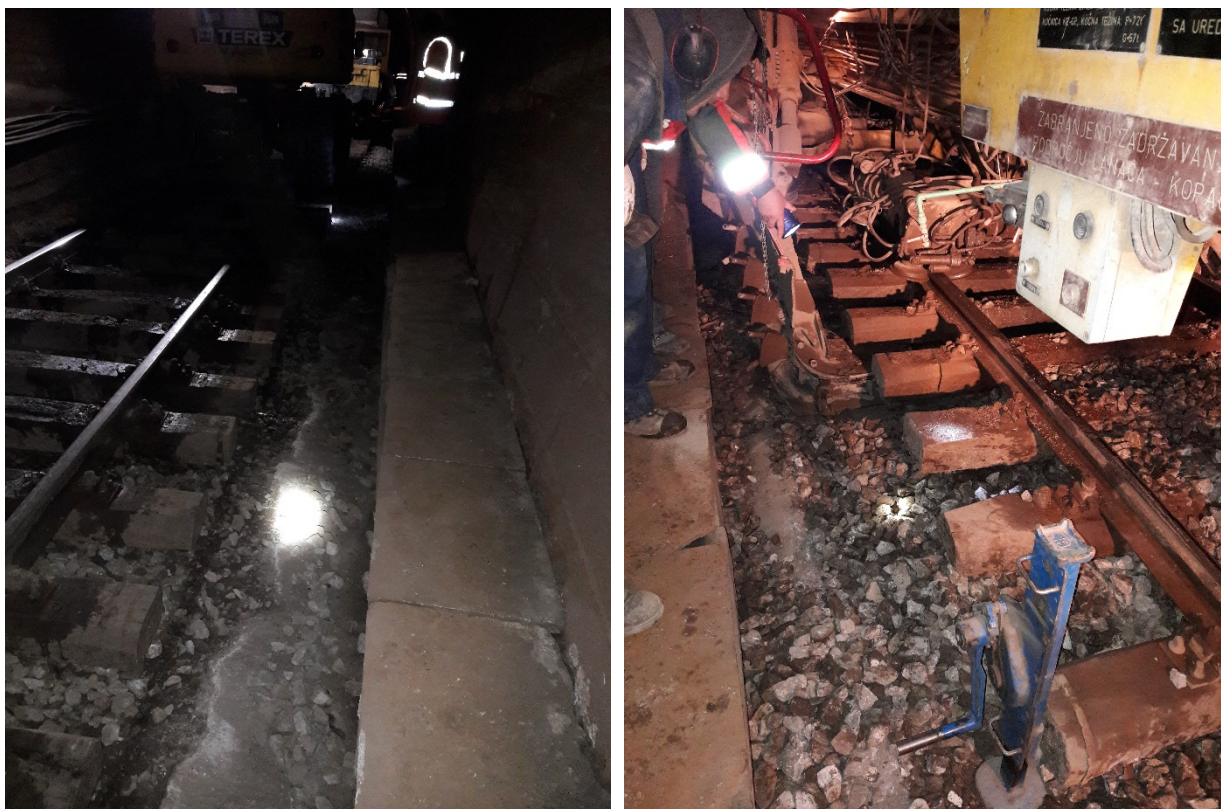


Fig. 6. Cracks in concrete invert slab

Contract for execution of the works defines rehabilitation of the subsoil in length of 18.46 m. However, the geotechnical study found that in the length of 190 m before the entrance in the tunnel, it is necessary to repair the subsoil. From engineering point of view, it was unacceptable to repair just 18.46 m of bad subsoil and not whole section in length of 190 m. Engineer requested the Client to approve the signing of the Annex of the Contract for rehabilitation works of the subsoil in the length of 190 m before the tunnel entrance. The description of these works is not the subject of this paper. Therefore, it is very important that the Client before tendering process and signing the Contract with Contractor, very carefully choose the chainage of the section that will be repaired in order to get a good product in the end.

The general problem on the project was a very short period for execution of the works, which is during night rail track closure in duration of 4 hours and 30 minutes. In this short period, it is necessary that mechanization reach the site, which usually takes 45-60 minutes, and for the remaining time the Contractor has to carry out planned works, which is very short period and additionally complicates the execution of works and increases the investment. Of course, considering the daily volume of transport of goods and passengers from Podgorica to Bar by railway, attitude of Railway Infrastructure of Montenegro to provide such a short rail track closure is understandable.

Considering the tunnel length of 6,170.60 m, a special challenge was the implementation of health and safety measures at the site. We are very happy that the performance of the works ends without serious injuries at work.

5. CONCLUSION

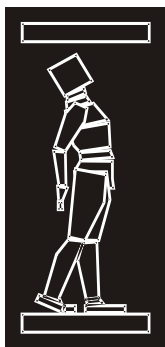
This project confirms that the dictum "A job well planned is a job half-finished" is true. With very good organization the Contractor shortened time necessary for execution of works from 12 to 8 months, which is a great success. Also, this project is a lesson to the Client that works that are going to be executed together with the scope should be carefully selected before tendering process. Before

starting with the investment, it is very important to realistically consider all the problems that exist at the section that is going to be reconstructed.

Also, this project is yet another proof that the problem does not exist, if all participants in building process: Contractor, Engineer, Client and End Recipient, want to solve the problem and have the same goal which is a successful completion of the project for. Of course, occurrence of problems is normal, but problems should be solved, not increased or created.

REFERENCES

- [1] Italferr S.p.a., Roma, Institut za istraživanja i projektovanje u privredi d.o.o. Budva, Institut za građevinarstvo d.o.o. Podgorica (2011). “Main design for railway line track for Section Virpazar-Sutomore (km 434+504,96 – km 446+418,44).”
- [2] Institut za građevinarstvo d.o.o. Podgorica (2015). “Annex of main design for rehabilitation of railway track Kolašin-Bar, Superstructure design of railway section Virpazar-Sutomore in tunnel Sozina, from km 439+032,00 to km 445+572,00.”



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Татјана КОСИЌ¹, Игор СВТЕЛ², Зоран ЦЕКИЌ³

КОМПЛЕКСНОСТ НА ЗАКРИВЕНИТЕ КОНСТРУКЦИИ ОД СТАКЛО

РЕЗИМЕ

И покрај растечките истражувањата на архитектонските конструкции со закривена форма и подобрените технолошка и практична имплементација на стаклото во изминатите години, сепак постои недостаток од сеопфатни кодови и стандарди, препораки и искусвени податоци кои потекнуваат од проектирањето, производството, употребата, однесувањето и економичноста на реални закривени конструкции од стакло. Целта на презентираниот истражување е собирање податоци за случаите на закривени стаклени конструкции и тоа врз база на постоечките филозофии за проектирање на истите. Истражувањето опфаќа преглед на тоа како архитектите и инженерите се справуваат со различните аспекти на проектирањето конструкции од стакло, со фокус на проектирањето, изведбениот процес, видот на стакло кое ќе се користи, конструктивниот како и системот на поврзување. Приложениот труд дава краток осврт на резултатите од извршениот преглед.

Клучни зборови: Закривено стакло, слобода од архитектурата, Експерти, Преглед

Tatjana KOSIĆ¹, Igor SVETEL², Mauro OVEREND³

COMPLEXITY OF CURVED GLASS STRUCTURES

SUMMARY

Despite the increasing research on architectural structures of curvilinear forms and technological and practical improvement of the glass production in the past years, there is still a lack of comprehensive codes and standards, recommendations and experience data linked to real-life curved glass structures applications regarding design, manufacture, use, performance and economy. The aim of the presented research is to collect data on the existing design philosophy on curved glass structure cases. The investigation includes a survey about how architects and engineers deal with different design aspects of curved glass structures with a special focus on design and construction process, glass types and structural and fixing systems. The current paper gives a brief overview about the findings of the survey.

Keywords: Curved glass, Free form architecture, Experts, Survey

1 Resear. Assoc. PhD, Innovation Centre, Faculty of Mechanical Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, tkosic@mas.bg.ac.rs

2 Resear. Assoc. PhD, Innovation Centre, Faculty of Mechanical Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, isvetel@mas.bg.ac.rs

3 Prof. PhD, Department of Engineering, University of Cambridge, UK, mo318@cam.ac.uk

1. INTRODUCTION

Increasing number of architectural structures of curvilinear forms set new requirements for application of curved and flat glass as an element of geometrically complex envelope of architectural structures. Recent technological and practical improvement of the glass production, specially curved glass, contributed to the increase in the number of projects with large areas of glass envelope geometrically complex forms. At first glance, the application of curved glass provides an exceptional freedom in the design of modern wavy shape, but set of constraints arises when it comes to the aspect of design, manufacture, use, performance and economy. Characteristics such as the radius of curvature, the minimum and maximum dimensions of the glass element, local regulations, available coatings, optical quality, and selection of the glass strength (glass types) significantly affect the final glass product.

In terms of the geometry of the glass envelope surface, today, there are no limitations in the process of their modeling. In fact, architectural practice continuously followed the development of the geometry, and many architectural trends were inspired by the latest developments in this field. Constructing increasingly complex curved shape is interpreted from the architecture aspect as an expression of freedom and dynamics of architectural expression and usually tied for the expression of modern tendencies in a given historical moment. The word “free form” says it is possible to create new forms, if the architects and designers are familiar with the geometry of basic geometrical forms, as well as with all elements of geometry.

Development of computer applications enabled easier generating of geometrically complex forms, However there are problems in the practical fabrication of the geometrically complex shapes, because unlike the abstract geometric forms, construction elements have physical characteristics that prevent the creation of any geometry. This is especially emphasized in the case of glass that is brittle and easily breakable material and therefore unable to produce in all shapes and sizes. In addition to the geometric aspects, the design and construction of curved surfaces, involves many aspects typical for the material itself, which is particularly related to the thermal properties, production techniques, glass-shaping and finishing, as well as the effect that glass as material enters into completed building.

How the geometry represents theoretical assumption and defines the process of design and manufacture regarding the maximum and minimum dimensions, forms and curvature, physical and mechanical properties, the typology of the glass panels has been proposed according to their geometry curvature type and generating mode of the surface, as shown in Fig. 1.

		Geometry of glass elements – panels								
		Reference models (surfaces)			Variants models (surfaces)					
Surface curvature	Developable surfaces	Flat <small>The GAUSS CURVE $K=0$</small>								
		Cylinder 01 <small>The GAUSS CURVE $K=0, H=0$</small>								
	Non-developable surfaces	Single curved <small>The GAUSS CURVE $K \neq 0$</small>								
		Double curved <small>The GAUSS CURVE $K > 0$</small>								
		Double curved <small>The GAUSS CURVE $K < 0$</small>								

Fig. 1. Typology of the glass elements according to geometry and type of curvature (Kosić 2016)

The reference models, as well as variant models (geometric type or position) of the glass panels have been proposed. Other possible alternatives of proposed models relate to different curvature radii.

The purpose of the current study was to collect data on the existing design philosophy of curved glass structure to define and map the complex process of design and construction of geometrically complex form of building envelope.

2. METHOD

In the current study, the survey that includes 12 interviews with professionals was carried out. Interviews were conducted in person and in own arrangement.

2.1. Survey questions

It was made a proper balance between the number and kind of questions (regarding the time required for answers) on one hand and the relevance and usefulness of the response on the other. This resulted in an eight question survey. The opening two questions inquiries about the general premises of the respondent with regard to different type of glass (in relation to their geometry) and curved glass structures. In the consecutive questions 3 through 5, the respondent is asked to list main considerations, challenges and opportunities for curved glass envelope engineering. Answers on questions 6 and 7 were supposed to show practical solutions of curved glass structures through the appropriate structural and glass fixing systems application. Finally, question eight gives comments on thermal performances of curved glass. Table 1 lists the survey questions.

1	What is your experience with the different type of glass (flat, single curved, double curved) and their characteristics (visual, physical, structural, manufacturing and economical)? Which do you find more challenging?
2	How has the design and construction process of curved glass structures in buildings evolved in recent years?
3	What are the main considerations when you design / specify a curved glass element?
4	How do these considerations differ from the design / specifications of a flat glass element?
5	What are the challenges and opportunities for curved glass envelope engineering?
6	Which structural systems are most appropriate / not appropriate (frames, simple trusses, mast trusses, strong-backs, glass fins, grid shells, tensegrity, cable trusses, cable nets, shell with cable) for curved glass panels and why?
7	Which glass fixing systems are most appropriate / not appropriate (framed systems - panel, veneer, unitized and frameless systems - point-fixed drilled and point-fixed clamped) for curved glass panels and why?
8	Do you consider the thermal performance when designing / specifying curve glass panels?

Table 1. Survey questions.

2.2. Distribution

The survey was distributed among architects, engineers and researchers known to have experience with the use of structural glass and glass facades, more specifically the members of several professional institutions, companies and glass manufacturers. They are:

- Foster + Partners, London.
- Glass Light and Special Structures, London.
- Eckersley O'Callaghan, London.
- Meinhardt Façade Technology, London.
- Malishev Wilson Engineers - Creative Engineering & Structural Glass Design, London.
- FH Joanneum University, Graz.
- Faculty of Architecture, University of Belgrade.
- Pavle Company, Belgrade.
- Concav Convex, Belgrade.

3. RESULTS OF SURVEY

As survey is conducted during the period of one month, 12 responses were collected in that time period.

3.1. Respondents

The respondents are active in various professions within the field of glass structures. In this survey, distinction is made between A) engineers at consulting offices, B) engineers involved in facade construction, C) researchers at university and D) engineer at glass processing firm (Table 2). The survey was held at an international level; exactly the respondents are active in three different countries, as shown in Table 3. Although project and engineering skills, as well as experience would inevitably vary between respondents, all responses were valued equally.

Respondent profession	no. resp.
A) Architects at consulting office	4
B) Engineers involved in facade construct.	4
C) Researchers at university	2
Total	12

Table 2. Respondent profession.

Country of practice	no. resp.
United Kingdom	8
Austria	1
Serbia	3
Total	12

Table 3. Respondent's country of practice.

3.2. Analysis of responses

Not all questions were answered by each respondent. Therefore, Table 4 lists the number of responses per question.

Question	1	2	3	4	5	6	7	8
no. of responses	9	9	9	8	7	8	8	10

Table 4. Number of responses per question.

3.2.1. Analysis of responses to Question 1. What is your experience with the different type of glass (flat, single curved, double curved) and their characteristics (visual, physical, structural, manufacturing and economical)? Which do you find more challenging?

Nine respondents answered this question, mostly in a qualitative way. The majority of respondents agreed that the application of curved glass presents a greater challenge. One respondent pointed out that the application of all types of glass represents an equal challenge. All respondents agreed that annealed glass presents more economical solution which does not have an optical distortion. However, this type of glass is sensitive to thermal shock and can lead to easy cracking. Besides, due to the way it breaks, creating large pieces of very sharp edges, this type of glass does not provide the necessary security. Heat strengthened glass tolerated higher loads, but it breaks similarly to annealed glass. Thermally toughened glass has a higher degree of resistance and it breaks as safety glass. The process of lamination of glass also provides a high degree of safety since the glass does not scatter during fracture. Some respondents identified the thermal process of curved glass shaping as a technique during which additional problems arise due to its exposure to higher temperatures leading to its expansion, and thus to the appearance of optical distortions and changes in dimensions and edges of glass. Only three respondents recognized that new technique of cold bending of glass does not lead to such problems, but in this way it is not possible to create all geometry of double curved glass. One respondent indicated that complex curved forms can be achieved also by application of flat glass, so that the design process represents compromise between the wishes of the architect and the possibilities provided by the application of a particular type of glass in relation to economic cost. Curved glass panels are difficult to produce to be identical and ideally processed, which is particularly expressed in relation to available different technologies of production. The common comment is that should take into account that the glass always break, but it should be considered how this will happen. Regarding structural characteristics, by application of curved

glass is possible to achieve more resistant structures, as all respondents agreed. Also, in the design stage, different ways of bearing glass panels have to be considered because hole drilling in the glass for point supported (bolted) structure contributes to additional concentrated stresses in glass creating opportunities for a break in the weakened areas. The general response is that there is still no systematized experience data for curved glass.

3.2.2. Analysis of responses to Question 2. How has the design and construction process of curved glass structures in buildings evolved in recent years?

This question was answered by nine respondents. In total, seven respondents particularly emphasized that development of technology have contributed to the larger dimensions of glass panels, smaller optical distortions and economically more favorable characteristics. Besides, the development of technology has led to the emergence of ultrathin and ultrarigid Gorilla glass (0.7 – 1.5 mm) which shows excellent visual characteristics and can be further processed by cold or thermal bending for building application. Unfortunately, the limitation for its application in architecture is still small dimensions of the glass panel (max. 1.5 – 2.0 m). Two respondents commented that there are fewer questions concerning the possibility of fabrication of certain dimensions of curved glass panels, but rather questions of the functional and economic justification of their application. All respondents agreed that as the application of curved glass structures increasing, especially in the last ten years, the directions of development are the reduction of the economic cost, the rescission of optical distortion on the curved glass and the achievement of larger dimensions. The general response is that the best solutions are still achieved through the cooperation of designers with facade consultants, facade constructors and glass manufacturers.

3.2.3. Analysis of responses to Question 3. What are the main considerations when you design / specify a curved glass element?

This question was answered by nine respondents. The answers were more diverging in nature than previous questions. According to respondents, the main considerations are: dimension of glass panel; structural system; stress value in the glass; techniques of shaping (bending); residual capacity after fracture; visual quality of glass; glass performances; solar factor; glass shading; glazing type (single, double and triple glazing – insulated glass unites panels); possibility of application of laminated glass, as well as determined colour, ceramic frit, coatings and interlayers; visual distortion; rationalization of geometry; reduction of economic costs; the possibility of panel replacing after glass fracture without endangering the stability of the entire structure. The general response is that all aspects of the application of the curved glass are equally important, and from engineer itself depends the order in which he approaches to consideration of the aspects.

3.2.4. Analysis of responses to Question 4. How do these considerations differ from the design / specifications of a flat glass element?

Eight respondents answered this question. The majority of the answers (7 of 8) claimed that the difference is primarily at an economic cost that is considerably higher for curved glass, while at the same time all technical characteristics and calculations are more complex. Some particularly complex characteristics of curved glass are emphasized by respondents as follows:

- Using better structural characteristics of curved glass as a challenge.
- Requirements for greater visual quality inevitably influence in increasing costs.
- Greater sensitivity of curved glass as a material.
- Greater stiffness of curved glass can contribute to reduction of glass thickness.
- Drilling the holes in curved glass for bolted assembly.
- Only a few types of low-emission coatings (mostly hard) are applicable on curved glass.
- When applying curved insulated glass unites (IGU) panels, it is necessary to take into account the existence of internal pressure, that is, the existence of a difference in climatic conditions in which the panel is manufactured and assembled in the factory from the climatic conditions that prevail at the site or place of assembly, and that can lead to breakage of glass elements.

3.2.5. Analysis of responses to Question 5. What are the challenges and opportunities for curved glass envelope engineering?

One respondent especially stated that the challenge could be, in addition to a little known technique of cold bending, a vision of use of traditional technique of glass blowing for shaping different forms from which the panels would be cut off. Nevertheless, the majority of the respondents (4 of 7) claimed that research on new materials is more challenging including new glass types (Dichroic glass) that improves design characteristics, as well as ultrathin Gorilla glass which possibility for free form application in architecture is in the research phase. Two respondents commented that improvements could be also achieved by the process of optimization of curved surface of glass structure which allows penalization by greater percentage of flat and single curved panels as opposed to a much smaller percentage of double curved panels or their avoidance. None of the respondents didn't take into consideration new developed 3D printing of glass which allows design and fabrication of geometrically complex and adaptable structures and which product - type of lens can reduce heat dispersion and thus reduce global warming on an urban scale (Klein et al. 2015). The general response is that each curved glass application represents a new challenge, given that the architects' requests are still out of technical conditions of building construction. Manufacturers put an effort to bring the production technique closer to the architects' requirements, as well as to educate architects about technical production possibilities.

3.2.6. Analysis of responses to Question 6. Which structural systems are most appropriate / not appropriate (frames, simple trusses, mast trusses, strong-backs, glass fins, grid shells, tensegrity, cable trusses, cable nets, shell with cable) for curved glass panels and why?

Eight respondents answered this question. According to the majority of interviewees (5 of 8), a significant feature of the application of curved glass is use of its geometric stiffness in order to achieve greater spans and to reduce the number of elements of supporting structure. However, according to one interviewee, complete glass structure which implies glass columns, beams and ribs or spatial structures of a large span can not be applied in the case of large curvature of glass surface. As well, the smallest limitations for curved glass application is set up by frame systems, while for application of cable nets it is necessary to predict the possibility and to determine the maximum deflection. Glass is a material that does not tolerate large deformations, as four respondents emphasized. More precisely, it has its structural performance and maximally allowed stress values in relation to different static influences. As the engineer usually determines a primary structure by guiding other requirements, on the parts of the building where glazing is provided, the structure is subsequently verified and possibly corrected, while inversely it is much rarer. General response is that considering a number of different constructive systems, according to which the structural glass facades are classified (Krstic-Furundzic et al. 2012), it could be concluded that there is no system that would be comprehensively the best for application on curved glass envelopes, yet all depends on the requirements and conditions of application.

3.2.7. Analysis of responses to Question 7. Which glass fixing systems are most appropriate / not appropriate (framed systems - panel, veneer, unitized and frameless systems - point-fixed drilled and point-fixed clamped) for curved glass panels and why?

This question was answered by eight respondents. According to most interviewees, the framed system still stands out as the most appropriate considering curved and freely shaped glass which, opposite to tendency to return into original form, remains attached along the edge on substructure. On the other hand, architect's requirements for increasing transparency of the envelope surface remain a particular challenge for facade contractors. All respondents agreed that in case of curved glass panels that are point fixed on the substructure, it is important to take into account the order of the activity: 1. hole drilling; 2. glass bending using one of the shaping techniques (hot and cold bending); 3. curved glass tempering - prestressing. According to some respondents (3 of 8), one of the options is a linearly or dotted glued glass on a substructure, especially placed on a frame in the factory and such mounted on a construction site. General response is that connections and fixing methods for the application of curved glass must be analysed and numerically verified, since the curved shape of glass panel contributes to the load distribution in different ways, acting as a glass shell.

3.2.8. Analysis of responses to Question 8. Do you consider the thermal performance when designing / specifying curve glass panels?

This question was answered by ten respondents. Thermal performances must be analysed in order to avoid thermal shock effect in the glass (Wang et al. 2013), wherefore they are always considered, even in the case of curved glass. However, as four interviewees emphasized, it is possible to apply only a small number of low-emission coatings in thermal bending and therefore the possibility to achieve a good solar factor (g-value) is to be considered. Almost all the respondents agreed that thermal performance is taken into account without possibility of obtaining the correct results. The general response is that is necessary to explore the methods for a precise calculation of thermal characteristics of curved glass, respectively to create a mathematical model of heat transfer in a curved insulated glass panels that would give a link between geometry, type of insulated glass panels and thermal characteristics in order to evaluate the energy efficiency of buildings with geometrically complex glass envelope.

4. CONCLUSION

The analysis of collected data during survey clearly showed that there is a need for more research, comprehensive design aids and recommendation for engineering of curved glass structures. During the interviews, different data and answers were obtained indicating that it was not possible to get determined elements and their order in the process of design and construction, but the process especially adapts to each project. Taking into account the need to clarify all mutual influences and dependences of the process elements, the mapping of the process of design and construction of geometrically complex form of glass building envelopes have seen as a necessary. From that reason, the survey enabled development and verification of the process map which represents help and support for further research of curved glass applications in the materialization of building envelope. As well, the process map would be especially useful for understanding the role of different actors and their responsibilities, as well identification of different activities and requirements during the process of design and construction.

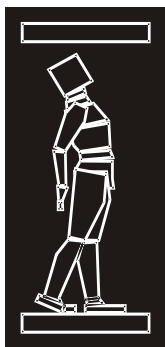
Finally it should be claimed that curved glass is a material that implies many complex considerations in the early stages of the design process involving glass surfaces concept, geometry, aesthetics, structural and thermal characteristics, selection of geometry of glass elements and glass-shaping (bending) techniques, as well as the compatibility of all the treatments with the bending process. The reasons of selection of particular type of glass geometry and construction methods should always be analysed, discussed and well understood in order to maximize the utilization of potentials of curved glass application and to provide safe and well geometrically complex forms of glass structure.

ACKNOWLEDGMENTS

The part of present study has been developed during the research period at the Glass and Façade Technology Research Group (gFT) based at the University of Cambridge (Supervisor: Prof. Dr. M. Overend, with whom the survey questions have been drawn up) and during PhD research on application of glass in materialization of geometrically complex form of building envelopes carried out by the first author at the University of Belgrade (Supervisors: Prof. Aleksandra Krstić-Furundžić, Prof. Ana Radivojević, Prof. Milena Stavrić).

REFERENCES

- [1] Kosić, T. (2016). Application of glass in materialization of geometrically complex forms of architectural building envelopes, Doctoral dissertation, Faculty of Architecture, University of Belgrade, Serbia
- [2] Klein, J., Stern, M., Franchin, G., Kayser, M., Inamura, C., Dave, S., Weaver, J. C., Houk, P., Colombo, P., Yang, M., Oxman, N. (2015). "Additive Manufacturing of Optically Transparent Glass." *3D Printing and Additive Manufacturing*, 2(3), 92-105
- [3] Krstic-Furundzic, A., Kopic, T., Terzovic, J. (2012), "Architectural Aspect of Structural Design of Glass facades/Glass Skin Applications.", 3d International Conference on Architectural and Structural Application of Glass - Challenging Glass 3, Delft, Netherlands, 891-900
- [4] Wang, Q., Chen, H., Wang, Y., Sun, J. (2013). "Thermal Shock Effect on the Glass Thermal Stress Response and Crack Propagation." *Procedia Engineering*, 62, 717-724



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 11

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Огнен МАРИНА¹, Ана ИВАНОВСКА-ДЕСКОВСКА², Бојан КАРАНАКОВ³, Јован ИВАНОВСКИ⁴, Маријана ЛАЗАРЕВСКА⁵, Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА⁶

КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО КАКО ПОТТИК ЗА ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ ПРОЕКТ “ROCK”

РЕЗИМЕ

Целта на проектот ROCK е развој на иновативен и циркуларен системски пристап за обновување и прилагодливо користење на историските градски центри. Со успешно превземање на иницијатива за обновување на наследството, ќе се направи проверка на можноста за реплицирање на просторниот пристап и на успешните модели кои се однесуваат на специфичните потреби на историските градски центри. ROCK треба да ги пренесе нацртите од Примерите на Копиите, преку усвојување на дисциплинарен менторски процес и дефинирање на заеднички протокол со имплементирање на соодветни директиви.

Во овој труд се прикажани основните информации за проектот ROCK, како и дел од работните планови и очекуваните цели.

Клучни зборови: одржливост; креативни и паметни градови; културно наследство; ко-проектирање..

Ognen MARINA¹, Ana IVANOVSKA-DESKOVA², Bojan KARANAKOV³, Jovan IVANOVSKI⁴, Marijana LAZAREVSKA⁵, Ana TROMBEVA-GAVRILOSKA⁶

CULTURAL HERITAGE AS A DRIVER FOR SUSTAINABLE GROWTH – PROJECT “ROCK”

SUMMARY

ROCK aims to develop an innovative, collaborative and circular systemic approach for regeneration and adaptive reuse of historic city centers. Implementing a repertoire of successful heritage-led regeneration initiatives, it will test the replicability of the spatial approach and of successful models addressing the specific needs of historic city centres. ROCK will transfer the Role Models blueprint to the Replicators, adopting a cross-disciplinary mentoring process and defining common protocols and implementation guidelines.

General information regarding the ROCK work plans and some of the expected added values and goals are presented in this paper.

Keywords: Sustainability; creative and knowledge cities; cultural heritage; co-design.

^{1,6} Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, ognenmarina@gmail.com, agavriloska@arh.ukim.edu.mk

^{2,3,4} Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, ana_ivanovska@yahoo.com, bojankara@gmail.com, jovanivanovski@gmail.com

⁵ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The meaning of ‘Cultural Heritage’ in Republic of Macedonia has been defined on national level with the Law for Protection of Cultural Heritage (from 2004, changed on several occasions in the period from 2007-2017). According to this law, Cultural Heritage are material (tangible) and immaterial (intangible) goods, that are witnessing the human deeds of the past and the present. Because of their different values (archaeological, historical, artistic, architectural, urban, cultural, scientific etc.) they carry certain cultural and historical meaning.

Within the law, the Cultural Heritage is divided in three categories: movable cultural heritage (archaeological objects, ethnological objects, historical objects, artistic objects, archival material, library material etc.), immovable cultural heritage (monuments, sites etc.) and intangible cultural heritage (language oral tradition, rituals, folklore etc.)

The City of Skopje in its strategies and projects for protection of the nature and the living environment, studies for valorization of the protected natural sites etc., takes into consideration the CH buildings, archaeological sites etc. The planned activities for protection of natural sites are always trying not only to retain and preserve the integrity of the CH within, but also to enhance their values and include them in the tourist offers. Such is the case with the sites surrounding Skopje – Matka, Vodno, Gazi Baba etc. (for example, while working on certain areas on the Vodno hill, a project was developed for protection of the Roman archaeological site ‘Markov grad’).

In the projects within the city, in the planning of the green corridors that are supposed to allow flows of fresh air in the city, the cultural monuments are taken into consideration. Such is the example with the aqueduct in the outskirts of Skopje, project developed together with the Belgian Government and the Ministry of Culture. Within the activities for the public green spaces, special attention was dedicated to the mediaeval fortress Kale.

In general, the Cultural Heritage in the Republic of Macedonia is under the Government of the Republic of Macedonia – the Ministry of Culture. The main administrative body is the Cultural Heritage Protection Office (constituted in 2004). Other institution for protection of cultural heritage are the National Conservation Center, the National Council for Protection of Cultural Heritage as well as the National Institution – Conservation Center Skopje, in charge for all the municipalities within the city of Skopje.

2. OVERVIEW OF PROJECT ROCK

ROCK focuses on historic city centers as extraordinary laboratories to demonstrate how Cultural Heritage [CH] can be a unique and powerful engine of regeneration, sustainable development and economic growth for the whole city.

The ROCK approach to cultural heritage works on integrating two main interlinked concepts, the *creative city*, that has recognized creativity as a strategic factor for sustainable development as regards to economic, social, cultural and environmental aspects (as defined by UNESCO), and the *knowledge city*, which is characterized by a knowledge-based economy using knowledge as the prominent landmark and driver for socio-economic and technological dynamics.

ROCK aims to develop an innovative, collaborative and systemic approach to promote the effective regeneration and adaptive reuse in historic city centers by implementing a repertoire of successful heritage-led regeneration initiatives related to 7 Role Model selected cities: Athens, Cluj-Napoca, Eindhoven, Liverpool, Lyon, Turin and Vilnius. The replicability and effectiveness of the approach and of the related models in addressing the specific needs of historic city centres and in integrating site management plans with associated financing mechanisms will be tested in 3 replicator cities: Bologna, Lisbon and Skopje. The 3 Replicator Cities have selected large demonstration historic city areas that share common problems: environmental and social decay, rapid demographic change, nointegrated immigration, depopulation, micro-crimes.

In synergy with Culture for Cities and Regions H2020 project, ROCK will create collaborative protocols between Role Models and Replicators by sharing and mentoring process to investigate the

interdependence of urban design, public health, built and natural environment, cultural heritage, education, social aspects and economic development.

ROCK will transfer the Role Models blueprint to the Replicators, adopting a cross-disciplinary mentoring process and defining common protocols and implementation guidelines. ROCK will deliver new ways to access and experience Cultural Heritage [CH] ensuring environmental sound solutions, city branding, bottom-up participation via living labs, while increasing livability and safety in the involved areas. ICT sensors and tools will support the concrete application of the ROCK principles and the interoperable platform will enable new ways to collect and exchange data to facilitate networking and synergies.

ROCK has been divided into 8 work packages: WP1: Mapping and mentoring, WP2: Rock Circular Urban System, WP3: ROCK Communities of Practice, WP4: Monitoring process and Evaluation, WP5: Dissemination and Communication, WP6: Exploitation and Upscaling, WP7: Management and Coordination and WP8: Ethics requirements.

3. MAIN OBJECTIVES OF ROCK

In order to go far beyond simple conservation, restoration, physical rehabilitation of urban fabric, the general objective of ROCK is to support the transformation of the historic city Centre into a Creative and Sustainable District (characterized by clustered economies, lively creative industries or segments, adequate financial wealth and presence of markets sensitive to new artistic expressions, cultural institutions active in the promotion of new cultural events). Adopting a multi-level collaborative and systemic approach that boost the exploitation of cultural heritage as a powerful environmental catalyst for regeneration, sustainable development, and economic growth, ROCK will produce outputs related to three main domain of innovation: organizational innovation, technological innovation, social innovation.

ROCK specific objectives are:

- Enhancement of Cooperation and networking capacities of all organizations partner; Policy recommendations for tapping into the full potential of cultural heritage.
- Adoption of regeneration measures including new technologies, processes, new services and products to create new ways of map/access/appropriation to/of CH avoiding socio-environmental decay and improve safety perception.
- Effective and unconventional financial strategies with new partnership forms.
- Inclusive, Circular Heritage Chain to connect actors and activities involved.
- Effective monitoring and evaluation framework.
- Green niches innovation in heritage-led regeneration and climate change mitigation, favoring employment opportunities and local growth.

4. CONCEPT AND METODOLOGY OF ROCK

4.1 Concept

ROCK is based on the development of a shared multi-cultural, multi-heritage and multi-stakeholders city vision, which integrates heritage-led regeneration, sustainable economic development, city promotion, and knowledge sharing. All the involved cities are characterized by their high Cultural Heritage (CH) value: the Role Model cities have already experienced a transformation from Heritage cities to Creative and Knowledge-based cities, while the Replicators are currently initiating the process, developing transformation programmes, finance and engaging key-players.

Adaptive reuse aims to preserve the values of CH answering to contemporary dynamics: understanding the potentialities hidden in each monument, it will be possible to maximize CH exploitation while improving preservation in the long term perspective. The work on the historic buildings will be part of a process that will start from qualitative and quantitative assessments, taking into account the degree of

protection (protection criteria), the architectural qualities (such as the presence of significant spaces, the presence of iconic and ceremonial rooms, presence of courts) and artistic qualities (presence of important artworks), the potential of the listed characteristics and its position in relation to the core areas. This analysis will establish conservation priorities and it will identify which are the limits of transformation, always according to the previous principles and regulations.

ROCK will turn the process into action and support the transformation of the historic city center into a clustered system, the Creative and Sustainable District. The ROCK approach is based on a circular urban model in which CH already in use for specific activities, hides other unused potentialities if framed in a less specialized idea of culture, intended as a value-sharing process that must steer city changes both in terms of physical environment and of mindset. In other words, ROCK approach assumes the historic city and in particular the underused hotspots as resources to be re-introduced into a continuous positive development cycle that preserves natural capital, optimizes resource yields, reduces system risks and regenerates existing resources. Yet creating a circular urban model implies connecting “systems” that were initially separated through not only technical but also organizational and institutional solutions and changes (“multiple innovation processes”), to be adopted and adapted. The difficulty is therefore to determine how multiple socio-technical systems can interact and evolve together, how their institutions should be adapted, and how such processes should be coordinated and if possible facilitated.

To implemented such process ROCK conceptualizes an innovative circular urban system model – the ROCK Circle – composed of both social and technical elements, using new technologies (or existing ones differently), including stakeholder knowledge, modifying materials flow, changing organizational practices and adapting institutions, to facilitate organizational, technological and social innovation and accelerate transition towards sustainable city growth. The transfer of a circular economy model to the urban historic environment, starts considering CH as a product to which the same principles of saving and reuse can be applied. Assuming historical centers CH transformation, adaptation and reuse into Creative and Sustainable Districts, as a key driver at its core, “ROCK circle” connects and moves sub-systems of actors, processes and technologies in several ambits (Fig. 1).

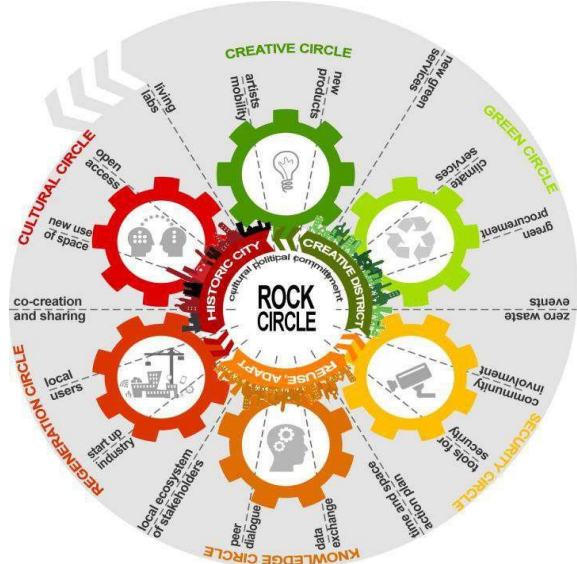


Fig. 1. Rock conceptual framework

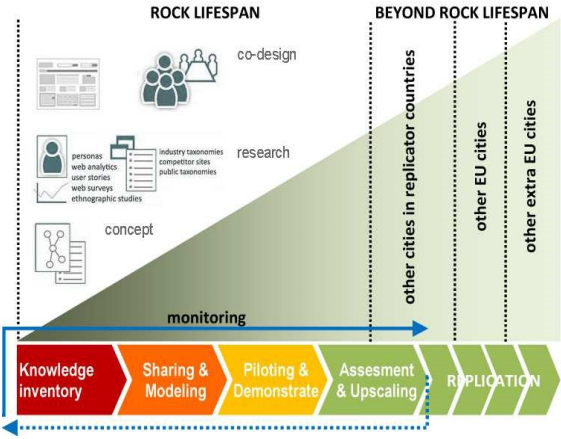


Fig. 2. ROCK process during its implementation

Thus CH becomes a “living engine”: new knowledge pathways are created to 'rethink' the ways historic cities' economy works (being made and re-made) including reducing carbon footprint and unsustainable trends in fields such as mobility, shelter, education, health, food and entertainment, while providing innovative solutions to manage climate change impacts, land use, water and air pollution - while regenerative actions are implemented to re-design the built environment and increase the usability and sustainability of CH spaces, encouraging virtuous flows within the system and creating the conditions to ensure safer, healthier and more suitable places for the communities to live and work.

Cultural Heritage at its highest utility and value, is maintained and reinforced, and progressively enhanced with the addition of new components that develop on the old ones, while attracting new resources and partnerships. The heritage-led regeneration models (assumed by Role Model cities) united to the circular urban system provide lastly important insight on the behavior of cities for the purpose of advancing effective proposals for a more human and ecologically responsible future as stated in Faro Convention (heritage communities), with the aim of increasing ownership in the process of heritage adaptive reuse and promotion with an inclusive approach for the well-being of all communities.

4.2 Project strategy

Given ROCK Circle architecture, the strategy is based on 4 core complementary phases: 1) **Knowledge Inventory**, aimed at providing a coherent and comprehensive framework of the Role Model Cities' successful experiences in heritage-led regeneration; 2) **Sharing & Modeling**, aimed at creating a linkage between the Role Models and the Replicators by assuming the lesson learned and the mentoring process as a tool to achieve a systematic set of strategies organized in a model to be implemented in the Replicator Cities; 3) **Piloting & Demonstration**, once the scenario modelling is set the Replicator Cities will implement the piloting process in the demo-sites with the aim to achieve a large transformation impacting on cross-sectorial fields; 4) **Assessment & Upscaling**, aims to monitor and measure the progress of the whole process and to give corrective inputs to maximize the replicability potential after the end of the process. These phases follow a looped structure (Fig. 2) that starting from the ROCK vision, aggregates an ecosystem of stakeholders that enable multi-level regeneration models aimed at maximizing the impacts in each Replicator City. The monitoring feedback loop will result in an iterative stream addressed to enlarge and maximize the upscale and exploitation potential of the project. In this general framework, each Replicator city defines its own regeneration thematic set, according to the blueprint based on the Role Model cities. Innovation processes are shared between cities and mainstreamed for learning and exploitation from new adopters of the concept of circular urban systems. Furthermore, ROCK will ensure long-term political commitment of actors and cities involved to the projects' goals and achievements, by signing appropriate Collaborative Agreements (i.e. the memorandum of understanding already signed between the University and the Municipality of Bologna).

4.3 Interdisciplinary consideration

ROCK consortium aggregates a large number of partners coming from different sectors and backgrounds with the aim to create interdisciplinary working team to couple the research and innovation side with the efforts of the institutional and political side to overcome the existing barriers and silos thinking approach in order to promote CH as a driver for city regeneration. These synergies will facilitate and favorite the adoption of organizational and institutional solution and changes as well as the innovation uptake on the business and industrial side. As suggested by figure 1 ROCK circle matches spatial approach (architecture and urban planning), ethnographic approach (social and anthropologic studies), financial assets (economy and politics), conservation strategies (history and restoration), environmental and technological issues (environmental science, ICT).

4.4 Positioning of the project in the spectrum from “idea to application”

ROCK aims to transfer good practices and related technologies, validated or demonstrated in relevant environments, across European cities. The project will carry out a demonstration in operational environments and a complete, qualified system for enhancing cultural heritage experiences. This approach takes existing results from the lab to the market transferring some of already working solutions (with TRL ranging from 4 to 8) with the purpose to reduce costs and speed up the process of urban regeneration. **ROCK Tools for Heritage-led regeneration, tested during the demo activities in Replicators** (see Table 1), will facilitate the development of core activities with different purposes: networking & mentoring, CCI support, safety, environmental control monitoring.

Tool name	Partner name
T1-ROCK WEB PLATFORM (networking & mentoring)	CORVALLIS
T2-CULTURAL HERITAGE EXPERIENCES (cultural & creative products)	VWG
T3-INTEGRATED CH ANALYTICS (culture heritage & people perception)	VGTU
T4-CREATIVE IG TOOLS (cultural & creative products)	JB
T5-LBA Sense - LARGE CROWD MONITORING TOOL (safety)	DFRC
T6-OUTDOOR MULTI-PARAMETER TOOL (environment & climate)	ACCIONA
T7-OUTDOOR THERMAL COMFORT (environment & climate)	UNIBO
T8-INDOOR MICROCLIMATE MONITORING (environment & conservation)	UNIBO
T9-THE CULTURE OF LIGHT (environment & conservation)	VBZ
T10-PEOPLE FLOW ANALYTICS (environment & mobility)	TU/e

Table 1. ROCK tools (technologies and solutions)

4.5 Methodology

The ROCK multi-level methodology for circular urban heritage-led regeneration will be an iterative process based on 4 core phases [PH] overlapping the different tasks developed in the work packages (WPn): PH1. Knowledge Inventory (WP1); PH2. Sharing & Modelling (WP1, WP2, WP3); PH3. Piloting & Demonstration (WP2, WP3); PH4. Assessment & Upscaling (WP4, WP5, WP6) which are described in the following paragraphs.

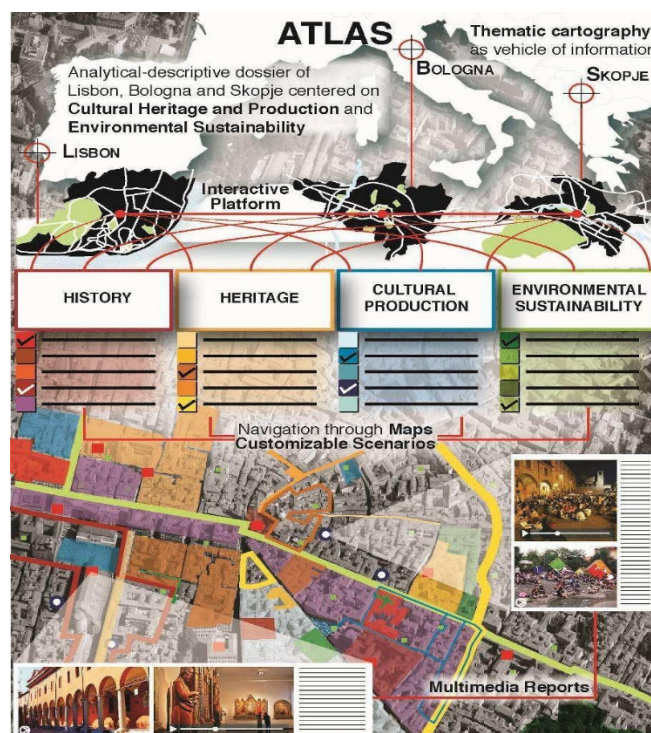


Fig. 3. Example of Atlas layout

PH1. Knowledge Inventory: based on Role Model cities' successful experiences and data set collection (including involved stakeholders, impacts at different scales, benefits for urban communities in terms of infrastructures, services, growth opportunities, management of time and costs, compliance with EU framework) and on internationally recognized case-studies, the **Open Knowledge portfolio** is aimed to

repertoire and transfer successful heritage-led regeneration approaches, classified on the basis of their results (effective financial schemes, gap closures, overcoming of shortfalls in policy, legal procedures and management structures), to Replicator cities.

During the interim call preparation phase Role Model cities have selected their most successful actions as Models (from M1 to M9). Replicator cities will contribute to the Knowledge Inventory by creating 3 specific Atlases of their historic city contexts (Fig. 3), to describe in particular the demo-sites according to 4 main themes: 1) evolution of cultural heritage and production; 2) historical and cultural heritage presence; 3) social phenomena and cultural production; 4) environmental sustainability. Both the Open Knowledge portfolio and the Atlases will feed the ROCK Interoperable Platform (Rock IP).

PH2. Sharing & Modeling: a Role Model palette (Fig. 4) is created on the basis of the set of successful strategies and solutions Replicator Cities have chosen during the call preparation phase by combining the Models (from M1 to M9).

In order to make the Models replicable, the Role Model Cities will share lesson learned in their local experiences with the Replicators, through a mentoring process (WP1) to help them benefit from practical knowledge in terms of policy-making and project implementation. To enhance knowledge exchange between cities dealing with similar challenges, ROCK will set up two types of practice-oriented peer-to-peer learning activities: mentoring visits and work-shadowing. The project, developed following the main principles of 2013 Faro Convention (signed by all Countries the three Replicator belong) will be enriched by the different profile of Replicator Cities (1 Capital city, 1 University city, 1 post-conflict city). Supported by Role Models mentoring, Lisbon, Bologna and Skopje intend to become indeed national and international examples of civic initiatives, by unpacking the convention into challenging tangible actions.

The sharing process will confirm or eventually refine the Role Model palette, by combining the Models with the Knowledge Inventory, and mix-matching and blueprinting the most promising strategies, following the WP1 Roadmap, to achieve broad transformation scenarios in the demonstration sites, leading to the modeling phase. In this phase each Model will be tested for replication by at least two Replicator cities, to identify common drivers and issues preparatory to the definition of detailed set of actions to overcome local challenges and barriers. The final model will be then developed through the multilevel methodology for circular urban heritage-led regeneration based on a spatial approach to be tested in the Replicator cities.

Combining interdisciplinary expertise (historic analysis, restoration, innovative and sustainable technologies, service design, sociology) with the evaluation of original situation of CH surroundings and the results of regeneration plans made up according to the different generated scenarios during the sharing phase, the spatial planning model will result in a mix of initiatives and physical episodes, and related “time-design”. Each initiative should be seen as a “green niche”, an incubation space for radical innovation, a way to deliver a sustainability-led cultural district into the historic city and expand niches from district level to a broader scale. The goal of the modeling phase is to create effective spatial planning models (Circular Urban System Model) and regeneration scenarios (WP2) to facilitate decision making in the identification of solutions for renovation plans of CH surroundings.

During the modeling phase ROCK will identify and analyze issues related to socio-economic and local identity linked to these culture-led regeneration practices and try to observe how all these issues affect sustainable development.

The spatial approach will be completed by the use of collaborative methods, to engage local communities in identifying assets and include their visions, knowledge and ideas into the regeneration scenarios, and by specific urban revitalization approaches through art and culture, as well as by precise analysis of the appropriate financial mechanisms.

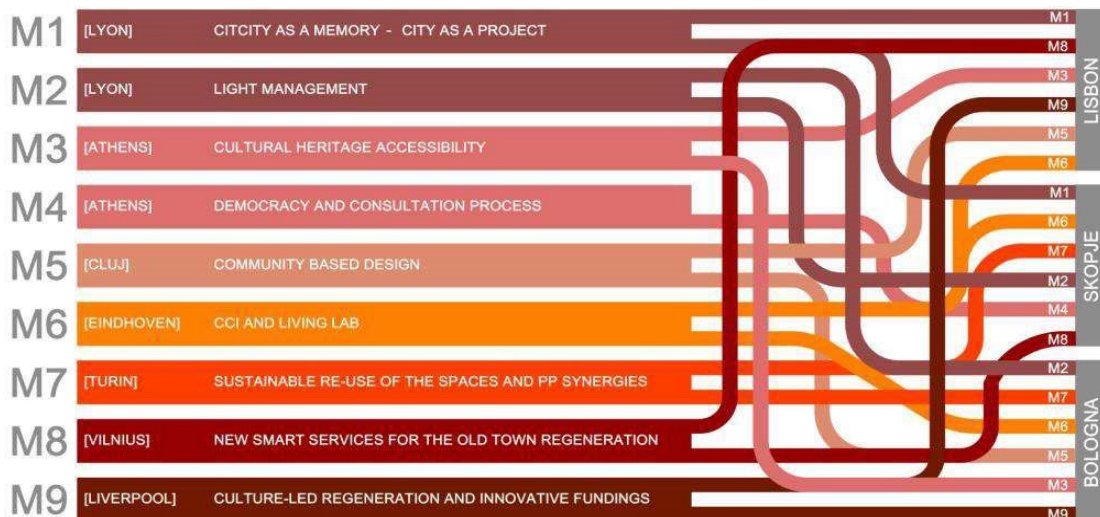


Fig. 4. Role Model Palette shows models stream to Replicators in ROCK vision

PH3. Piloting & Demonstration: the transformation of the Replicator areas into sustainable cultural districts will be based on horizontal integration, a mix of top-down planned elements and emergent, self-organized activities coalescing into a shared model of local development (beyond the visitor economy, connecting CH to other emerging industries related to the digital economy, low-carbon prospects, creative economy), resulting in **Integrated Management Plans (IMP)** balancing preservation of the historic environment with adaptive reuse and regeneration strategies.

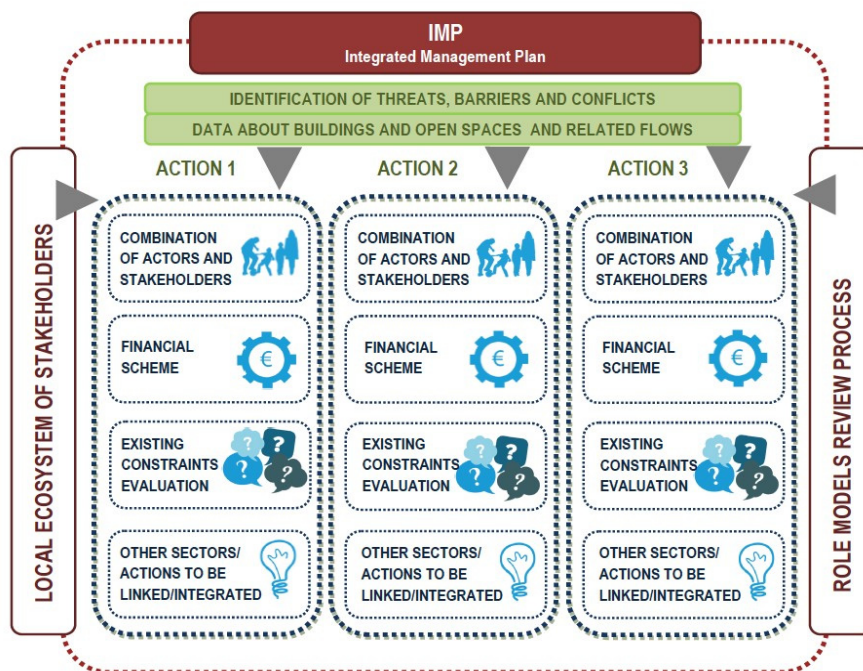


Fig. 5. ROCK Integrated Management Plans diagram

The Integrated Management Plans (Fig. 5) drafting will start with the identification of threats, barriers (regulatory, organizational, economic, social and physical) and conflicts, the coordination of demands and the cross-sectorial coordination of policies, plans and procedures for historical sites implementation. By matching "bottom-up" sustainable initiatives to improve awareness and stakeholders' engagement (niche-experiments, e.g. University students' Green Office <http://rootability.com>, entrepreneurial hub, temporary transformation of public spaces, etc.), with topdown transformation of the historic city (new cultural routes, accessibility measures and interventions, open-air urban activators, CH hotspots), ROCK will achieve heritage-led regeneration using CH key elements (buildings, monuments, open spaces,

streets, cultural spaces) as pillars to shape the process' backbone and drivers for regenerating permanently specific sites. CH sites will become also the scene for dynamic re-arrangement of temporary elements and enable flexible use for cultural initiatives and flagship events.

PH4. Assessment & Upscaling - Through the monitoring activities results and the impact measurement (WP4) it will be possible to measure the results of the implementation, with the aim to develop corrective actions, improve the process and identify further actions, and to investigate the level of sustainability (environmental, social and economic) achieved during the demonstration actions, through the application of ROCK circular urban model. All the feedback gathered in the different phases of process will be used to adjust the methodology where needed, allowing both a continuous improvement and a flexible replication. At the same time, this let Replicators cities and Role Models cities to validate the methodology during its development. This last phase will help the relationship between conservation of historic buildings and regeneration of historic cities. The results will give an understanding of the scenario in European historic areas to assess whether ROCK outcomes have improved the area and helped in revitalizing the local economy (WP6), and provide a baseline to demonstrate that adaptive reuse of cultural heritage can lead to regeneration of the whole urban area. The upscaling process will pursue spatial justice, fostering the relationship between social and spatial dimensions in regeneration processes, as a way to mitigate unjust impacts on EU cultural geographies. ROCK will contribute to replication and upscaling beyond the project partnership, by employing the working group in the Culture Forum of EURO CITIES, to establish, facilitate and maintain privileged contacts between Role Models and Replicators, to engage new cities in the market uptake initiatives linked to CH and in the dissemination activities. Learning from the project experiences, ROCK will draw opportunities for replication in Replicators' territory (pursuing opportunities linked with RIS) through dissemination events, innovative training and the interoperable platform (ROCK IP). The established international network will spread the results about the impact of the implemented measures, the economic assessment of heritage-led regeneration actions and the replication assessment, exploiting the best results obtained in the different contexts of the cities involved in the consortium with the aim to enlarge the replication at EU and Extra EU level.

5. SKOPJE ROCK ACTIONS

Skopje, for the ROCK project, has chosen a wider historical area/territory, covering several urban parts: the Skopje Old Bazaar, the Mediaeval Fortress "Kale", the open air green market, and several important buildings/architectural and urban compounds from Skopje's recent modernist legacy: the Museum of Contemporary Art, the Museum of Macedonia, the Macedonian Opera and Ballet, the University Campus etc. This rich and layered environment containing numerous cultural and religious institutions, the vibrant tissue of the bazaar, positioned in the very city center has never been previously seen as an integral cultural territory but as separate points or areas of interest.

The ROCK activities in Skopje that focus on this territory of interest are mainly divided in four different yet interconnected working groups, each covering different topic of interest:

- WG1: Skopje Cultural Archipelago (SCA)
- WG2: Art Fortress (AF)
- WG3: Common Sensing (CS)
- WG4: Skopje Urban Living Lab (SKULL)

The area involved in the project interests a high significance protected site of cultural heritage including the city fortress, the Old Bazaar, many buildings and monuments, a vibrant open air green market, a residential area, a commercial space, a cultural center, the faculties of the four Universities and a complex of museums in the former Jewish neighborhood of Skopje. The City saw a remarkable urban change in the last sixty years that created a unique collage of urban fragments from different periods reflecting the multicultural social fabric of the local community.

The area in focus of ROCK project is spread at 570.000 m² (140,4 Acres) constituted by protected area of cultural heritage of high significance, including city fortress, Old Bazaar and many buildings and

monuments of culture in the protected area, vibrant open air green market, residential area, commercial area, cultural center, faculties of the four Universities and complex of museums at the former Jewish neighborhood in Skopje. The area of interest is mainly populated with the institutions of culture and education, small and big commercial enterprises, leisure industry and small number of permanent residents (approx. 5.000 residents). There is big flux of daily visitors and tourist. There has been a constant rise of the number of tourist visiting Skopje (from 140.000 in 2011 to 220.000 in 2015) with Historic area of Skopje being the main area of interest of visitors.

ROCK vision is developed transforming the historic area with the medieval fortress into a knowledge, culture and technology driven hub. The aims are to promote creative and ICT-supported spatial practices in public spaces by bringing different stakeholders together in creative collaborative living labs, and develop innovative working and business models based on collaborative and sustainable economy.

5.1 ROCK action: “Skopje cultural archipelago”

ROCK models: M1-LYON [city as a memory – city as a project] + M2-LYON [light management] + M4-ATHENS [democracy and consultation process] + M8-VILNIUS [new smart services for the old town regeneration]

ROCK tools: T2-cultural heritage experiences; T3- integrated CH analytics; T5-large crowd monitoring tool; T6ROCK tools outdoor multi-parameter tool; T7-outdoor thermal comfort; T9-the culture of light

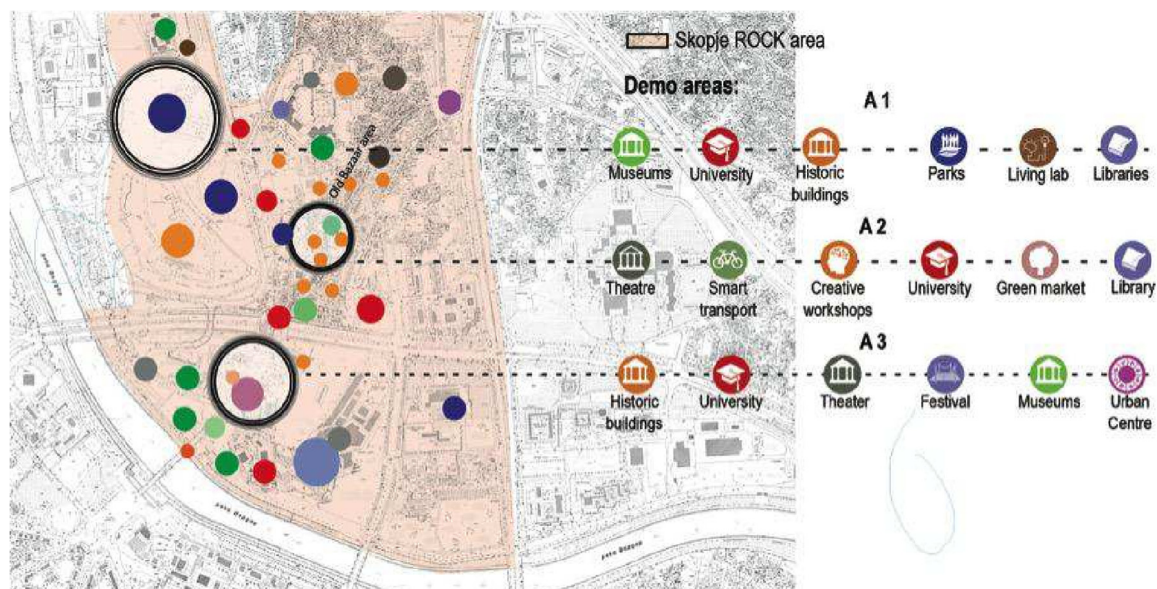


Fig. 6. Skopje cultural archipelago – urban activators

Skopje cultural archipelago (Fig. 6) is an overarching concept that integrates projects for collection and re-use of knowledge of cultural and historic heritage to promote the knowledge and creative city through **Virtual Guide** (Fig. 7) of the historic layers, the light and sounds of the Old Bazaar collected through a system of sensors and digital tools, the **Skopje Jewish quarter** (Fig. 8) a virtual model of the neighborhood and its inhabitants embedded as a web platform and mobile phone VR application to explore the life and the personal narratives within the neighborhood in the past centuries. With making visual representations of historical layers through the easily accessible medium will increase knowledge of historical artefacts and become available to all stakeholders - closer scientific and expert public to the broadest audience. Expected results are: a) creation of an integrated picture of the most significant historical layers as a contribution to the scientific study of the development of the City of Skopje intended for experts; b) spread knowledge about the cultural heritage easily available through appropriate media intended for the general public; c) identify and mark potential cultural and historic points in the tissues of the old city that still could become centripetal cores of creative processes.

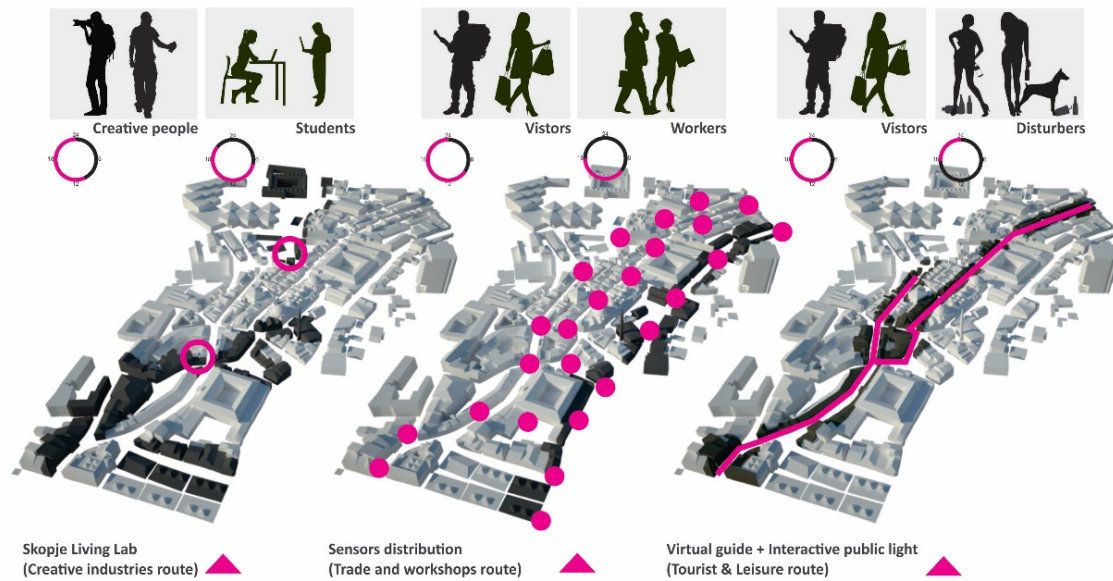


Fig. 7. Skopje cultural archipelago – virtual guide

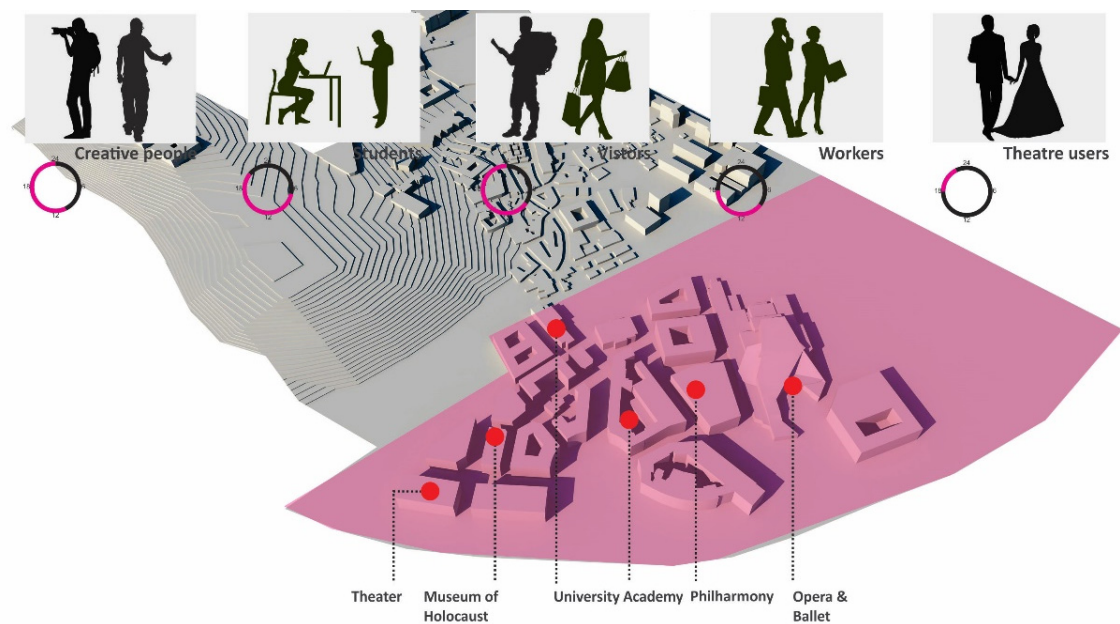


Fig. 8. Skopje cultural archipelago – Jewish quarter

5.2 ROCK action: “Art Fortress”

ROCK models: M1-LYON [city as a memory – city as a project] + M6-EINDHOVEN [CCI and living lab] + M7-TURIN ROCK models [sustainable re-use of the spaces and pp synergies]

ROCK tools: T3- integrated CH analytics; T5-large crowd monitoring tool; T6-outdoor multi-parameter tool; T10-ROCK tools people flow analytics

Art Fortress (Fig. 9) is a project for extension of the innovative art practices in the spatial realm between the Museum of Contemporary art in Skopje and Skopje Medieval fortress. It foresees an innovative re-use of the public space by the introduction of new spatial and CH related events and spaces. This action will support a knowledge transfer and networking with partner cities and organization within ROCK project that will enable the creation of the site-specific art and architecture interventions in public space. The activities within the project will demonstrate high level of inclusivity of various disciplines into recreation of the public spaces while creating new and innovative ways of using art and cultural heritage

from Medieval archaeological sites of the Fortress to the Modernist background of the Museum and through temporal events to permanent pavilions, focusing especially to the educational aspect of the program.

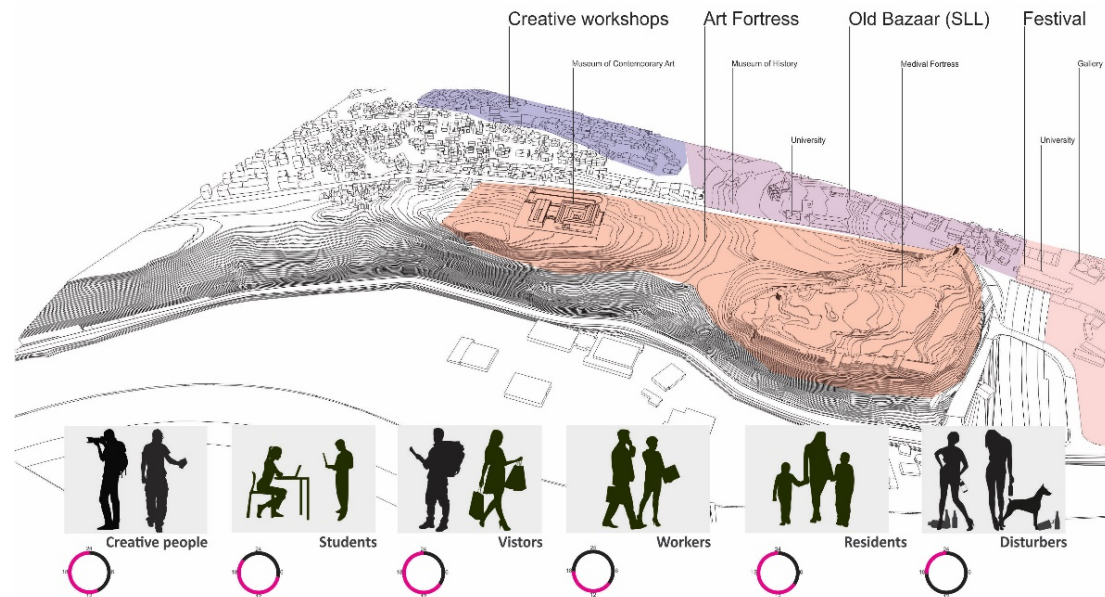


Fig. 9. Art fortress (Museum of Contemporary Art & Medieval Fortress)

5.3 ROCK action: “Common sensing” - Skopje pedestrian area

ROCK models: M2-LYON [light management] + M4-ATHENS [democracy and consultation process] + M7-TURIN ROCK models [sustainable re-use of the spaces and pp synergies] + M8-VILNIUS [new smart services for the old town regeneration]

ROCK tools: T4-creative IG tools; T6-outdoor multi-parameter tool; T7-outdoor thermal comfort; T9-the culture ROCK tools of light

Common sensing is aimed to collect various environmental and users related data with focus on the light and sounds of the public space and the interiors of the CH buildings in the Skopje’s Old Bazaar. As a condition to achieve high environmental quality, health and safety requirements for the people, light, noise and acoustic are in the focus of interest in order to establish new standards and legislative regulations. This is essential for verification and optimization of the prepared noise maps, as well as for successful preparation of action plans in local government units in Republic of Macedonia. These activities are in correlation with the general goals from the Strategic plan of the Ministry of environment and physical planning for the period 2016-2018, in the part of collection, systematization, procession, analysis and presentation of data for quality and trends in all segments of the environment. The Creation of the noise map for the proposed locations will allow a more coherent and coordinated vision for the interventions. This will support the creation of an appropriate methodology to support projects, politics and plans for their implementation on different levels of the society and practice.

5.4 ROCK action: “Skopje Urban Living Lab”

ROCK models: Eindhoven - CCI and Living Labs

ROCK tools: ECOVE consulting green economy, Julies Bicycle sustainable planning and management.

Skopje Living Lab is a project for utilizing the Old Bazaar as a traditional place of CH and commerce with introduction of contemporary “crafts” through introduction of ICT incubators, collaborative workspaces and new network of creative industry collectives, suppliers and promotion of new products and services Following the emerging shift of the transformation paradigm on global scale that moved the city towards exploring new forms of collectivity and the experience of sharing while the emergent technologies have profound effect on our perception of the everyday life by reveling a vast field of new

potentials and relations, Skopje Living Lab (SLL) will promote new and innovative approach toward the urban innovation potentials. It will introduce innovative models of work and collaboration in the green business ecosystems and networks in order to promote a sustainable and equitable economy. The SLL will work on reinforcement of local green economy ecosystems in order to allow for viable business solutions that preserve the environment and empower communities. It is expected that green business creation will provide quality jobs, bring about opportunity, mitigate climate change, preserve cultural heritage, and enable democracy & peace. The challenge and potential success of the SLL development will create the knowledge and the potential for transfer and exchange social and environmental innovation across SEE Europe and in countries still challenged with societal transformation with main goal to spark creativity & cooperation, scale up sustainable impact, retain local talent and attract international one.

6. ROCK CONSORTIUM

ROCK consortium is built to cover the needed skills and value chain to successfully address the key objectives of the project, maximizing the impact at EU level and covering relevant stakeholders working in: Municipalities, Universities, SMEs and companies, associations, data managers & developers, dissemination & networks between EU cities, development and consulting groups, etc. The consortium size is justified by the complexity of the challenge, including 32 partners from 13 countries (Fig. 10).

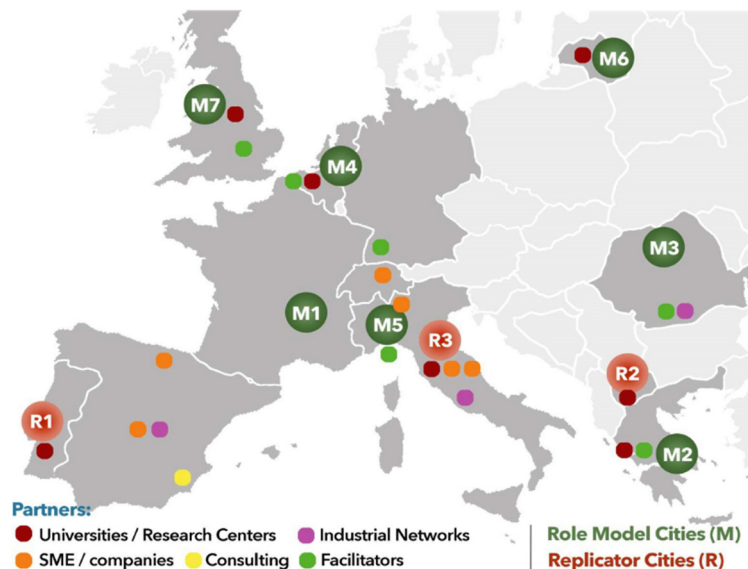


Fig.10. Consortium distribution

The project has been prepared in a cooperative and comprehensive way by all involved partners.

- All the Universities (UNIBO, ICSUL, TU/e; UniYork, UKIM, ASFA, VGTU) with their interdisciplinary expertise, constitute the knowledge of the Consortium, offering comprehensive and integrated view of historic cities and their potentialities of sustainable growth.
- Dissemination networks as EUROCITIES and ICLEI will act as an umbrella, to help co-ordinate all cities into a unified and focused force to support the sharing activities, and as a glue between the different municipalities involved.
- Development & Consulting groups (TASO, ADDMA, URBASo, FITZ) are the vision facilitators, helping the development of a unified vision and delivery plan for heritage-led regeneration, in compliance with RIS3 contributing to the creation of ROCK communities of practices.
- SMEs and Companies (ACCIONA; JB, VBZ, DFRC, VWG) are the innovators of the consortium engaged in brokering positive change in a sustainable way. They will have a key role in the piloting and demonstrating activities

- Data managers and developers as NOW and CORV will create a digital and interoperable tool to interconnect all ROCK actions and to manage all the data produced.
- Industry Driven Associations – CONF, ARIES, ECO4CLIM – represent a joined up proposition to national and international agencies which will support the exploitation of ROCK results, their marketability and upscaling, acting also as funding enablers
- Municipalities groups Role Model and Replicators Cities: the Role Model Cities will contribute to the sharing phases and to the implementation of ROCK tools/measures, while the Replicator Cities will be proactive actors in the development of the demonstration activities, and improving their capacity building on heritage led regeneration.

The project will manage the complementary synergies to pursue useful results both for industrial partners with new products, University experts with effective regeneration urban system approach and implementation strategies for decision-making.

7. CONCLUSION

Interpreting and valuing the cultural characteristics of each local context, ROCK will implement a heritage-led system wide transformation strategy to bridge the gap between heritage conservation and contemporary issues, such as sustainability, competitiveness, social cohesion and creativity, with a cross-disciplinary spatial approach. ROCK will encourage solutions for sustainable growth, testing strategies and tools to improve sustainability and resilience of the management of historic city permanent and temporary initiatives, promoting (through Living Labs, ecosystem of stakeholders, ROCK platform and eco-incubation program) the development of integrated management plan for sustainable historic urban context in order to move from a linear to a circular urban system approach able to transform underused CH into new resource for the city as a whole.

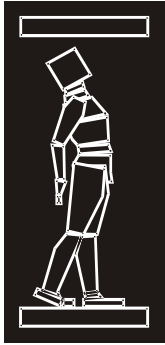
ROCK will provide new ways to access Cultural Heritage and to promote transparency and perception of shared heritage as collective property, fostering the usability of spaces to all, improving CH functions from a user perspective, defining key policy issues, integrating emerging spatial, temporal and virtual structures of the knowledge-based society, to support cohesion and develop a sense of belonging to places.

ROCK will develop and apply an innovative circular systemic approach to connect different actors, places of CH value and systems, at a European level as well as at a local level, facilitating the innovation process and the adoption of environmentally and socially sound solutions to achieve sustainable growth.

By means of innovative place data collection, mentoring, communication, branding techniques, ROCK will produce an appealing narrative of a novel model for CH-driven smart and green-oriented city growth. At local level, this will increase sense of ownership between all engaged stakeholders and potential ones. At international level, it will serve to boost, disseminate and market the unique positioning of Europe and to provide workable integrated solutions for other cities in the world to address CH as a driver for sustainable growth.

REFERENCES

- [1] Regeneration and Optimisation of Cultural heritage in creative and Knowledge cities- ROCK, Project Number 730280, EUROPEAN COMMISSION Executive Agency for Small and Medium-sized Enterprises H2020 Programme.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
<http://mase.gf.ukim.edu.mk>

EXAMINING THE ROLE OF URBAN STREET DESIGN IN ENHANCING SUSTAINABILITY: THE CASE OF POGRADEC

Era MERKURI¹, Sokol DERVISHI¹

¹Department of Architecture, Epoka University

sdervishi@epoka.edu.al

***Keywords:** Indoor environmental quality, educational institution, subjective survey, building performance, satisfaction.*

1. INTRODUCTION

Within the complexity of trying to define a sustainable urban structure and keeping up with the hectic urban lifestyle, urban streets face a challenge in providing the comfort needed for the citizens. This thesis explores the outdoor environmental quality conditions and the associated social sustainability of the streets in the city of Pogradec, Albania. The research is made via a comparative study of different street geometries and character. The vision of the study is to develop an improved scheme of the street conditions by analyzing their physical and social comfort. Furthermore, creating elements of design by which Pogradec can promote its touristic quality is another key element of the paper. Bringing the street as a Place rather than just a link and lighting up its vitality is one of the main purposes of the thesis. The database consists of questionnaire-guided interviews from field surveys as well as several pilot projects categorized in implementation phases. Results indicate a strong impact of the street elements in the street comfort as well as a creation of a new sustainable lifestyle.

2. METHODOLOGY

At first the research is based in data given from the municipality publishing, interviews with local citizens in the know and analysis made from the ministry of environment, the ministry of the urban development and the analysis made possible by the developers of the city's master plan. After getting a general approach of the history and the development of the city, the data is exclusively gathered by surveying. This means that long observance (from October to June) and qualitative work, such as researching about the city structure and street composition is made. During this phase, a selection criteria table is outlined and four highly impacting streets are selected.

Further on, the research is based on a qualitative and quantity questionnaire delivered to namely 140 people in the city. The aim of the questionnaire was to provide a feedback from the citizens itself and to ascertain their demands regarding comfort and street upgrade. During this phase, the interviewed were asked general statistical questions and general preferences regarding public spaces, such as plazas, gardens, streets and waterfronts. However, a section regards only the selected case studies in order to compare the survey with the needs of the citizens.

3. RESULTS AND DISCUSSION

From the questionnaires about 140 answers were generated. The results indicate a general approach of the citizens of Pogradec towards their city. Their answers display an indirect relationship to the economy of Pogradec, which is not stable and cannot be part in the top cities. The aim of the questionnaires was to gain a general feedback from the local citizens needs and to further propose guidelines in order to fulfill their comfort. The structure of the questionnaire was outlined as such as to gain not only a general statistical approach of the conditions of the interviewed, but also to observe their preferences regarding public spaces and to further specify their answers regarding the case studies. Figure 1 and 2 illustrate some of the results obtained by the questionnaires.

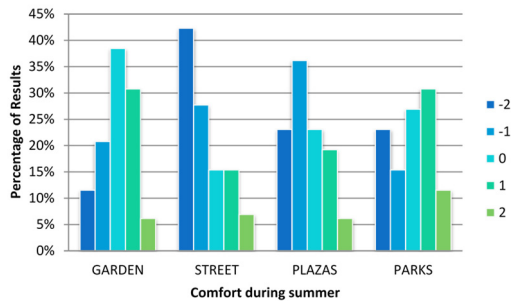


Fig. 1. Level of comfort during summer

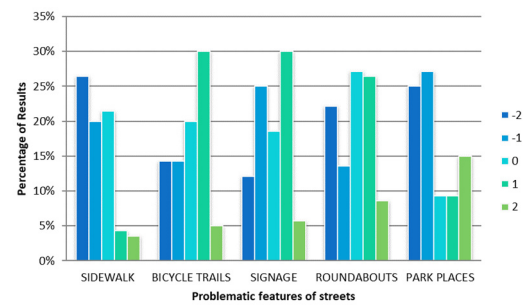


Fig. 2. Problematic features of streets

4. PROPOSALS AND GUIDELINES

In order to promote effective utilization of the public realm, encourage socialization and participation of people in the community and generating diversity and richness, the selected streets have therefore, to surpass different technical and organizational changes. Pedestrian safety and proper management of the street elements including water management are two main clauses that should be considered. Figure 3 to 5 illustrate some of the proposals of the street design in different neighborhoods of the city.



Fig. 3. Facade and Street connection

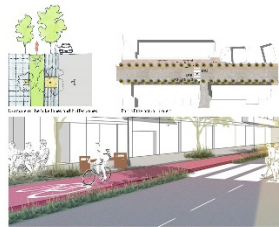


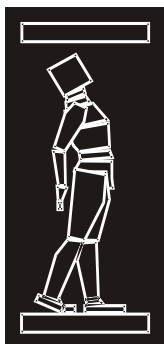
Fig.4. Buffer zone elements



Fig. 5 Parklet proposal

REFERENCES

- [1] Hartley, R. (2013). "Managing High Street change through silliness." *Urban Regen Renew* 6 (2), 164–171.
- [2] Jacobs, Jane, (1961). "The Death and Life of Great American Cities." Random House, New York.
- [3] Rogers, S.H., Gardner, K.H., Carlson, C.H., (2013). "Social capital and walkability as social aspects of sustainability." *Sustainability* 5 (8), 3473–3483.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 13

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Михаило МУРАВЉОВ¹, Бошко СТЕВАНОВИЌ², Марија ТОДОРОВИЌ³

СТАТИЧКА САНАЦИЈА И СТАБИЛИЗАЦИЈА НА КУЛАТА 11 ОД СМЕДРЕВСКАТА ТВРДИНА

РЕЗИМЕ

Во трудот е прикажан проект за статичка санација и стабилизација на кула 11 од Смедеревската тврдина. Оваа кула е наклонета приближно 1.8 m во однос на надворешниот раб, односно во однос на околните вертикални ѕидови со која била поврзана. Во склоп на статичката санација и стабилизација на кула 11 предвидено е подобрување на почвата со технологија “jet grouting” преку формирање систем столбови со ињектирање со цел да се обезбедат нејзините фундаменти, како и санација на нејзината конструкција над линијата на терен. По завршување на овие зафати, може да се пристапи кон нејзина конзервација и реставрација

Клучни зборови: тврдина, кула, оштетување, санација, проект на санација, jet grouting.

Mihailo MURAVLJOV¹, Boško STEVANOVIĆ², Marija TODOROVIĆ³

STRUCTURAL REHABILITATION AND STABILIZATION OF SMEDEREVO FORTRESS TOWER 11

SUMMARY

This paper presents the structural rehabilitation and stabilization of Tower 11 of Smederevo fortress. The tower is tilted for about 1.8 m towards its outer edge, that is, towards the surrounding vertical walls that it was connected to. As a part of the structural rehabilitation and stabilization of Tower 11, it is planned to improve the soil properties with jet grouting columns and to secure tower's foundations, as well as to rehabilitate its parts above the ground. After completion of these works, conservation and restoration of the tower can begin.

Keywords: fortress, tower, damage, rehabilitation, rehabilitation projects, jet grouting.

¹ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, mmuravljev@gmail.com

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, bole@imk.grf.bg.ac.rs

³ Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, todorovicm@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

The Smederevo fortress was one of the largest Middle Ages fortresses in Europe. The core was the triangular so-called Small town, at the top of the Big, again triangular town. This Big town was built right after the Small town, which was finished in 1430. The construction of Smederevo fortress began in 1428, ordered by Despot Đurđa Branković, and it was completed around 1439. The Small town had 6, and the Big town had 19 more, giving a total of 25 large towers, square shaped, over 20 meters high. Between the towers, there were walls about 4 m thick and about 15m high (Fig. 1).

Since it also had a trench around the Great town, the Fortress belonged to a type of so-called water fortresses, although its foundations were not in the water.

During its long history, the Smederevo fortress suffered significant damages in the world wars, from bombing and explosions.

During the First World War and the crossing of the Austrians over the Danube, the fortress was bombarded several times and severely damaged. The last major destruction came in the Second World War due to an explosion of ammunition on June 5, 1941, when the Varoška gates, Tower 15 and walls towards Towers 14 and 16 were completely destroyed (Fig. 2.). Towards the end of the Second World War, the fortress was bombarded by Great Britain forces in the Allied bombing (Fig. 3.).



Fig. 1. Smederevo fortress with Small town and Tower 11



Fig. 2. Destroyed parts of Smederevo fortress during ammunition explosion on June 5, 1941

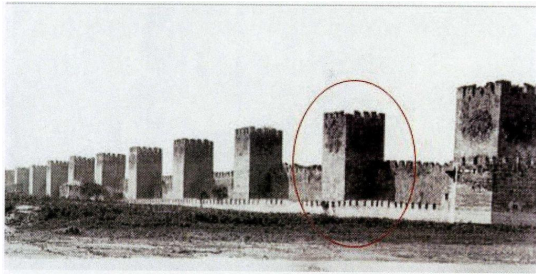


Fig. 3. Tower 11, before and after the Allied bombing on June 11, 1944

2. CURRENT STATE OF SMEDEREVO FORTRESS AND TOWER 11

Various rehabilitation interventions have been carried out on the fortress over the past thirty years: the entire city was renovated, a timber bridge connecting the Small Town with other parts of the fortress, as well as some of the big towers. At the entrance to the fortress, around the so-called Varoška Gate (part between Towers 14 and 16) no rehabilitation interventions were performed, except for investigative archaeological works. In addition, no rehabilitation interventions were performed either on existing towers towards the city, nor on the walls between them.

Tower 11 is located within the southern walls of the Big town, and it has the shape of the Cyrillic letter P. The dimensions of the outer base are 10.67 x 7.5 m. The height of the tower is 20.50 m in relation to the current ground level. The thickness of the tower walls goes from 3.75 to 4.07 m. In the foundation zone, the thickness of the tower walls is somewhat higher due to the counterforts. Foundations are at a depth of about 5.5 meters from the current ground level.

The tower itself is in a very poor condition, and this primarily relates to its rotation towards the outside, which is about 1.8 m (Fig. 4.). What exactly caused this rotation of the tower is unknown. One of the possible causes is the explosion that occurred near the tower on the south side. Rotation (tilting) of the tower led to the separation of the tower walls from the walls of the ramparts, which resulted in a partial collapse of the rampart sidewalls. Apart from the mentioned tower tilting, there are also noticeable vertical cracks, as well as degradation of the walls, that is, damage to the elements from which they were built (stone, brick, mortar). These damages are a result of time - the influence of moisture, rain, frost, temperature change, traffic, etc. (Fig. 5.)



Fig. 4. Rotation (tilting) of Tower 11



Fig. 5. Degradation of building elements of Tower 11

3. MEASURES AND METHODS OF REHABILITATION AND STABILIZATION

Since Tower 11 of Smederevo fortress is a part of a cultural monument of exceptional archaeological and historical value, this implies that methods of strengthening this structure must be based, first of all, on achieving stability and security against the effects of external loads, but also these methods must be consistent with cultural and historical demands. When choosing a technical solution for rehabilitation of such structures, the value of the cultural property must be respected, as well as preservation of original material properties, as much as possible.

In order to develop a rehabilitation and stabilization project of Tower 11, previous research was carried out, which included detailed inspection of the tower's current state, as well as geotechnical characteristics of the soil. Previous research included:

- a) Detailed visual-macroscopic examination of the tower in order to determine the type and degree of damage to its walls;
- b) Setting geodetic markers and measuring the inclination of the tower and its settlement;
- c) Taking out the required number of samples of tower material in order to determine the type and quality of the materials used for building the tower and associated part of the rampart;
- d) Preparation of the geotechnical study in order to determine the soil composition and groundwater level.

The geotechnical study was done based on an investigation borehole (diameter 146 mm and depth 10.2 m), as well as an experiment of cone penetration (CPT) with a penetrometer capacity of 200 kN to the exhaustion of the penetration force (Fig. 6).



Fig. 6. In-situ investigation of Tower 11 foundation soil (left: CPT, right: borehole drilling)

Based on all previous research, two opposite solutions of rehabilitation and stabilization methods have been analysed:

1. Correcting the tilting of Tower 11 and bringing it into a vertical position;
2. Keeping the tower in an inclined position and securing it from further inclination.

Detailed analysis of the possible rehabilitation solutions included all previous activities that were conducted in order to find the optimal solution and consultation with the representatives of The Institute for the Protection of Cultural Monuments of Serbia. Based on this, it was decided that the rehabilitation and stabilization project be done with Tower 11 kept in an inclined position and secured from further inclination.

This solution involved developing two parts of the project, one relating to the soil stabilization in the tower's foundation area and the other relating to the structural rehabilitation of the tower above the ground level.

3.1. Technical solution for soil stabilization (improvement)

According to geotechnical field investigations to the depth of 10m, the terrain profile consists of the following layers (Fig. 7.):

- 0,0 m - 4,3 m embankment,
- 4.3 m - 7.0 m dust clay,
- 7.0 m - 10.0 m fine to medium sand.

At the time of the survey, the groundwater level at the depth of 2.8 m from the ground was registered in the field.

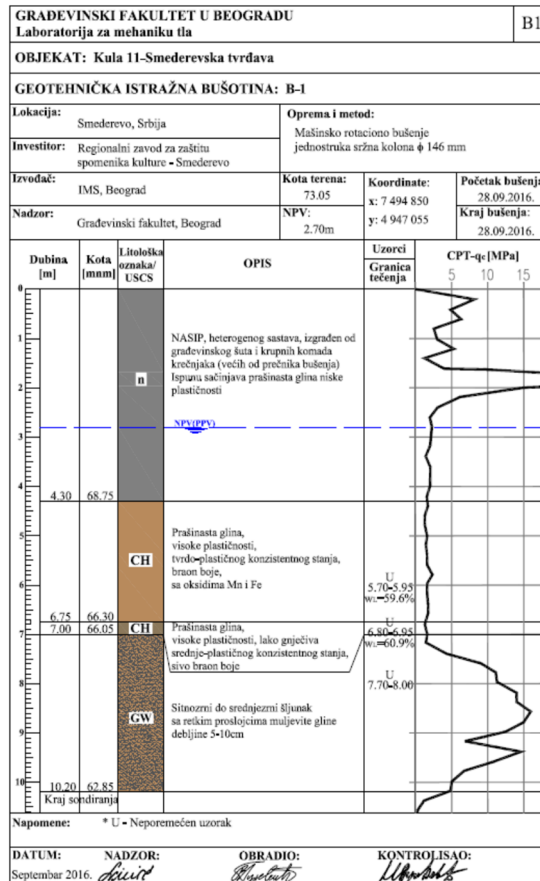


Fig. 7. Geotechnical investigation borehole

For the estimated foundation depth, foundation loading, and the characteristics of the terrain at the site of the tower, it was concluded that it is necessary to repair the soil below the foundation of the tower in order to reduce settlement of the structure. After examining the problem, and in order to increase the load-carrying capacity of the soil, a method for improving soil strength using a technology known as jet grouting was adopted.

Jet grouting is a modern technology of geotechnics that from the very beginning of development was used exclusively in the function of improving the mechanical characteristics of the soil, that is, soil reinforcement. Jet grouting can be applied in all soil types, from clay to pebbles, independent of granulometric composition and porosity. Jet grouting includes drilling to the required depth and high-pressure injecting of cement milk (suspension), which is mixed with degraded soil (due to high pressure) and soil particles (aggregate), thus forming a column whose strength and/or permeability are improved compared to the existing surrounding soil. The strength of these columns depends on the type of existing soil, as well as on the parameters under which the work is carried out - jetting.

In this case, the ground level is 73.12, and the level of tower's foundation bottom (according to the current state project) is 66.94, therefore it is planned to extend the foundations to the level of 69.81 by jetting, in the form of counterforts.

Jet grouting is to begin with smaller diameter columns $\phi 50\text{cm}$ by mono-fluid technology at an axial distance of 50 cm, with a depth of 9.50 m, around the front of the tower (this includes works on the front and on the sides of the tower). Columns are made with a distance of at least 2.0 m between consecutive ones. In each jet grouting column, an anchor rod T76 is inserted (Fig. 8.). Anchors are type SDA, so that during installation the tube gets injected also in order to achieve better connection with the existing cement structure in the jet itself. After finishing of the columns, the reinforced concrete capping beam 50 x 50cm is formed, in order to tie in the columns. Then, two-fluid jetting of

columns with a diameter Ø100 cm is performed at an angle of approximately 10°, so that already constructed counterforts are not damaged. These columns are only constructed below the foundations of the fortress, so that the soil characteristics are improved without any soil excavation and any interventions that could damage already weakened structure.

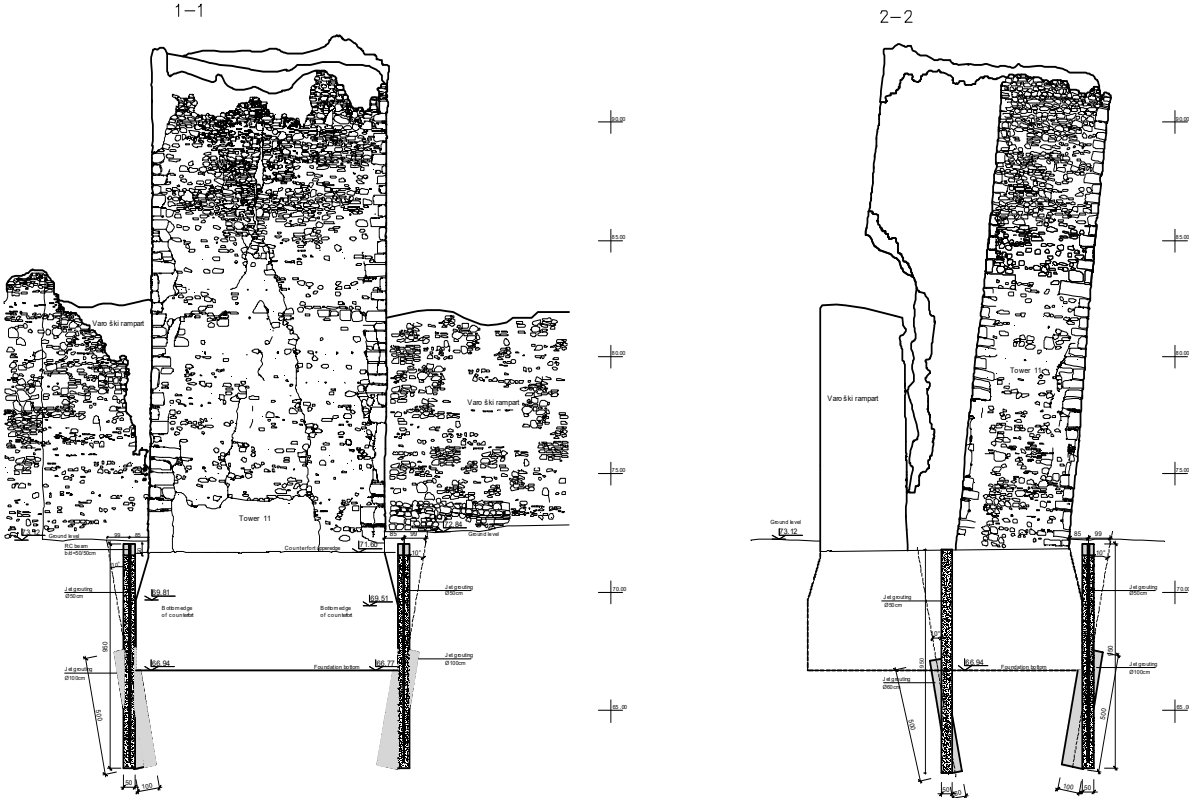
From the rear (inner) side of the fortress, there is not enough space for the machine which makes the dual-fluid columns, therefore columns with mono-fluid technology and Ø60 cm diameter, performed at an angle, are provided here (Fig. 8.).

3.2. Structural rehabilitation of Tower 11 above ground level

As a part of the structural rehabilitation and stabilization of Tower 11, besides improving the soil and securing its foundations, the rehabilitation of the part above ground is planned, so that upon completion of these works, based on specially designed technical documentation, conservation and restoration works on the tower can begin.

Within the tower, both on its front and on the sides, there are cracks spreading from the ground and practically to the upper levels of the walls to the left and to the right of the tower. Observed cracks, which are predominantly vertical, but some are also inclined, exist on all sides of the letter "II" - shape of the tower's cross-section (Fig. 5.).

Considering the described state of the cracks on the vertical walls of the tower, the intervention on it also means that within the letter "II", at four height levels on each of its vertical walls, horizontal boreholes Ø80 mm are made and that through these boreholes tension elements Ø56 mm with appropriate threads at the ends are positioned. The positions of tension elements, as well as the details related to their construction, are shown in Fig. 9. As it can be seen, the ends of the tension elements in question will be supported on concrete "pillows" with 20 cm thickness (MB 20). The "pillows" need to be reinforced with reinforcing meshes Q 335 throughout their thickness both on the front and towards the stone walls.



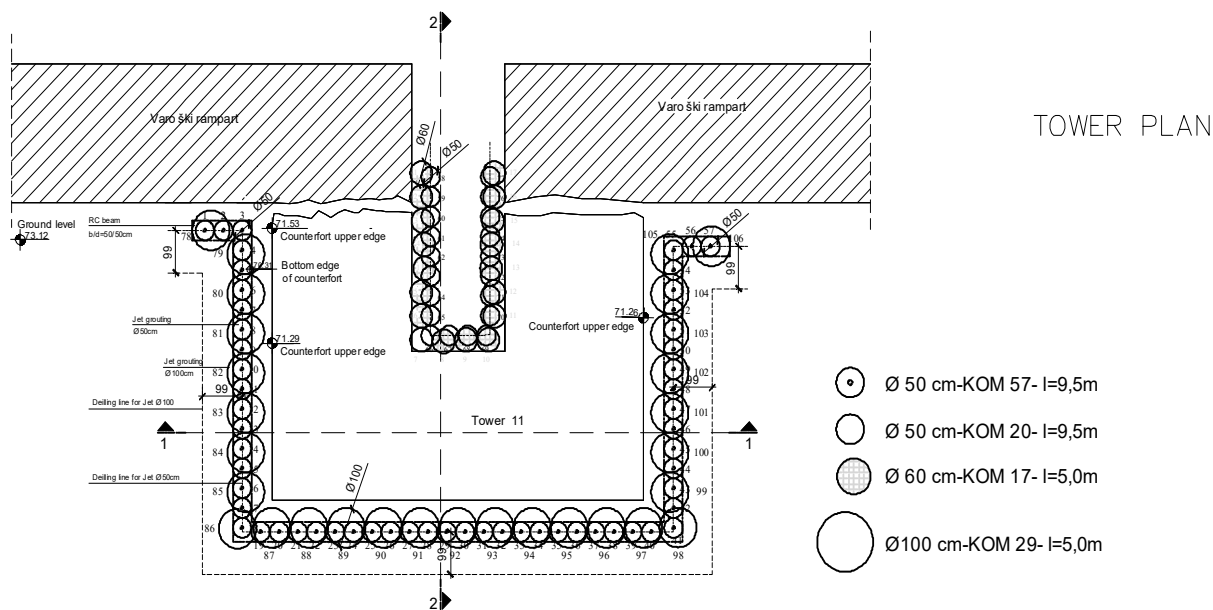


Fig. 8. Rehabilitation plan for Tower 11 foundations using jet grouting

Afterwards, in the free space between the tower and the ramparts, it is necessary to build a RC wall with a thickness of 30 cm, which should be double reinforced with reinforcing meshes Q 335. For double-sided covering of this wall with stones, ribbed rebars $\text{\O}8$ mm should be embedded in 50 x 50 cm raster. These rebars should be anchored in stone walls that will be added later, at least 25 cm.

Concrete and stone coating walls should be constructed, first of all for aesthetic reasons, so that the tension elements would not be visible, but also for protection from atmospheric influences, i.e. corrosion.

Described elements should be included throughout the height of the walls from ground to the upper levels, both on the left and right. In addition, on the side walls of the tower, as a part of overhangs that resulted from separation of the tower from the walls on the left and right, two additional tension elements $\text{\O}56$ mm should be added. With these elements, global stability of overhangs will be ensured.

As part of structural rehabilitation and stabilization of Tower 11, and on the proposal of the representatives of the Investor, the steel bridge at the level of walkway on the rampart was also designed. The bridge was based on a similar structure carried out in the towers of the Manasija Monastery, as Investor proposed.

The load-carrying structure of the bridge is designed from a box steel profile in the form of two longitudinal girders 140 x 80 x 4 mm and three cross girders 100 x 80 x 4 mm. On top of these, a walkway of steel gratings with dimensions of 40 x 40 mm is positioned.

The load-carrying structure of the bridge fence is also designed from box steel profiles 40 x 40 x 3 mm, while the fence web is made of round steel with a diameter of 12 mm.

The entire construction of the bridge, including the fence, should be protected against corrosion by hot-dip galvanizing prior to installation.

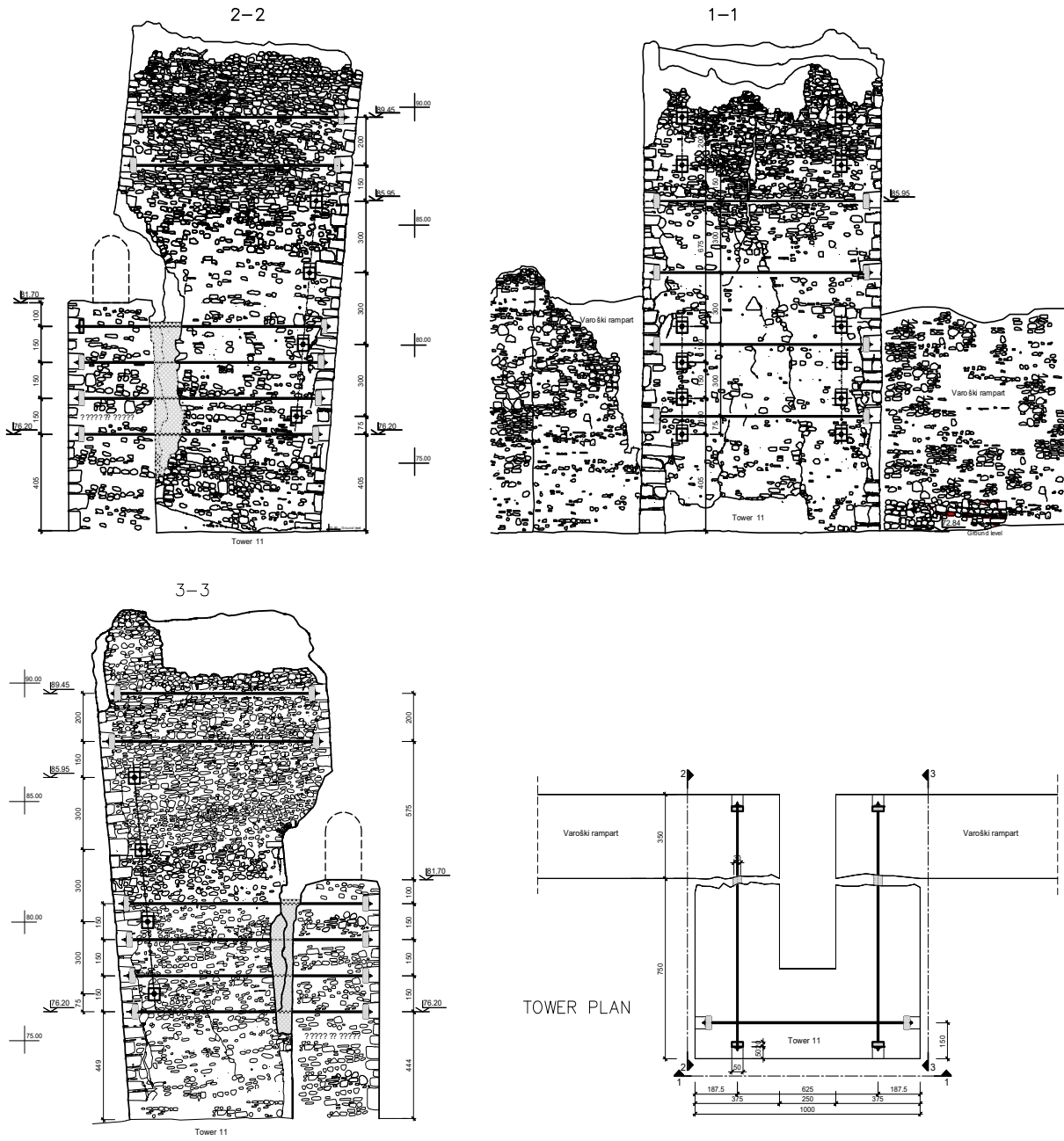
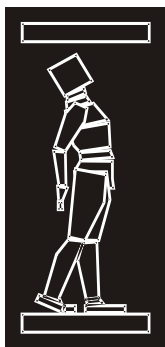


Fig. 9. Tension elements for strengthening of Tower 11



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 14

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ивона НЕДЕВСКА¹, Зоран КРАКУТОВСКИ², Златко ЗАФИРОВСКИ³,
Слободан ОГЊЕНОВИЌ⁴

МУЛТИКРИТЕРИУМСКИ АНАЛИЗИ ЗА ЕВАЛУАЦИЈА И КРИТИЧКА СПОРЕДБА НА ПРОЕКТИ ОД ТРАНСПОРТНА ИНФРАСТРУКТУРА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажана методологијата за избор на траса во процесот на планирање и проектирање на железничка пруга која се темели на методата на мултикритериумско вреднување. Предложената методологија овозможува целосно и систематско решавање на проблемот, чиј краен резултат треба да биде предлог за најповолна траса во согласност со усвоените критериуми и реалните ограничувања. Развиената методологија е базирана на три различни методи за мултикритериумско одлучување, метода на пондерирани суми, Аналитички хиерархиски процес (АХП метода) и методата Викор, а нејзиното тестирање е извршено на пример за избор на едно варијантно решение од двете разгледувани траси за железничка пруга на делница од Коридор 10, од станицата во Драчево (Скопје) до станицата во Велес. Добиените резултати покажаа практична примена на оваа методологија.

Клучни зборови: планирање и проектирање, мултикритериумско одлучување

Ivona NEDEVSKA¹, Zoran KRAKUTOVSKI², Zlatko ZAFIROVSKI³,
Slobodan OGNJENOVIC⁴

MULTICRITERIA ANALYSIS FOR EVALUATION AND CRITICAL COMPARISON AT TRANSPORT INFRASTRUCTURE PROJECTS

SUMMARY

This paper presents a methodology for route selecting in the planning and designing of railways based on the multiple criterion decision making. The proposed methodology provides a complete and systematic solution to this problem. Result of the methodology is the most suitable route in accordance with the adopted criterion and existing constraints. The developed methodology is based on three different methods for multiple criterion decision making, Weighted Sum Model – WSM, AHP method (Analytic Hierarchy Process) and VIKOR method. Evaluation is performed in section of railway route of two alternatives on the Corridor 10, on the section from station Dracevo (Skopje) and station Veles. The results confirm validity and usefulness of this methodology.

Keywords: planning and designing, railway route, multicriterion decision making.

¹ MSc. Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, ivona.nedevska@live.com

² Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, krakutoski@gf.ukim.edu.mk

⁴ Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, zafirovski@gf.ukim.edu.mk, ognjenovic@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Multi-Criterion Decision Analysis, or MCDA, is a valuable tool that we can apply to many complex decisions. It is most applicable to solving problems that are characterized as a choice among alternatives. It has all the characteristics of a useful decision support tool: It helps us focus on what is important, is logical and consistent, and is easy to use. Generally, when selecting a conveyance system, the usual procedure is to search for a solution by considering various variants. The most frequently applied selection methods are based on the technical-economic and multi-criterion analysis. In the case the multi-criterion decision-making is applied, the results of the technical-economic analysis (specific costs) are treated as one of the criterion.

The developed methodology is based on three different methods for multiple criterion decision making, Weighted Sum Model – WSM, AHP method (Analytic Hierarchy Process) and VIKOR method.

For successful application of these methods in practice, usually are adopted the following criterion:

- Investments for the construction,
- Management and maintenance cost,
- Capacity,
- Duration of construction works,
- Impact on environment.

In the table below are shown all the criterion that are taken into account when making this multi - criterion analysis, and each criterion is expressed in his natural scale.

Alternative	Criterion				
	Construction Investments	Cost management and maintenance of the rout	Capacity	Duration of construction work	Impact of the environment
	(€*10 ⁶)	(€*10 ³)	(trains)	(points)	(points)
	-	-	+	+	+
160_24d	653	591	32.7	20	50
120_24s	530	585	31.1	30	55

Table 1. Criterion in natural scale

2. WEIGHTED SUM MODEL – WSM

In decision theory, the weighted sum model (WSM) is the best known and simplest multi – criterion decision analysis method for evaluating a number of alternatives in terms of a number of decision criterion. It is very important to state here that it is applicable only when all the data are expressed in exactly the same unit.

Since the criterion are given in their natural scale, it is necessary to make normalization of the criterion, i.e. reduction of natural measuring matrix to zero matrix. When making the zero matrix it is important to define if the criterion is best rated with maximum or minimum value, i.e. to ascertain whether to make maximization or minimization of criterion. Zero multi - criterion matrix is shown in the following table:

Alternative	Criterion				
	Construction Investments	Cost management and maintenance of the rout	Capacity	Duration of construction work	Impact of the environment
	-	-	+	+	+
	-	-	+	+	+
160_24d	0.81	0.99	1.00	0.67	0.91
120_24s	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00
coefficient	32.50%	18.00%	22.50%	14.00%	13.00%

Table 2. Zero multi – criterion matrix

Since the zero multicriterion matrix has been calculated, next step is to calculate the global sum for each alternative and select an optimal alternative solution:

$$160_24d = 0.81*32.50\% + 0.99*18.00\% + 1.00*22.50\% + 0.67*14.00\% + 0.91*13.00\% = \mathbf{0.88}$$

$$120_24s = 1.00*32.50\% + 1.00*18.00\% + 0.60*22.50\% + 1.00*14.00\% + 1.00*13.00\% = \mathbf{0.99}$$

Following the calculations for each alternative, it is evident that alternative 120_24s has higher global sum than alternative 160_24d, which means that alternative 120_24s is higher ranked alternative, i.e. according to the terms of considered criterion and obtained weight coefficients, it is recommend the choice of variant 120_24d in the process of further design.

3. ANALYTIC HIERARCHY PROCESS

Analytic Hierarchy Process (AHP) is a structured technique for organizing and analyzing complex decisions, based on mathematics and psychology. It was developed by Thomas L. Saaty in the 1970s and has been extensively studied and refined since then.

Users of the AHP first decompose their decision problem into a hierarchy of more easily comprehended sub – problems, each of which can be analysed independently. The elements of the hierarchy can relate to any aspect of the decision problem – tangible or intangible, carefully measured or roughly estimated, well or poorly understood – anything at all that applies to the decision at hand. Once the hierarchy is build, the decision makers systematically evaluate its various elements by comparing them to each other two at a time, with respect to their impact on an element above them in the hierarchy.

Step 1. Calculate the selected criterion for assessing project performance.

Alternative	Criterion				
	Construction Investments	Cost management and maintenance of the rout	Capacity	Duration of construction work	Impact of the environment
	(€*10 ⁶)	(€*10 ³)	(trains)	(points)	(points)
	-	-	+	+	+
160_24d	653	591	32.7	20	50
120_24s	530	585	31.1	30	55

Table 3. Criterion in natural scale

Step 2. Analysis of individual criterion and determining their weight coefficients

Intensity of Importance	Definition	Explanation
1	Equal importance	Two activities contribute equally to the objective
3	Weak importance of one over another	Experience and judgment slightly favor one activity over another
5	Essential or strong importance	Experience and judgment strongly favor one activity over another
7	Demonstrated importance	An activity is strongly favored and its dominance is demonstrated in practice
9	Absolute importance	The evidence favoring one activity over another is of the highest possible order of affirmation
2, 4, 6, 8	Intermediate values between the two adjacent judgments	When compromise is needed

Table 4. Table of Saaty

The analysis are done for each criterion separately, depending on the values that has given appropriate criterion for alternatives. For this analysis is very important to determine whether the observed criterion is most favourable when it has maximum or minimum value, ie to determine whether it is necessary the criterion to be maximized or minimized.

- **K1 – Investment for the construction**

Alternative	160_24d	120_24s	SUM	Average value
160_24d	1.00	0.20	1.20	0.17
120_24s	5.00	1.00	6.00	0.83
Σ	6.00	1.20	7.20	1.00

Table 5. Comparison matrix for K1

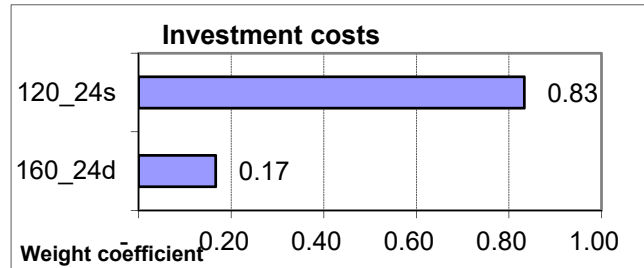


Fig. 1. Coefficients for Investments cost

- **K2 – Management and maintenance costs**

Alternative	160_24d	120_24s	SUM	Average value
160_24d	1.00	3.00	4.00	0.75
120_24s	0.33	1.00	1.33	0.25
Σ	1.33	4.00	5.33	1.00

Table 6. Comparison matrix for K2

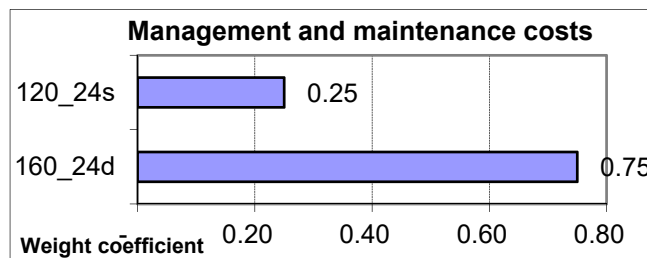


Fig. 2. Coefficients for Management and maintenance costs

- **K3 – Capacity**

Alternative	160_24d	120_24s	SUM	Average value
160_24d	1.00	5.00	6.00	0.83
120_24s	0.20	1.00	1.20	0.17
Σ	1.20	6.00	7.20	1.00

Table 7. Comparison matrix for K3

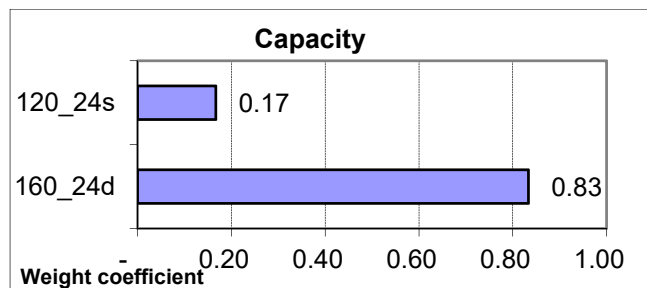


Fig. 3. Coefficients for Capacity

- **K4 – Duration of construction work**

Alternative	160_24d	120_24s	SUM	Average value
160_24d	1.00	2.00	3.00	0.67
120_24s	0.50	1.00	1.50	0.33
Σ	1.50	3.00	4.50	1.00

Table 8. Comparison matrix for K4

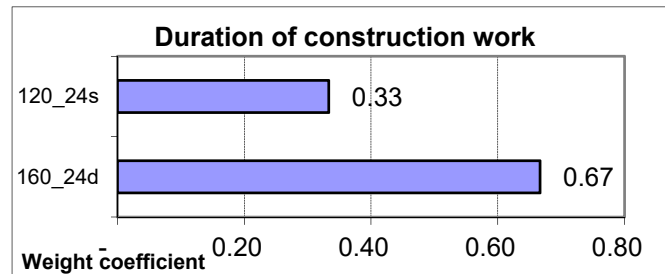


Fig. 4. Coefficients for Duration of construction work

- **K5 – Impact on the environment**

Alternative	160_24d	120_24s	SUM	Average value
160_24d	1.00	2.00	3.00	0.67
120_24s	0.50	1.00	1.50	0.33
Σ	1.50	3.00	4.50	1.00

Table 9. Comparison matrix for K5

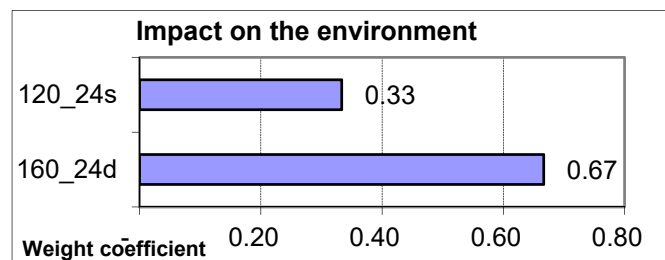


Fig. 5. Coefficients for Impact on the environment

Step 3. Creating comparison matrix

Considering the defined purpose, for each pair of criterion should be submitted value of importance of one criterion over another in the evaluation matrix (comparison).

Weight coefficients on the level of criterion

Comparison of criterion	K1	K2	K3	K4	K5	SUM	Average Value
K1	1.00	5.00	3.00	7.00	7.00	23.00	0.430
K2	0.20	1.00	3.00	3.00	4.00	11.20	0.209
K3	0.33	0.33	1.00	3.00	7.00	11.67	0.218
K4	0.14	0.33	0.33	1.00	4.00	5.81	0.109
K5	0.14	0.25	0.14	0.25	1.00	1.79	0.033

Table 10. Sorting matrix

Normalization

Comparison of criterion	K1	K2	K3	K4	K5	SUM	Weight coefficient
K1	0.55	0.72	0.40	0.49	0.30	2.47	0.494
K2	0.11	0.14	0.40	0.21	0.17	1.04	0.208
K3	0.18	0.05	0.13	0.21	0.30	0.88	0.176
K4	0.08	0.05	0.04	0.07	0.17	0.42	0.083
K5	0.08	0.04	0.02	0.02	0.04	0.19	0.039
	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	5.00	1.000

Table 11. Normalized sorting matrix

Step 4. Calculation with combined weighted with weight coefficients.

The combined weighted with weight coefficients is done by taking the weight ratios of each criterion provided in table 12 and the weight coefficients obtained for each criterion separately with his comparison in terms of both alternatives, which are presented in the above tables and graphs. The final score and ranking are calculated according following steps: weighting criterion obtained for each criterion separately in the analysis of two alternative solutions. Finally weighted coefficients are summed and the final results are calculated, based of which can be done ranking of alternative solutions.

CALCULATION WITH COMBINED WEIGHT WITH WEIGHT COEFFICIENTS

Weight 1	0.494	0.208	0.176	0.083	0.039		
	Investment costs	Management and maintenance costs	Capacity	Duration of construction work	Impact on the environment		
Weight 2	- €	- €	+ trains	+ points	+ points		
160_24d	0.17	0.75	0.67	0.75	0.67		
120_24s	0.83	0.25	0.33	0.25	0.33		
	Investment costs	Management and maintenance costs	Capacity	Duration of construction work	Impact on the environment	FINAL RESULT	RANKING
	- €	- €	+ trains	+ points	+ points		
160_24d	0.08	0.16	0.12	0.06	0.03	0.44	2
120_24s	0.41	0.05	0.06	0.02	0.01	0.56	1

Table 12. Final score

From the performed calculations by AHP method, it is evident that alternative 120_24s is better solution than alternative 160_24d

4. VIKOR METHOD

VIKOR method is a multi – criteria decision making or multi – criteria decision analysis method. It was originally developed by Serafim Opricovic to solve decision problems with conflicting and non commensurable (different units) criteria, assuming that compromise is acceptable for conflict resolution, the decision maker wants a solution that is the closest to the ideal, and the alternatives are evaluated according to all established criteria. VIKOR ranks alternatives and determines the solution named compromise that is the closest to the ideal.

Alternative	Criteria				
	K ₁ (€*10 ⁶)	K ₂ (€*10 ³)	K ₃ (trains)	K ₄ (points)	K ₅ (points)
160_24d	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
120_24s	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
f _i *	530.00	585.00	32.7	30	55
f _i -	653.00	591.00	31.1	20	50
D _i	- 123.00	- 6.00	1.6	10	5

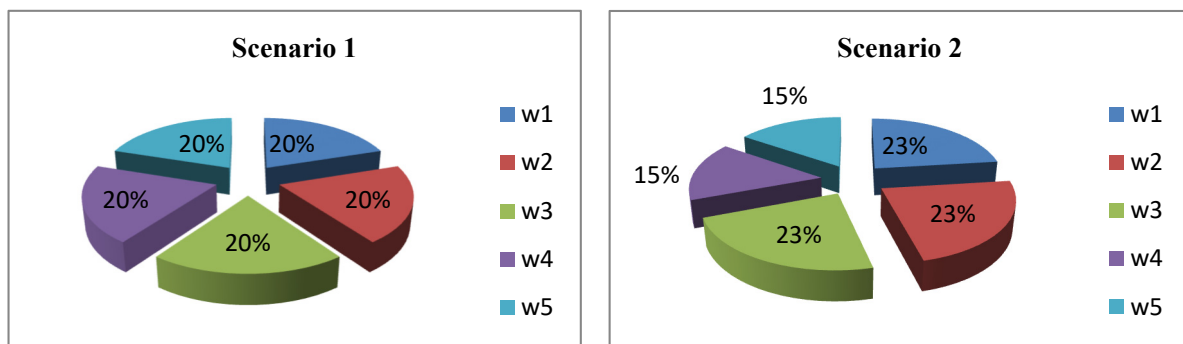
Table 13. Initial decision matrix

For further implementation of multi - criteria decision making is required that all criteria can be assigned relative weights or weight factors that determine their meaning. In this analysis to define the weighting method used for the simulation of structural preferences, so that for the values of the weight coefficients are proposed five scenarios:

- Scenario I: All of the criteria have the same importance, so they have same weight ratio.
- Scenario II: Priority is given to the economic and transport criteria, so that the highest value of weighting is given to the criteria K1, K2 and K3, and lowest value of the criteria K4 and K5.
- Scenario III: Priority is given to the economic aspect, so that the highest value of weighting is given to the criteria K1 and K2, and lowest to the criteria K4 and K5.
- Scenario IV: Priority is given to traffic aspect and the highest value of weighting is given to criterion K3.
- Scenario V: Priority is given to the environmental aspect, so the highest value of the weighting is given to the criteria K4 and K5.

Weight Coefficients	Scenarios				
	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
w ₁	1	3	3	2	2
w ₂	1	3	3	2	2
w ₃	1	3	2	3	2
w ₄	1	2	2	2	3
w ₅	1	2	1	1	3

Table 14. Values of the weight coefficients for the proposed scenarios



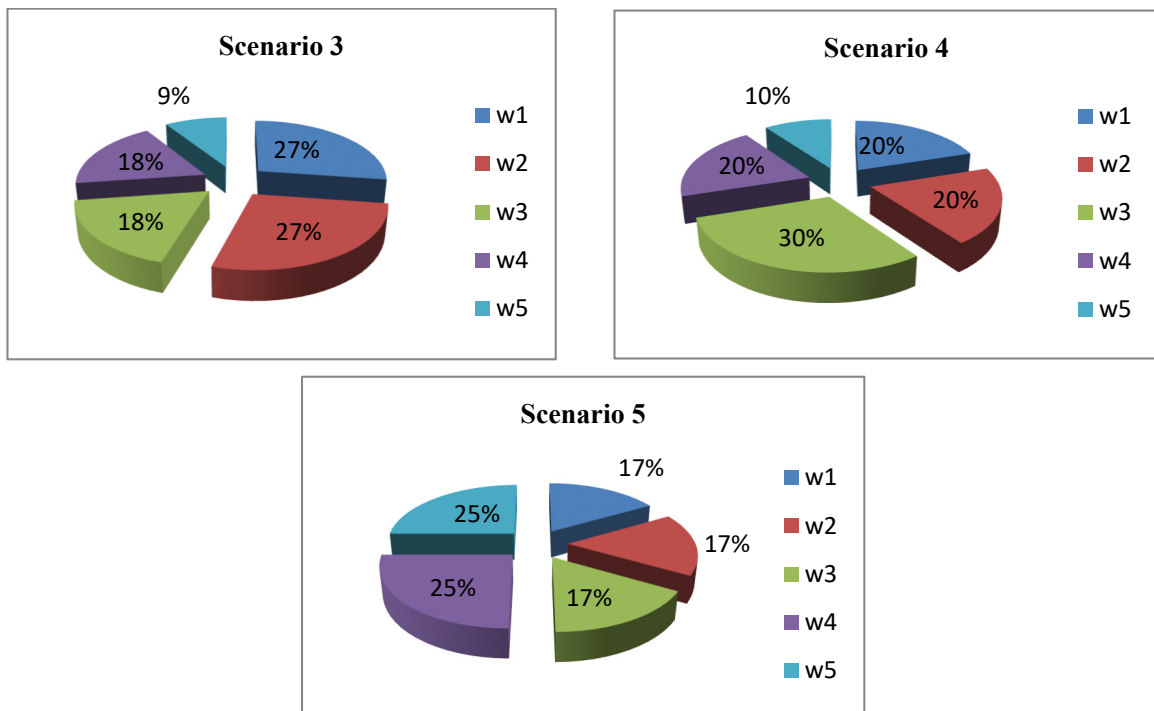


Fig. 6. Graphic representation of weight ratios obtained by the method VIKOR

Based on fundamental relations of the program package VIKOR and adopted weight for strategy making, $v=0.5$ has been obtained the following final decision matrix and ranking:

		160_24d	120_24s
SC 1	Q_j	0,5	0,5
	QS_j	1,0	0,0
	QR_j	0,5	0,5
SC 2	Q_j	1,0	0,0
	QS_j	1,0	0,0
	QR_j	1,0	0,0
SC 3	Q_j	1,0	0,0
	QS_j	1,0	0,0
	QR_j	1,0	0,0
SC 4	Q_j	0,5	0,5
	QS_j	1,0	0,0
	QR_j	0,0	1,0
SC 5	Q_j	1,0	0,0
	QS_j	1,0	0,0
	QR_j	1,0	0,0

Table 15. Decision matrix based on indicators Q_j , QS_j and QR_j

Ranking	Scenarios				
	SC I	SC II	SC III	SC IV	SC V
1	120_24s (0,5)	120_24s (0)	120_24s (0)	120_24s (0,5)	120_24s (0)
2	160_24d (0,5)	160_24d (1)	160_24d (1)	160_24d (0,5)	160_24d (1)

Table 16. Ranked list of alternative solutions for the route of the proposed scenarios

The results of the ranking show that alternative 120_24s is more favourable alternative solution for scenarios 2, 3 and 5, while scenarios 1 and 4 rang both alternatives as same. Summing the results we have come up with a solution that better solution is alternative 120_24s and it is proposed as a compromise solution.

5. CONCLUSION

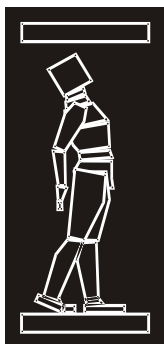
Finally this paper was intended to achieve several goals. First was described the application of multi – criteria analysis in making decision to select the best route for a railroad. Second, multi - criteria analysis were applied on a present case to choose the route for the rail using three different methods (Weight Sum Method, AHP method and VIKOR method).

Based on the foregoing it can be concluded that multi – criteria analysis represent a flexible solution intended for users who can successfully use only with a specific definition of the appropriate criteria and alternatives.

REFERENCES

- [1] Anderson, D.R.; Sweeney, D.J.; Williams, T.A (2000).: An Introduction to Management Science: Quantitative Approches to Decision Making, South – Western College Publishing.
- [2] Arditi,D., Singh,S.(1991). Selection criteria for commercially available software in constructing accounting, Project Management 9 (1) 39–44.
- [3] Avkiran, N. K. (2004). Decomposing technical efficiency and window analysis. Studies in Economics and Finance, 22(1), 61–91.
- [4] Barić, D.; Radačić, Ž.; Čuperić, D. (2006): Implementation of multicriteria deciosion-making method in selecting the railway line for reconstruction, Proceedings book ICTS 2006 Transportation and Globalization, ur. Zanne, M.; Fabjan, D.; Janček, P., Fakultet za pomorstvo in promet Portorož, Portorož.
- [5] Borović, S.; Nikolić, I. (1996): *Višekriterijumska optimizacija: metode, primena u logistici, softver*, Centar vojnih škola Vojske Jugoslavije, Beograd.
- [6] Bana e Costa, C. and Vansnick, J. (2008) A critical analysis of the eigenvalue methodused to derive priorities in AHP. European Journal of Operational Research 187(3): 1422–1428.
- [7] Bristow, A.L.; Nellthorp, J. (2000): Transport project appraisal in the Eurpean Union, Transport Policy, Elsevier, Vol 7., no. 1., pp. 51- 60.
- [8] Cristóbal, J. R. S. ; Biezma, M. V.; Martínez R.; Somoza, R. (2009): *Selection of materials under aggressive environments: The VIKOR method*, 3rd International Conference on Integrity, Reliability and Failure, Porto/Portugal.
- [9] Čupić, E. M.; Rao Tummala, V.T. (1997): *Savremeno odlučivanje-Metode i primena*, Naučna knjiga, Beograd.
- [10] Grupa autora (1991): *Studija podobnosti modernizacije železničke pruge Subotica-Beograd-Niš-Dimitrovgrad: Bankarski dosije*, Saobraćajni institut CIP, Sofrerail Paris, Beograd.
- [11] Greco, S. (2005): Multiple Criteria Decision Analysis: State of the Art Surveys, International Series in Operations Research & Management Science, Springer, Vol. 78, New York.
- [12] Hunjak T., Jakovčević D., 2003., *Višekriterijski modeli za rangiranje i uspoređivanje banaka*, Zbornik Ekonomskog fakulteta.
- [13] Iniestra, J.G.; Gutierrez, J.G. (2009): Multicriteria decisions on interdependent infrastructure transportation projects using an evolutionary-based framework, Applied Soft Computing, Elsevier, Vol.9., No. 2., pp. 512-526.
- [14] Jovanović P., 1997. *Upravljanje investicijama*, Beograd: FON;

- [15] Jugović, T.P.; Baričević, H.; Karleuša, B. (2006): Višekriterijska optimizacija konkurentnosti paneuropskog koridora Vb, *Promet – Traffic & Transportation*, Vol. 18, No. 3, pp. 189-195.
- [16] Kosijer, M., Ivić, M., Marković, M., Belošević, I. (2012): Višekriterijsko odlučivanje u planiranju I projektiranju trase željezničke pruge, *GRAĐEVINAR*, Vol.64, No.3., pp. 195-205.
- [17] Кракутовски, З. (2015): Методи за евалуација на проекти од транспортната инфраструктура, Градежен Факултет, Скопје.
- [18] Karleuša, B.; Ožanić, N.: *Određivanje prioriteta u realizaciji vodnogospodarskih planova*, *Građevinar* 63 (2011) 2, 151-161.
- [19] Kwak, N., K., Lee, C.(1998).: A multicriteria decision-making approach to university resource allocations and information infrastructure planning, *European Journal of Operational Research* 110.
- [20] Margeta, J.; Prskalo, G.: *Izbor lokacije za sanitarno odlagalište*, *Građevinar* 58 (2006) 12, 997-1008.
- [21] Mladineo, N.; i dr. : *Izbor trase jadranske autoceste primjenom metode višekriterijalne analize*, Zbornik radova SYM-OP-IS 1990, Kupari, 651-654.
- [22] Maggie C.Y.T. and Tummala, V.M.R.(2001). “An application of the AHP invendor selection of a telecommunications system”, *Omega*, 29 171-182.
- [23] Mendoza, G.A.; Martins, H.. Multi-criteria decision analysis in natural resource management: A critical review of methods and new modelling paradigms, *Forest Ecology and Management*, Elsevier, Vol. 230, 2006, No. 1-3., pp. 1-22.
- [24] Nikolić, I.; Borović, S. (1996): Višekriterijska optimizacija: metode, primjena u logistici, softver, Centar vojnih škola Vojske Jugoslavije, Beograd.
- [25] Opricović, S. (1998): *Višekriterijumska optimizacija sistema u građevinarstvu*, Građevinski fakultet, Beograd.
- [26] Opricovic, S. (2009): *A compromise solution in water resources planing*, *Water Resour Manage*, 1549-1561.
- [27] Peniwati K (1996) The analytic hierarchy process: the possibility for group decision making. In: *Proceedings of the 4th international symposium on the analytic hierarchy process*, Vancouver, Canada. (Obtainable from RWS Publications, 4922 Ellsworth Avenue, Pittsburgh, PA 15213.), pp 202–214.
- [28] Sahely, H.R; Kenedy, C.A.; Adams, B.J.: Developing sustainability criteria for urban infrastructure systems, *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, <http://www.nrcresearchpress.com/>, Canada, Vol. 32., No.1, pp. 72-85, 2005.
- [29] Saaty, T. L.; Vargas, L. G.: *Models, Methods, Concepts & Applications of the Analytic Hierarchy Process*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2001.
- [30] Saaty, T. L. (1994): *Fundamentals of Decision Making and Priority Theory with AHP*, Pittsburgh: RWS Publications.
- [31] Saaty, T (1990) – *How to make decision : The Analytic Hierarchy Process*. *European Journal of Operational Research* 48 (1990) 9-26 North-Holand.
- [32] Saaty, T. L. (1996): *The Analytic Hierarchy Process*, drugo izdanje, RWS Publications, Pittsburg.
- [33] Šošić I., 2004., *Primijenjena statistika*, Zagreb: Školska knjiga.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Александар ПЕТРОВСКИ¹

ТЕХНОЛОГИИ ЗА ОДРЖЛИВИ ОБЈЕКТИ: ПРЕГЛЕД НА АДАПТИВНИ ФАСАДИ

РЕЗИМЕ

Одржливоста на објектите може значајно да се унапреди со примена на концептот за активно адаптирање на објектите кон променливите надворешни и внатрешни услови. Со овој труд се истражени адаптивните фасади кои овозможуваат создавање оптимални перформанси и комфор во објектите. Истражени се повеќе студии на случај и извршен е преглед и категоризација на адаптивни технологии. Сознанијата укжуваат дека иако адаптивните фасади овозможуваат практични решенија, поради нивната комплексност во однос на симулација на перформансите и во однос на нивното производство тие се недоволно искористени и остануваат исклучително динамично поле за истражување.

Клучни зборови: адаптивни фасади, одржливо проектирање, паметни материјали.

Aleksandar PETROVSKI²

TECHNOLOGIES FOR SUSTAINABLE BUILDINGS: ADAPTIVE FACADES OVERVIEW

SUMMARY

The buildings' sustainability could be significantly improved by implementing the concept of active adaptation of the buildings to the external and internal conditions. This paper introduces the concept of adaptive façade as a means of achieving sustainable buildings thus providing optimal performance and comfort. Several case-studies are examined followed up with a review of different categorizations of adaptive typologies and techniques. The findings show that although they offer practical solutions, due to their complexity in both performance simulation and production the adaptive facades are underutilized but they surely remain as an exceptionally dynamic field for further research.

Keywords: adaptive facades, sustainable design, smart materials.

¹ Универзитет „Св. Кирил и Методиј“, Архитектонски факултет, бул. Партизански Одреди 24, Скопје, 1000, Р. Македонија, aleksmkd@yahoo.com

² University "Ss. Cyril and Methodius", Faculty of Architecture, Blvd. Partizanski Odredi, 24, Skopje, 1000, R. Macedonia, aleksmkd@yahoo.com

1. INTRODUCTION

The building sector is in a dynamic change to satisfy the increasing need for spaces that are healthy, efficient, productive, cost-effective and to be pleasing to the eye and the spirit of the inhabitants. The concept of sustainability grasps all of the issues that architecture had always had to fulfill and which are inherent to the profession, but due to the technological and societal changes some of the architectural aspects have been neglected in certain periods of time.

The industrial revolution and the large amount of available energy have transformed architecture with the application of large glazed areas and prefabricated and modular systems. This new esthetics became a symbol for the modernist as well as the capitalist society that is oriented towards mass consumption of the resources.

Today, the availability of the resources again plays a role in shaping architecture and the way we see it and the way we use it. The high material and energy demand and consumption energy (Bakens 2003; Oteiza and Tenorio 2007; Woolley and Kimmins 2000), accompanied with the pollution from the production of both the construction materials and non-renewable energy, imposes a demand for a new paradigm shift towards an "optimal" architecture. This new, sustainable architecture, socially aware of the environmental malignity of the conventional architecture which is supported on the concept - business as usual, has a task for offsetting the harm onto the environment caused by the construction and use of the buildings. Its intention is to utilize design techniques that unite the social, economic and environmental aspects (Elkington 1999), of the building and in a holistic manner to have a complete control of the buildings performance.

In this regard, several concepts for possible solution have emerged, starting from sustainability which means doing less harm to the environment, the restorative concept which means to design buildings which would restore a site to its starting position, and the regenerative concept which intends to regenerate a buildings site in a positive way and to add constantly value to the environment, the ecosystem and to the inhabitants.

The building design techniques that could be used to improve the buildings performance are categorized as passive and active (Edward Mazria 1979). The passive concept for building design is oriented towards utilizing the building shape, orientation, functional layout and construction materials to regulate the performance of the building, to offset energy demand, to provide healthy living environment for the occupants. This means that the building is itself a holistic system that can self-regulate by means of thermo-physical processes. In contrary, the active design strategies mean that additional mechanical systems have been used to regulate the comfort in the buildings which require additional energy to operate.

Due to the fact that the largest amount of energy losses are through the buildings' façade, this element is one of the most important topics in the sustainable development of the construction industry. The conventional way of improving the performance of the facades is by improving the thermal characteristics of the materials and by adding insulating materials in larger quantities. Those solutions are mostly based on the concept of the façade as a static system that has permanent properties during the exploitation of the façade and which are predictable in terms of thermal behavior and heat exchange flux.

The negative aspect of their static characteristic is that they are not entirely suitable for all of the climatic conditions during the year and all of the occupational scenarios of the building. That means that they do not allow more sun heat when needed to provide passive heating in the interior or they do not allow more light penetration in order to save lighting electricity and the same applies for other similar physical aspects that could be or need to be controlled such as moisture, air, sound etc., (Rivard 1995).

Adaptive facades, opposite from conventional static facades, aim at providing comfort in the building regarding the changing external climatic conditions and internal comfort and occupancy needs. Due to the fact that they are subject of an ongoing research, development and innovation, this paper aims to review them and unveil their potential and contribution towards a more sustainable development and society.

2. REVIEW OF ADAPTIVE FACADES

The question of the building façade that takes advantage of the external climatic conditions and uses them to provide comfort has been an issue throughout all of the architectural history. The concept of façade that

could adapt has been inceptioned by Mike Davis with the concept of "polyvalent wall", (Davies 1981). Further, the advancement of technologies and materials has introduced the adaptive facades.

The adaptive facades are defined as building envelopes that are able to adapt to changing climatic conditions on daily, seasonally or yearly basis, and they have the ability to respond to certain external conditions in order to effectively provide comfort for the occupants. One of the most common definitions defines them as *a climate adaptive building shell that has the ability to repeatedly and reversibly change some of its functions, features or behavior over time in response to changing performance requirements and variable boundary conditions and does this with the aim of improving overall building performance*, (Loonen et al. 2013).

2.1. Design of adaptive facades

Achieving adaptability, according to Ferguson (Ferguson et al. 2007), means that the system needs deliver functionality by taking consideration multitude of changing criteria over time and act appropriately upon it. As Loonen states (Loonen et al. 2013), an inherent characteristic of adaptive facades is the multi-ability, meaning that it can fulfill new roles over time and also certain areas of the façade can react independently according to the conditions. The heat flux from the incident solar radiation, Fig. 1, is one aspect among multitude of other aspects that are in constant change informing the adaptive technology and stimulate its reaction.

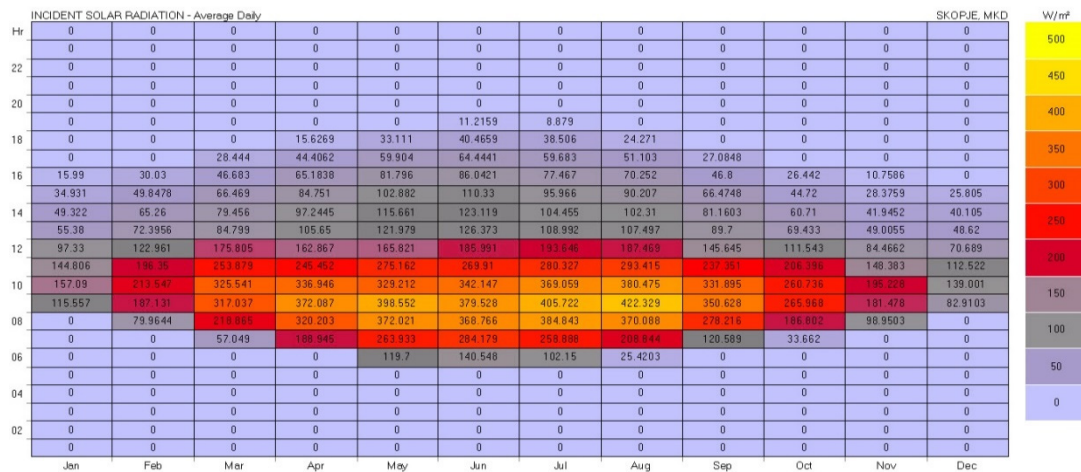


Fig. 1. Solar incident radiation (Петровски 2013)

Adaptivity of the façade could be achieved by changing chemical properties of the materials by using "smart" materials or by changing physical properties of discrete elements or the whole element. Those physical changes often involve terms such as kinetic façade, switchable, dynamic, and intelligent and are often accompanied by mechanical devices and sensors that need to be integrated into a system.

Employing such changeable properties raises the issue of controllability of the system. The adaptive system that has a dynamic ability to change is based on an input of motion that needs to be transferred to the system which consists of actuators and sensors. The actuators receive the external signals from the sensors and translate them into an actuation commands. The sensors monitor external changes, transfer information to the processor and monitor the effects on the structure and the environment.

Therefore, two types of effective control systems are proposed, the extrinsic and intrinsic control, (Loonen et al. 2013). The extrinsic type uses actuators, sensors and processors and is an active type of system. This type of control means the system has an ability to take feedback, meaning that a certain configuration of the adaptive façade could be evaluated and compared to a preset of indicators and their values and if it is necessary they could be adjusted. The extrinsic control on a macro scale is also most commonly applied system in the few built buildings that have applied adaptive façade technology. One such example is the Arab Institut in Paris by the architect Jean Nouvel which is considered as one of the first buildings that has sparked interest in adaptivity of facades, Fig 2 and Fig 3. Though the façade is not used as a dynamic and adaptive, but its mostly static due to operational and maintenance issues, the feat of engineering that has taken place is remarkable.

The intrinsic control is defined as an adaptive capacity of the discrete elements of the system, i.e. the subsystems and is usually related with the use of smart materials (Ritter 2007) and is usually regarded as a passive system.



Fig. 2. Interior view (“Institut du Monde Arabe / Jean Nouvel – Shadow” 2016)

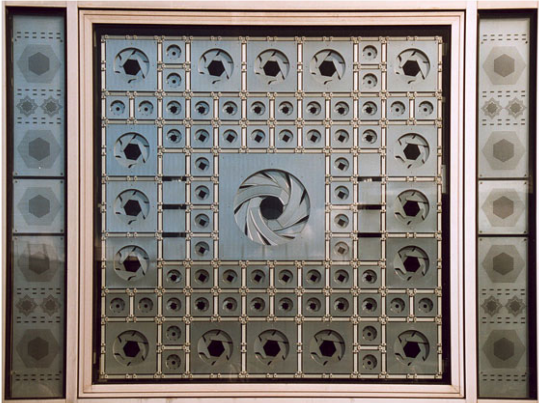


Fig. 3. Façade segment (“KineticArchitecture” 2011)

The few built adaptive façade are strongly correlated with the context of the site, mostly with the climatic conditions and mostly they are focused in controlling the solar radiation to prevent overheating and controlling the daylight. Fig 4.



Fig 4a Kiefer technic showroom in Bad Gleichenberg, Austria by Ernst Giselsbrecht + Partner, photo by Paul Ott, Fig 3b AlBahr Towers, Dubai, UAE by Aedasm, Fig 4c South Australian Health and Medical Research Institute (SAHMRI) in Adelaide, Australia photo by Woods Bagot

The energy consumption of the adaptive facades is an issue because of the large quantities of energy needed for operation of all the mechanisms, sensors, actuators, motors and etc. One of the solutions could be the use of elastic kinetic materials, (Barozzi et al. 2016) which have the ability to store energy when deflected and by releasing it it brings back the material in its former state, (Lienhard et al. 2015).

Novel design techniques extend the design possibilities in finding solutions for an adaptive façade design. Considering that the design is faced with a multitude of criteria, such as balancing with energy, daylight, internal comfort, cost, environmental impact and etc., the problem becomes multi-objective which is most commonly solved with artificial intelligence techniques such as optimization. The application of optimization as a design assistance tool can enhance the building performance by far compared with conventional trial and error designs (Hopfe 2009). Several authors investigate the use of parametric design, BIM technologies (Naboni et al. 2013) as well as genetic optimization techniques (Petrovski et al. 2014), Fig 3. Other authors research the possibilities for a multi-objective optimization and Pareto fronts as a powerful tool to achieve best performance from the design (Kasinalis et al. 2014).



Fig. 3. Genetic optimization of a buildings façade (Petrovski et al. 2014)

Enabling mass production of new technologies means they need to be accepted by the users. The most important aspects for a larger implementation of new technology are (Leaman and Bordass 2007): perceived usefulness and ease of use. Further as the authors have stated, in order to ensure high degree of perceived usefulness it is important to stress the need for motivating the occupants for the enthusiastic use and benefits from this new technology. Also, the transparency during the operation phase is an aspect that enables occupants to be informed and to better understand and accept the technology. The same applies for flexibility of the system towards different types of occupants as well as providing enough control over the system. Regarding control Bordass and Leaman (Bordass and Leaman 2007) suggest three aspects for good control of the system, which are: intuitive - providing intuitive and easy to use system without the need for a written guide, feedback of control - meaning showing the system status after some changes have been applied to it, and feedback of effect - the effect of the system change has to be noticeable and perceivable.

2.2. Adaptive facades typology

Various authors have made effort to classify adaptive facades. Addington and Schodek (Addington and Schodek 2004), have categorized several ways to control the adaptivity of the structure, such as: folding, sliding, expanding, transforming, while the means to achieve them are listed as: pneumatic, chemical, magnetic, natural and mechanical, respectively. Ramsey and Fayed (Ramzy and Fayed 2011), discuss the potential of the system to act as a kinetic one, its control technique, limit and possibilities for systems configuration.

Regarding the different materials that could be used there are many categorizations were mainly the materials are categorized in two groups: transparent and opaque. Materials that have the potential to be implement in an extrinsic or in an intrinsic system are (Loonen et al. 2016): electro-chromic, liquid crystal, photo-volta-chromic, thermo-topic/chromic, photo-chromic, fluidglass, screens/roller shades, blinds with angle control, bi-directional transmission control, insulating shutters, shading with dual-axis tracking, phase change material, double skin façade, trombe wall, green roof, green wall, movable/switchable insulation, thermocollect etc.

3. CONCLUSION

This paper discusses the advent of the adaptive façades technology as a driver towards a more sustainable buildings and thus more sustainable future.

Due to the few built adaptive facades there is a limited information on their operational phase and performance. Because the adaptive facades are unique for every building, i.e. they are customized to the specific context of the building their evaluation is an issue as well as their comparison regarding their success, (Attia et al. 2015). The lack of information makes the process of simulation of their performance even more difficult as the software models cannot be calibrated, thus compared with a physical case-study. Additionally, the simulation of the performance is an uneasy task because of a lack of integrative simulation tools.

From the review of the scientific literature it could be noted that the performance of the adaptive facades is determined by operational uncertainty, both in terms of weather forecasts, and the way the building is actually being occupied. In this regard the advent of artificial intelligence could substantially prop-up the prediction process and deliver optimal performance of the system. As Hoes (Hoes et al. 2011) states, specifically developed optimization procedures, enriched with robustness indicators can help to explore this problem.

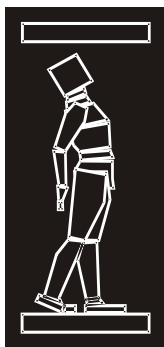
ACKNOWLEDGEMENT

The author would like to gratefully acknowledge COST Action TU1403 “Adaptive Façade Network” for providing excellent research networking.

REFERENCES

- [1] Addington, D. M., and Schodek, D. (2004). *Smart Materials and Technologies: For the Architecture and Design Professions*. Routledge, Amsterdam ; Boston.
- [2] Attia, S., Favoino, F., Loonen, R., Petrovski, A., and Monge-Barrio, A. (2015). “Adaptive Façades System Assessment: An initial review.” Bern, Switzerland, 1265–1273.
- [3] Bakens, W. (2003). “Realizing the sector’s potential for contributing to sustainable development.” UNEP Industry and Environment, (Април-Септември), 9–12.
- [4] Barozzi, M., Lienhard, J., Zanelli, A., and Monticelli, C. (2016). “The Sustainability of Adaptive Envelopes: Developments of Kinetic Architecture.” *Procedia Engineering*, TENSINET – COST TU1303 International Symposium 2016 “Novel structural skins - Improving sustainability and efficiency through new structural textile materials and designs,” 155, 275–284.
- [5] Bordass, B., and Leaman, A. (2007). “Controls For End Users.”
- [6] Davies, M. (1981). “A wall for all seasons.” *RIBA Journal*, 88(2), 55–57.
- [7] Edward Mazria. (1979). *The Passive Solar Energy Book: A Complete Guide to Passive Solar Home, Greenhouse and Building Design*. Rodale Pr; First Edition edition.
- [8] Elkington, J. (1999). *Cannibals with Forks: Triple Bottom Line of 21st Century Business*. Capstone Publishing Ltd, Oxford.
- [9] Ferguson, S., Siddiqi, A., Lewis, K., and De Weck, O. (2007). “Flexible and reconfigurable systems: Nomenclature and review.” *Proceedings of ASME 2007 - International Design Engineering Technical Conferences & Computers and Information in Engineering Conference*.
- [10] Hoes, P., Trcka, M., Hensen, J., and Hoekstra Bonnema, B. (2011). “Optimizing building designs using a robustness indicator with respect to user behavior.” *Proceedings of Building Simulation 2011 Sydney, Australia*.
- [11] Hopfe, C. (2009). “Uncertainty and sensitivity analysis in building performance simulation for decision support and design optimization.” *Eindhoven University of Technology*.
- [12] “Institut du Monde Arabe / Jean Nouvel – Shadow.” (2016).

- [13] Kasinalis, C., Loonen, R. C. G. M., Cóstola, D., and Hensen, J. L. M. (2014). “Framework for assessing the performance potential of seasonally adaptable facades using multi-objective optimization.” *Energy and Buildings*, 79, 106–113.
- [14] “KineticArchitecture.” (2011).
- [15] Leaman, A., and Bordass, B. (2007). “Are users more tolerant of ‘green’ buildings?” *Building Research & Information*, 35(6), 662–673.
- [16] Lienhard, J., Schleicher, S., and Knippers, J. (2015). “Bio-inspired, Flexible Structures and Materials.” *Biotechnologies and Biomimetics for Civil Engineering*, Springer, Cham, 275–296.
- [17] Loonen, R. C. G. M., Favoino, F., Hensen, J. L. M., and Overend, M. (2016). “Review of current status, requirements and opportunities for building performance simulation of adaptive facades.” *Journal of Building Performance Simulation*, 10(2), 205–223.
- [18] Loonen, R., Trčka, M., Cóstola, D., and Hensen, J. L. M. (2013). “Climate adaptive building shells: state-of-the-art and future challenges.” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 25, 483–493.
- [19] Naboni, E., Korolija, I., Zhang, Y., and Maccarini, A. (2013). “Comparison of conventional, parametric and evolutionary optimization approaches for the architectural design of nearly zero energy buildings.” *Building Simulation for a sustainable world*, Chambery, 2559–2566.
- [20] Oteiza, I., and Tenorio, J. A. (2007). “La innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción.” *Jornada J7: Evaluación de la sostenibilidad en la Edificación*, Madrid.
- [21] Petrovski, A., Zileska - Pancovska, V., and Zujo, V. (2014). “Improving building sustainability by optimizing facade shape and solar insolation use.” *Kromeriz, Czech Republic*, 374–383.
- [22] Ramzy, N., and Fayed, H. (2011). “Kinetic systems in architecture: New approach for environmental control systems and context-sensitive buildings.” *Sustainable Cities Soc.*, 1, 170–177.
- [23] Ritter, A. (2007). *Smart materials in architecture, interior architecture and design*. Birkhäuser, Basel.
- [24] Rivard, H. (1995). “Functional analysis of the preliminary building envelope design process.” *Building and Environment*, 30(3), 391–401.
- [25] Woolley, T., and Kimmins, S. (2000). *Green Building Handbook Volumes 1 and 2: Green Building Handbook: Volume 2: A Guide to Building Products and their Impact on the Environment*. Routledge, London.
- [26] Петровски, А. (2013). “Влијанието на ориентацијата, обликот и застаклувањето кај приземни станбени објекти.” *Св. Кирил и Методиј, Градежен факултет, Скопје*.



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Марија ТОДОРОВИЌ¹, Иван ГЛИШОВИЌ², Аљоша ФИЛИПОВИЌ³,
Бошко СТЕВАНОВИЌ⁴

НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ НА ЗАСЕЧЕНИ ГРЕДИ ОД ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНО ДРВО

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентираан нумерички пристап за анализа на ширењето на прснатини кај греди од лепено ламелирано дрво, засечени на краевите. За изработка на аналитичкиот модел користен е софтверот Abaqus за анализа на греди од лепено ламелирано дрво со конечни елементи. Развојот на прснатината е симулиран со употреба на Cohesive Zone Modeling (CZM) со кој кохезионото однесување е дефинирано во преку законот за триење-одвојување. Точноста на препорачаниот метод е докажана преку експериментално испитување. Резултатите од експерименталната анализа кореспондираат со резултатите од моделот со конечни елементи, со што може да се воочи дека нумеричкиот модел дава добри резултати и рално го отсликува однесувањето на носачот се до лом во пресекот.

Клучни зборови: лепено ламерани греди, смолкнување, метод на кон. елем. (MKE)

Marija TODOROVIĆ¹, Ivan GLIŠOVIĆ², Aljoša FILIPOVIĆ³, Boško STEVANOVIĆ⁴

NUMERICAL MODELLING OF NOTCHED GLULAM BEAMS

SUMMARY

This paper presents a numerical approach for the analysis of crack propagation in end-notched glued laminated timber (glulam) beams. The finite element software Abaqus has been used for modelling of notched glulam beams subjected to bending. The crack growth is simulated using Cohesive Zone Modelling (CZM) in which the cohesive behaviour is defined in terms of traction-separation law. The effectiveness of the proposed approach is verified by experimental tests. Good agreement is found between finite element and experimental results, showing that the model has a good capability to predict progressive damage up to failure.

Keywords: glulam, beams, notch, tension perpendicular to grain, shear, FEM

¹ Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, todorovicm@grf.bg.ac.rs

² Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, ivang@imk.grf.bg.ac.rs

³ Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, afilipovic@grf.bg.ac.rs

⁴ Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, bole@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Solid timber and glued laminated timber (glulam) beams with notches are very common in structural engineering practices. Notches represent a weak spot in a structure, and when that is possible, they should be avoided altogether. However, there are situations where the reduction of beam's height is necessary, the most typical one being limitation in construction height at the supports, and others such as stabilization of a structural element against lateral buckling, intersection of members and joint details. Various cases of end-notched timber beams are shown in Fig. 1. In these cases, special attention should be paid to an adequate design of notched beams.

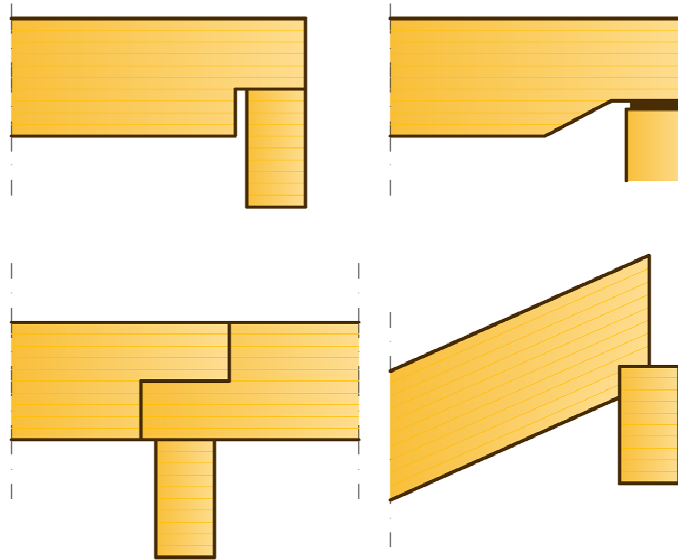


Fig. 1. Examples of timber notched beams

Notches considerably reduce the load carrying capacity of timber beams, because they cause high stress concentrations at the point of cross-section height reduction. If a notch is made at the tension face of a beam tension stress perpendicular to grain of timber will appear. Excessive crack growth due to low resistance in shear and tension perpendicular to grain of wood as well as brittle failure mechanisms as a result of these actions can lead to failure of a beam. For these reasons, notches should generally be avoided, and when unavoidable, notches should be reinforced.

Design of unreinforced notched beams is possible only if a decrease in load-carrying capacity is taken into account. Several design approaches have been published based on empirical, fracture mechanics and other concepts. However, an estimation of the load-carrying capacity according to these design approaches is vague and without clear directions for taking into account the effects of a notch.

In the past decades, many researchers have dealt with notched timber beams. Fortino, Zagari, Mendicino, & Dill-langer (2012) explained FEM simulation of Mode I cohesive crack growth in glued laminated timber. Jockwer (2014) gave a thorough analysis of different design approaches of both unreinforced and reinforced notched beams. Franke, Franke, & Harte (2015) dealt with methods of repair of structural performance of timber beams, including the ones with notches. Oudjene et al. (2016) showed a numerical approach for modelling both unreinforced and reinforced notched beams. Dietsch (2016) talked about the necessity of new design approaches of strengthened timber beams, including strengthening of notches, and implementation of these in a new section of Eurocode 5.

This paper presents a modelling approach dealing with bending behaviour of end-notched glued laminated timber beams. A 3D finite element model was developed in software package Abaqus. The numerical methodology used cohesive damage modelling. Experimentally obtained results were used for the verification of numerical simulation based on the comparison of failure mode, load-deflection relationships, stiffness and ultimate load carrying capacity. The numerical results showed that the proposed model is adequate to predict the progressive damage up to failure of notched timber beams.

2. STRUCTURAL BEHAVIOUR OF NOTCHED TIMBER BEAMS

Sudden change in a cross-section height (notch) results in a deviation of stresses leading to a concentration of tension perpendicular to grain and shear stress in a notch corner, which causes a crack opening and its growth. This stress concentration is similar to the stress singularity around the tip of a sharp crack.

If a crack is caused purely by tension perpendicular to grain that is fracture Mode 1 as shown in Fig. 2(a). Failure caused by shear stresses represent fracture Mode 2 (Fig. 2(b)). The combination of the previous two modes is mixed mode fracture, as shown in Fig. 2(c). Crack opening is an apparent failure mechanism of a notch. Hence, mode 1 fracture was assumed to govern a notch failure.

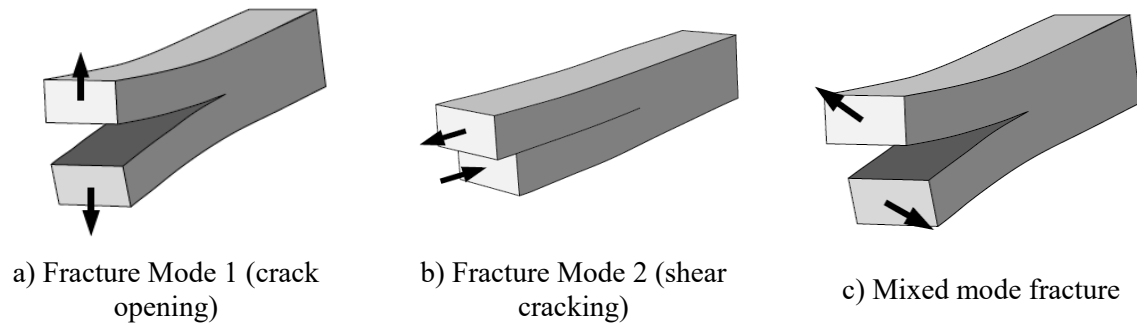


Fig. 2. Fracture modes (Jockwer, 2014)

The fracture toughness of wood material depends on its stiffness and fracture energy. Fracture energy is the energy dissipated in the fracture region during the development of one unit area of fractured cross-section or a crack. It can be determined directly from recorded work of fracture. Alternatively, fracture property characterization can be made from the failure load of a test specimen with a pre-fabricated sharp crack. In literature, different test methods can be found. From all of these the single end-notched beams (SENB) specimen is most widely accepted for the determination of Mode 1 fracture energy and the tapered end-notched flexural (TENF) specimen for the determination of Mode 2 fracture energy. The shape of the specimens and the load application are illustrated in Fig. 3 (Jockwer, 2014).

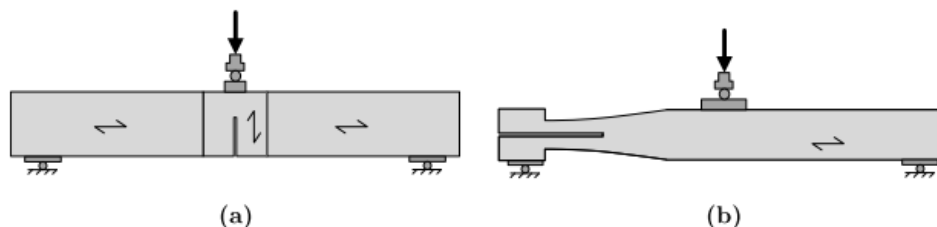


Fig. 3. Illustration of the specimen for determination of Mode 1 fracture energy (a) and of the specimen for determination of Mode 2 fracture energy (b) (Jockwer, 2014)

3. EXPERIMENTAL RESEARCH

Bending behaviour of notched glulam beams has been studied in a test series carried out at Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. The unreinforced notched beams are a part of a larger test series on different reinforcement techniques for notched beams.

3.1. Material and method

Notched beams were made of glulam (spruce timber) classified in the strength class GL24h according to EN 14080 (European Committee for Standardization, 2013). The cross-section of the beams was 100 x 220 mm and the overall length was 4000 mm. At the notched ends, the height of the beam was reduced to 110 mm (by half) and the length of the notch was 250 mm (125 mm on both sides of the supports). Before the tests were performed, the beams were conditioned at a temperature $T = 20^{\circ}\text{C}$ and a relative humidity $RH = 65\%$ to equilibrium moisture content of approximately 12%.

Five beams were subjected to bending test in accordance with EN 408. The beams were tested in four-point bending configuration over a simply supported span of 3750 mm. The distance between two loading points was 1350 mm while the distance from the loading point to the supports was 1200 mm. A schematic illustration of the bending test configuration is shown in Fig. 4. The load was applied monotonically until failure using a hydraulic jack and recorded with a compression load cell. The specimens were supported on roller bearings at the ends. Roller bearings were also used at the load application points. The effects of local indentation both at the load application and support positions were minimized by placing steel plates. Linear variable differential transducers (LVDTs) were used for the measurement of mid-span deflection of the beams as well as the measurement of crack opening in the notch detail. The deformation data from LVDTs and corresponding load data from a loading cell were recorded by a computerized data acquisition system. The typical test set-up is shown in Fig. 5.

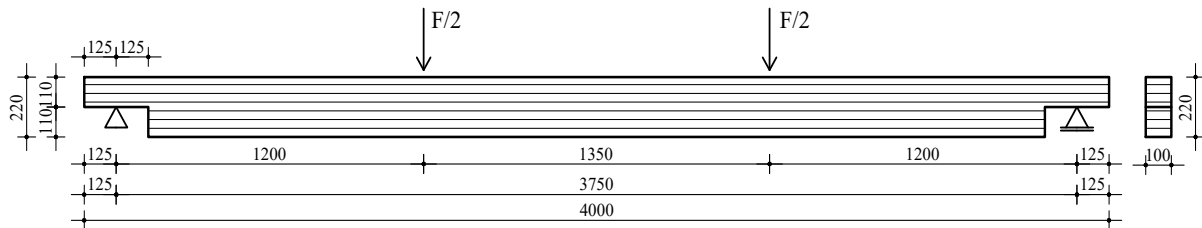


Fig. 4. Geometry and loading of the beam

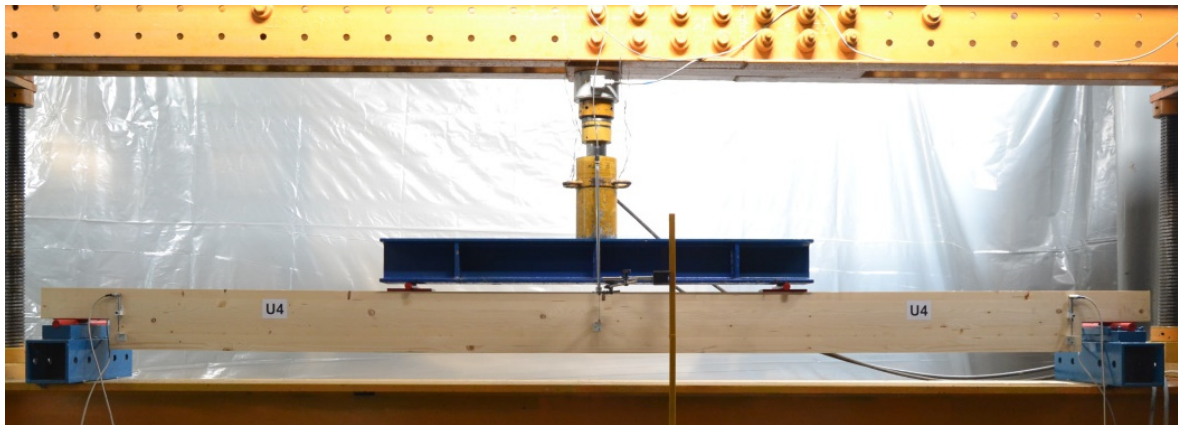


Fig. 5. Experimental test set-up

3.2. Test results

The behaviour of notched beams was analysed through their load-deformation relationship, failure mode, stiffness and ultimate load carrying capacity.

All tested beams exhibited linear load-deflection behaviour until the point of failure. Beams failed at the notch details due to excessive tension stress perpendicular to grain. Due to brittle nature of wood behaviour in tension, failure was sudden without warning signs, such as large deformations. Prior to ultimate load, only very little crack opening was observed. At failure load excessive crack opening and crack shearing occurred. After development of an initial crack at the notch corner, uncontrollable crack growth continued to the middle of the beam in some cases. The crack path after its initiation was generally clear and straight.

The results of experimental tests in regard to maximum load, maximum mid-span deflection and bending stiffness for each beam are presented in Table 1. The effects of the notches on the mechanical properties of glulam beams are significant.

Specimen	Maximum load (kN)	Maximum mid-span deflection (mm)	Stiffness EI ($\times 10^{11}$ Nmm ²)
U1	20.8	17.2	10.58
U2	23.5	19.5	10.72
U3	19.3	16.2	10.43
U4	19.8	15.1	11.42
U5	20.8	13.7	12.80
Average			
	20.8	16.4	11.19
CoV (%)			
	7.8	13.4	8.7

Table 1. Experimental results

4. NUMERICAL MODELLING

Numerical modelling of notched glulam beams was performed using the commercial multi-purpose finite element software Abaqus ver. 6.12 (Dassault Systèmes Simulia, 2012). The crack opening and growth in glulam specimens subjected to short-term loading was simulated using a nonlinear fracture mechanics approach via Cohesive Zone Modelling (CZM) option.

4.1 Numerical approach for cohesive crack propagation in wood

During the performed bending tests, the cracks were initiated within the notch detail of beams and they propagated in the grain direction under fracture Mode I (opening fracture mode). Since the crack propagation path is known from experimental testing, the fracture region can be adequately described by Cohesive Zone Modelling (CZM). Cohesive behaviour in the fracture region can be defined through appropriate traction-separation law, while failure of elements is characterized by a progressive degradation of material stiffness which is driven by a damage process.

The phenomenon of crack growth and consequent damage in wood can be described as follows. During the loading process, load-displacement relationship remains linear elastic in the first ascending part the curve. As the load approaches critical values corresponding to the first damage phenomena in wood (micro-cracking and fibre-bridging), same damage appears in the whole specimen. When the maximum load is reached, a localized fracture process starts to develop. Then, all additional displacements take place in the fracture region while the material outside this zone is loaded elastically. In CZM, the degrading mechanisms in fracture region are assumed to stay in a discrete line or plane and are represented by a stress-displacement relationship which is damage law and it defines the softening behaviour of a material. For quasi-brittle materials as wood, the most often used damage laws are linear, bi-linear or exponential (Fig. 6). The parameters characterizing the stress-displacement curve of CZM are critical cohesive strength and fracture energy, which is graphically the area under the curve. Therefore, the mechanical properties outside the fracture region can be defined by a usual stress-strain curve while inside the fracture region a stress-displacement curve has to be used.

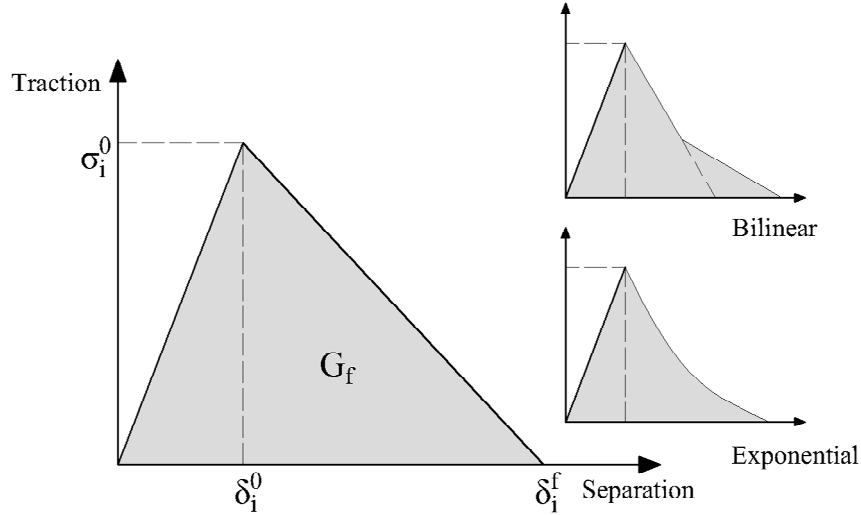


Fig 6. Traction-separation response of the cohesive surface (damage low)

The stress state in the cohesive zone in a general 3D context is defined as follows:

- Before damage initiation, the stress vector σ is linearly dependent on a certain stiffness matrix such that the cohesive zone must have the same behaviour as the remaining part of the beam:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \sigma_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{bmatrix} = K \delta \quad (1)$$

where σ_n , σ_s , σ_t are the nominal stress values in the normal and two shear directions (with respect to the crack plane); δ_n , δ_s , δ_t are the separation displacements between corresponding points at interface; and K is the interface matrix containing the interface (cohesive) stiffness values. In this paper, the model will not take into consideration possible coupling between normal and shear components. Therefore, the off-diagonal stiffness values of the K matrix are zero.

- During softening, σ is defined based on damage parameters matrix D :

$$\sigma = (I - D) \bar{\sigma} \quad (2)$$

where $\bar{\sigma}$ is stress vector computed by linear-elastic law for separation displacements without damage; I is the identity matrix; and D is a diagonal matrix containing damage parameters d_i ($i = n, s, t$) as functions of the actual δ_i as well as $\delta_i^f = \delta_{\max}$, that is the maximum separation displacement provided for the softening branch of the damage law. The parameters d_i are defined as $0 < d_i < 1$. Therefore, the stress components are affected by the damage variable according to the following:

$$\sigma_n = \begin{cases} (1 - D) \bar{\sigma}_n, & \bar{\sigma}_n \geq 0 \\ \bar{\sigma}_n & \text{otherwise (no damage to compressive stiffness)} \end{cases} \quad (3)$$

$$\sigma_s = (1 - D) \bar{\sigma}_s \quad (4)$$

$$\sigma_t = (1 - D) \bar{\sigma}_t \quad (5)$$

- Out of the displacement range provided by traction-separation law: $\sigma = 0$.

Damage initiation refers to the beginning of degradation of a material point response. The process of degradation begins when the stresses and/or strains satisfy certain damage initiation criteria. Several damage initiation criteria are available. The most used criteria are:

- Maximum nominal stress criterion. Damage is assumed to initiate when the maximum nominal stress ratio reaches a value of 1. This criterion can be represented as:

$$\max \left\{ \frac{\langle \sigma_n \rangle}{\sigma_n^0}, \frac{\sigma_s}{\sigma_s^0}, \frac{\sigma_t}{\sigma_t^0} \right\} = 1 \quad (6)$$

- Quadratic nominal stress criterion. Damage is assumed to initiate when the quadratic interaction function involving nominal stress ratio reaches a value of 1. This criterion can be represented as:

$$\left\{ \frac{\langle \sigma_n \rangle}{\sigma_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{\sigma_s}{\sigma_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{\sigma_t}{\sigma_t^0} \right\}^2 = 1 \quad (7)$$

where σ_n^0 , σ_s^0 , σ_t^0 are the peak values of nominal normal stresses when the deformation is either purely perpendicular to the crack plane or purely in the first or the second shear direction, respectively.

4.2 Model development

Standard solver of Abaqus was employed for 3D numerical analysis of the tested beams. Geometry, loading and boundary conditions were correspondent to experimental testing disposition, shown in Fig. 4. Due to symmetry in geometry, loading and boundary conditions, only 1/4 of beam was considered while the removed parts were replaced with appropriate symmetry constraints. Each lamination was modelled as separate part. A perfect connection was assumed to exist at bonding interface between the laminations, because no bond-line failures were observed in the test specimens. Since the adhesive layer is very thin and not important for this FEM analysis, it was not included in the model. Steel plates at supports and loading points were also incorporated in the model.

All of the mentioned parts were modelled as C3D8R finite elements (eight-node solid finite elements with reduced integration). Finite element mesh used for the analysis is shown in Fig. 7. The mesh consisted of two finite elements through the thickness of each timber lamination. The bonding interfaces were modelled by multi-point constraint (contact pairs), using “Tie” option. Surface-based cohesive behaviour available in Abaqus was chosen to model the fracture process region. To simulate the cohesive crack growth in wood, a damage initiation criterion of maximum nominal stress and a fracture energy-based damage evaluation criterion with exponential softening were used.

Execution of the model involved a static small displacement analysis which consisted of a series of vertical displacement-controlled increments applied at the loading plate.

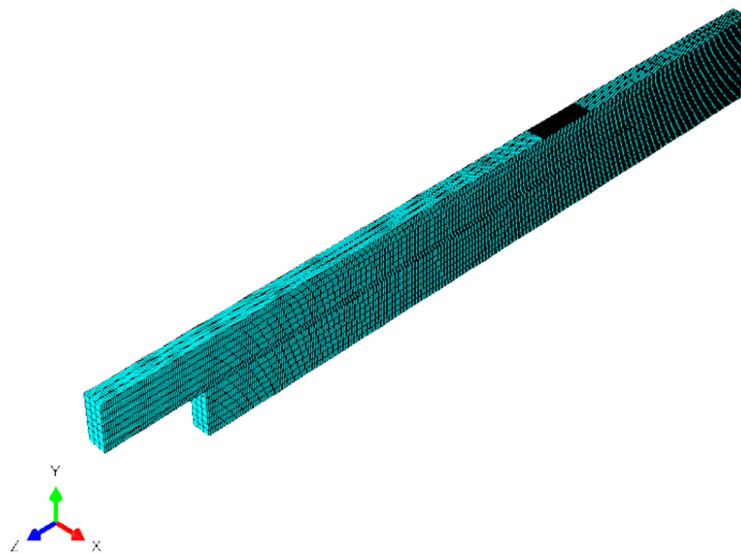


Fig. 7. Finite element mesh

4.3 Material characterization

Correct modelling of each defined material is very important for achieving accurate predictions from the numerical model.

Wood can be considered as an orthotropic linear-elastic material. It has three orthogonal directions of material symmetry: L (the longitudinal direction of fibres), R (the radial direction of rays) and T (the tangential direction to the annual rings). Nine independent constants are needed to describe the elastic behaviour of wood: three modulus of elasticity (E_L , E_R , E_T), three shear modulus (G_{LR} , G_{LT} , G_{RT}) and three Poisson's ratios (ν_{LR} , ν_{LT} , ν_{RT}). The wood material parameters used for the analysis are listed in Table 2.

E_L (N/mm^2)	E_R (N/mm^2)	E_T (N/mm^2)	E_{LR} (N/mm^2)	E_{LT} (N/mm^2)	E_{RT} (N/mm^2)	ν_{LR} (-)	ν_{LT} (-)	ν_{RT} (-)
12000	926	585	775	727	77	0.37	0.42	0.47

Table 2. Wood material properties (Bodig & Jayne, 1982)

The crack growth was studied in the RL propagation system, where the first letter indicates the direction perpendicular to the crack plane and second letter refers to the direction of the crack propagation. By referring to the notation used in Abaqus, the interface stiffness (K_{nn} , K_{ss} , K_{tt}), the cohesive strengths (σ_n , σ_s , σ_t) and the fracture energy (G_f) are input data in the damage model. In the absence of experimental results, the cohesive parameters were chosen based on values given in literature for spruce timber. Several analyses are conducted for different combinations of cohesive parameters in order to choose the values to be used for the optimal interpretation of the experimental load-displacement curves. The adopted cohesive parameters are summarized in Table 3.

K_{nn} (N/mm^3)	K_{ss} (N/mm^3)	K_{tt} (N/mm^3)	σ_n (N/mm^2)	σ_s (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	G_f (-)
20	20	20	0.6	3	3	0.37

Table 3. Cohesive model parameters

5. RESULTS AND DISCUSSION

Numerical results were compared with experimental ones in order to verify the proposed numerical model.

The global responses of the beams in terms of load versus mid-span deflection obtained from experiments and from numerical analysis are shown in Fig. 8. The load-deflection behaviour predicted by the finite element model for notched beams demonstrates good agreement with the experimentally determined behaviour. Simulated behaviour was entirely linear elastic up to failure which replicated the behaviour of experimentally tested beams.

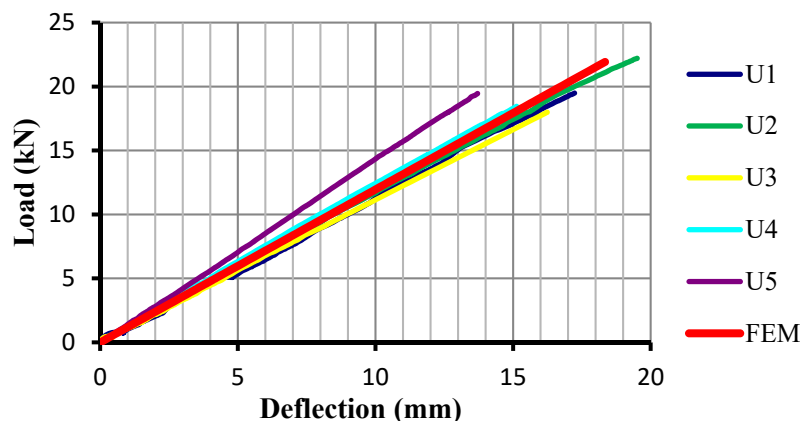


Fig. 8. Numerical and experimental load-deflection curves of end-notched beams

Comparison between the numerical and experimental failure modes is shown in Fig. 9. It can be seen that predicted failure mode is similar to the experimental one. High tension perpendicular to grain and shear stress caused fracture of the wood. Notches failed just after initial cracking with dominant fracture Mode 1.

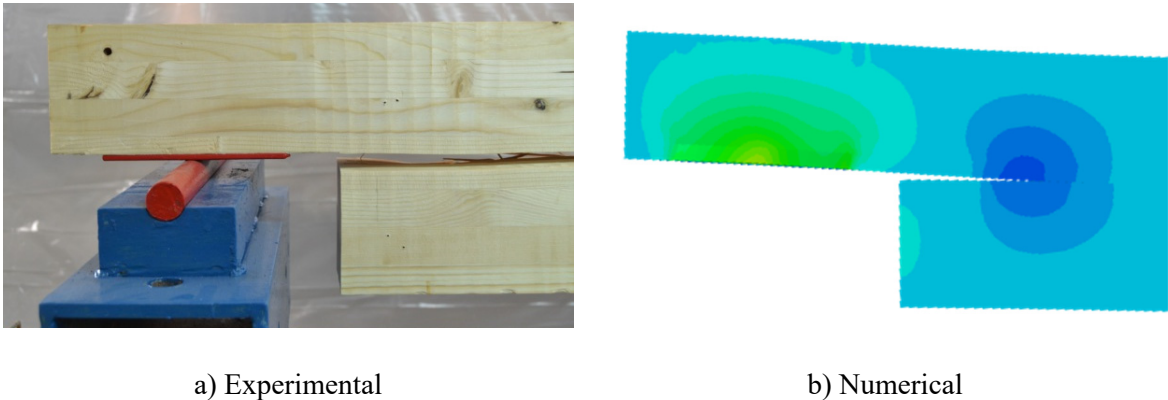


Fig. 9. Failure of notch detail

The predictions of ultimate moment capacity, elastic stiffness and deflection at failure obtained from the finite element model are compared with results from the experimental tests in Table 4. Average values are given for the experimental results. The numerical results of ultimate load carrying capacity indicate that the theoretical and experimental values are very close with a difference of approximately 5 %. The predicted value of the maximum load was higher than the experimental value. Considering the influence of knots and other defects in timber, the error is expected. Numerical prediction of elastic stiffness agreed well with experimental results, with a difference of 3 %. The variability in elasticity modulus of timber laminations was the reason for deviation between numerical and test results. The numerical model overestimated the mid-span deflection at failure of notched beams (difference of about 12 %). This can be explained by the fact that some of the tested beams had higher stiffness properties than expected and therefore significantly influenced the average deflection results.

	Maximum load (kN)	Maximum mid-span deflection (mm)	Stiffness EI (x10 ¹¹ Nmm ²)
Experimental	20.8	16.4	11.19
Numerical	21.9	18.3	10.89
Difference (%)	5.3	11.6	2.7

Table 4. Comparison of experimental and numerical results

6. CONCLUSIONS

A simple numerical approach for simulation of crack propagation in end-notched glulam beams was presented in this paper. The crack growth at the notch corner was modelled using the Cohesive Zone Modelling (CZM) in Abaqus. The effectiveness of the proposed model is verified by experiments, showing a fairly good agreement.

The numerical modelling, as well as the experimental research, can help in better understanding of the crack initiation and crack growth phenomenon in notched timber beams.

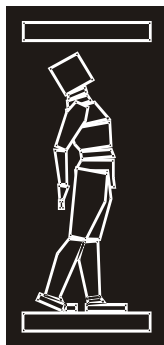
Fracture in tension perpendicular to grain (fracture Mode 1) is considered to be the relevant failure mechanism. However, shearing fracture mode (fracture Mode 2) also occurs at the notch corner and should be considered as well. The same computational tools can be used for analysis of mixed mode failure influence on the load-carrying capacity of notched glulam beams.

The numerical analysis is found to be suitable for fracture region where the crack propagates in a known direction. In addition, several different crack paths can be considered in a numerical model to simulate the real behaviour of glulam beams under different loading configurations, geometry or material properties.

Finally, presented numerical methodology can be easily adapted for more complex fracture analysis of notched beams with different reinforcing systems.

REFERENCES

- [1] Bodig, J., & Jayne, B. A. (1982) "Mechanics of Wood and Wood Composites". Van Nostrand Reinhold Company Inc. New York, USA.
- [2] Dassault Systèmes Simulia, (2012) "Abaqus CAE User's Manual". Abaqus 6.12.
- [3] Dietsch, P. (2016) "Reinforcement of Timber Structures – a New Section for Eurocode 5". Proceedings of Conference: Word Conference on Timber Engineering (WCTE), pages 3640-3649, Vienna, Austria
- [4] European Committee for Standardization (CEN), (2013) "Timber structures. Glued laminated timber and glued solid timber - EN 14080". Brussels, Belgium.
- [5] Fortino, S., Zagari, G., Mendicino, A. L., & Dill-langer, G. (2012) "A simple approach for FEM simulation of Mode I cohesive crack growth in glued laminated timber under short-term loading". *Journal of Structural Mechanics*, 45(1), 1–20.
- [6] Franke, S., Franke, B., & Harte, A. M. (2015) "Failure modes and reinforcement techniques for timber beams – State of the art". *Construction and Building Materials*, 97, 2–13. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.021>
- [7] Jockwer, R. (2014) "Structural Behaviour of Glued Laminated Timber Beams With Unreinforced and Reinforced Notches". PhD Thesis, ETH, Zurich, 178.
- [8] Oudjene, M., Tran, V., Meghlat, E., & Ait-aider, H. (2016) "Numerical Models for Self-Tapping Screws As Reinforcement of Timber Structures and Joints". Proceedings of Conference: Word Conference on Timber Engineering (WCTE), pages 2680-2687, Vienna, Austria



ДГКМ
ДРУШТВО НА
ГРАДЕЖНИТЕ
КОНСТРУКТОРИ НА
МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN
ASSOCIATION OF
STRUCTURAL
ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 17

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Елена ЗЛАТЕСКА¹, Анета ХРИСТОВА-ПОПОВСКА², Александра БОГДАНОВИЌ³,
Радмила ШАЛИЌ⁴, Зоран РАКИЌЕВИЌ⁵

МУЗЕЈ ХЕРАКЛЕА, СПОЈ НА КОНСТРУКТИВЕН И АРХИТЕКТОНСКИ ПРИСТАП

РЕЗИМЕ

Комплексноста и мултиплицираноста на функциите обединети преку новопроектираниот музеј и институт Хераклеа даваат еден нов и модерен пристап во креирањето на динамичниот архитектонски простор. Во ова истражување/концепт/проект е користен иновативен пристап за дефинирање на просторот преку кој е зачувана природната динамика на технолошките процеси. Музејот сам по себе имплицира на структура, каде активностите се групираат околу човековото движење низ артикулираниот простор. Експерименталната наративност која се оживотворува и е неодоива од неговата физичка структура е презентирана преку новопроектираната архитектура со јасно дефинирани релации помеѓу нејзините функционални единици.

Клучни зборови: Хераклеа, Музеј, Институт, Археолошки локалитет

Elena ZLATESKA¹, Aneta HRISTOVA-POPOVSKA², Aleksandra BOGDANOVIC³,
Radmila SALIC⁴, Zoran RAKICEVIC⁵

HERAKLEA MUSEUM, A CONECTION BETWEEN STRUCTURAL AND ARCHITECTURAL APPROACH

SUMMARY

The complexity and multiplication of functions united through the newly designed museum and the Heraclea Institute give a new and modern approach in creating the dynamic architectural space. In this research/concept/project, an innovative approach has been used to define the space through which the natural dynamics of the technological processes is preserved. The museum itself implies a structure, where the activities are grouped around the human movement through the articulated space. The experimental narrativeness that is animated and inseparable from its physical structure is presented through a newly designed architecture with clearly defined relationships between its functional units.

Keywords: Heraclea, Museum, Institute, Archaeological site

¹ M.Sc., Grad. Ing. Arch., DOO BAB Konsalting, Skopje, elenazlateska@yahoo.com.

² Prof. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, hristova97@yahoo.com.

³ Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk.

⁴ Asst. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk.

⁵ Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zoran_r@pluto.iziis.ukim.edu.mk.

1. ВОВЕД

Во минатото на изборот на локацијата на музејските објекти се посветувало особено внимание и истата најчесто се избирала од редот на најатрактивните локации бидејќи се сметала како еден од базичните предуслови за неговата функционалност во смисла на посетеност и интерактивност. Современиот развој, преку развојот на современите концепти и приоди на размислување како и напредокот на науката и техниката, наложил да локацијата се избира согласно специфичните услови и генерирани барања. Генералниот критериум претпоставува можност за привлекување на посетители кои би дошле индивидуално или групно и преку генерираниот интерес би се остварила интеракциска врска со еспонатите и просторот.

Предизвикот на овој труд беше да се искомпонира медиум односно средина во која архитектурата ќе ја предизвика археологијата со цел модерно прикажување на старото; музејска зграда на маргините на градот која ќе ја вдоми музеологијата и ќе и даде вредност од една нова димензија без конфликт со самата археолошка наука. Ваквата поврзаност обезбедува врска на музеј поставен на место од каде потекнуваат и самите експонати со што се обезбедува можност за директна интеракција на посетителот со природната околина од каде потекнува самиот експонат. Со самата визуелизација на просторот во преден план и индивидуалната имагинација на посетителот се постигнува ефект на слобода и креативност во просторот.

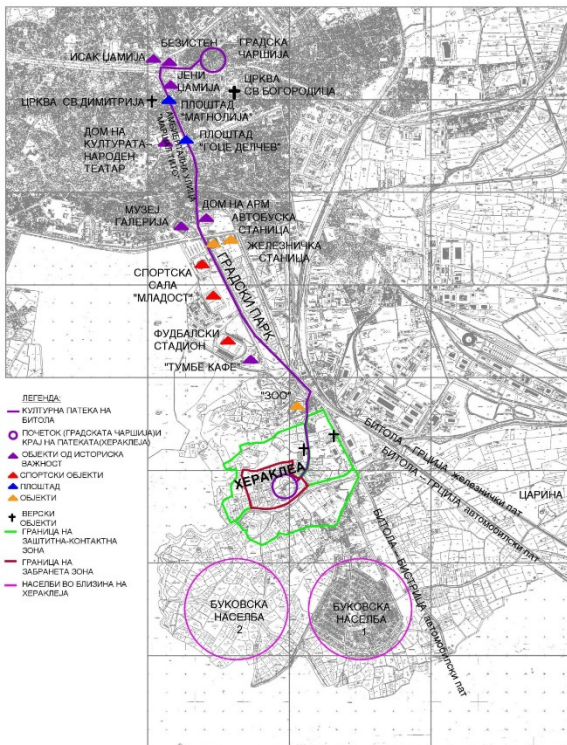
Постигнувањето на оваа цел наложи да музејот биде пристапен и мултифункционален, односно се обезбеди добра комуникациска врска од аспект на транспорт, се изложуваат најразлични изложбени теми, обезбеди пријатна околина која би го опкружувала музејскиот амбиент со разни придружни објекти кои би ги задоволиле се поспецифичните барања на публиката од различни групи. Пред да се пристапи на идејата за реализација на еден ваков музејски простор беа земени во предвид повеќе фактори неопходни за самиот процес на реализација. Најпрвин претходеше анализа за уврдување на поузданоста на самата локација во смисла на адекватно опкружување односно развиеност и достапност на транспортните комуникациски превозни средства. Исто така земени беа во предвид и структурата, старосната распределба, образованието и интересите на населението кое живее во непосредната околина и кое би било потенцијален гостин во разноразните тематски изложби. Разгледувана беше и можноста за поврзување на образовниот процес со регуларните музејски активности како основа за негов натамошен развој. Исто така како еден од поважните фактори беше разгледуван и финансискиот аспект и оправданоста од изградба на еден ваков објект. Земајќи ги во предвид погоре анализираниите предуслови и секако нивната оправданост беше потврдена идејата за изградба и поставеност на музејот на избраната локација.

2. ЛОКАЦИЈА И МЕСТОПОЛОЖБА

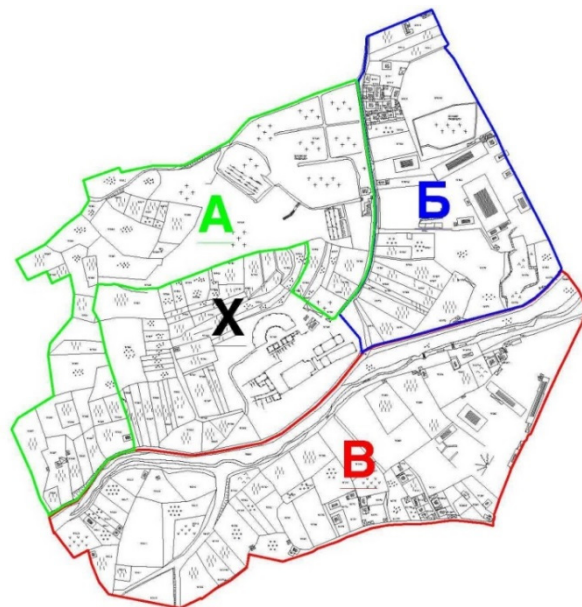
Археолошкиот локалитет Хераклеа Линкестис се наоѓа во рамките на поширокото подрачје на градот Битола (Сл. 1), во неговиот јужен дел. Локацијата се наоѓа во непосредна близина на значаен комуникациски јазел, низ кој се вкрстуваат три значајни патишта кои го поврзуваат градот со неговата индустриска зона, населбата „Буковски Ливади“ и граничниот премин со Р. Грција (Мецитлија). Денес овој археолошки локалитет е задолжителна, но и се почетна станица на културната патека на Битола (Сл. 2). Самиот локалитет на Хераклеа Линкестис е поделен на четири зони на заштита (Сл. 3), од кои зоните А, Б и В се контактни зони, додека централната зона Х е строго забранета и заштитена зона. Новата музејска зграда и институт се предлог решение со кое нема да се постави само еден “украш” до локалитетот Хераклеа туку ќе се создаде еден продукт кој ќе предизвика интеракција не само помеѓу објектот и локалитетот туку и помеѓу градот и периферијата, реконструирајќи го чувството за култура и уметничка издигнатост.



Сл. 1. Местоположба и ситуација на античкиот локалитет Хераклеа заедно со локацијата на новопроектираниот музеј



Сл. 2. Културна патека на Битола



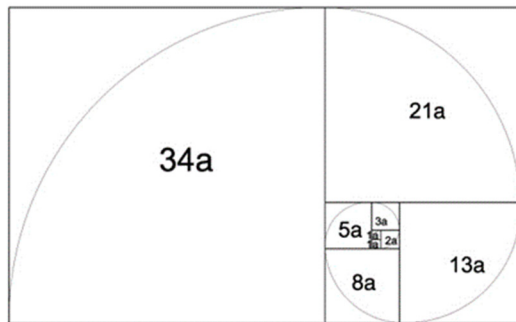
Сл. 3. Зони на заштита на Хераклеа

Новопроектираниот објект е дел од профилот на античкиот град Хераклеа. Во преден план е локалитетот каде новиот објект станува дел од урбаната композицијата на Хераклеа, со изразит линеарен идентитет. Основната типолошка предлошка на античката стоа е модифицирана со асиметричноста на влезниот дел каде доминира моќната колонада и избалансираноста на основата со помош на неправилната форма диктирана од основата на Големата Базилика во музејот.

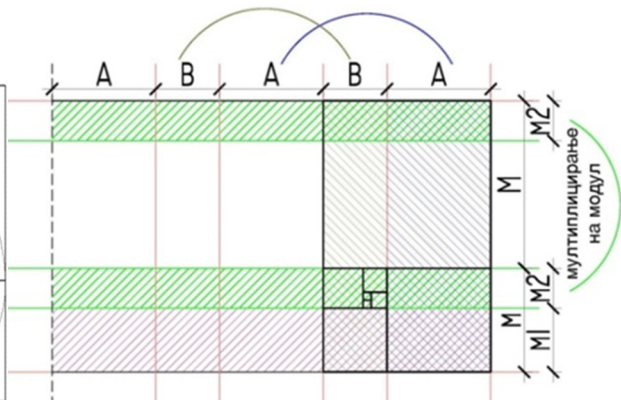
Инспиративата фибоначиева идеја го поставува целосниот објект на ниво на постамент каде дел од спиралата го прегрнува истиот и ги формира скалите со кои може да се пристапи во музејот и институтот. Идејата не е да се создаде објект експонат сам за себе, туку објект кој ќе биде нераскинлив дел од локалитетот во функционална и естетска смисла.

3. ФУНКЦИОНАЛНА И ФОРМАЛНА АНАЛИЗА НА НОВОПРОЕКТИРАНИОТ ОБЈЕКТ

Со користење на златниот пресек како најадекватна античка пропорција се добиваат најскладните облици во архитектурата. Со ваквата пропорција се добива поврзаност на поедините делови во една целина каде помалите делови се составни делови на поголемите како и поголемите на целината или обратно, во кои е впишана златната фибоначиева спирала (Сл.4).

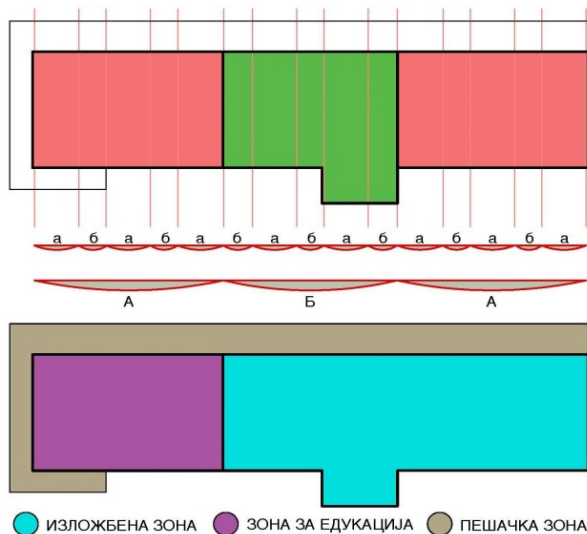


Сл. 4. Фибоначиева спирала



Сл. 5. Основи и секундарни модули

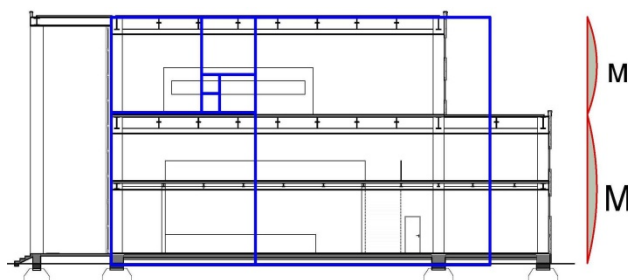
Основниот модуларен систем на објектот произлегува од правилото на конструирање на фибоначиева спирала од каде се добиени два модули (Сл. 5) кои се мултиплицираат зависно од потребата. На овој начин се создадени три ламели од каде првите две го сочинуваат музејот, а третата ламела институтот (Сл. 6).



Сл. 6. Три ламели – три зони (изложбена, едукациска и пешачка)

Со функционалното зонирање на објектот се оформуваат три зони и тоа: изложбена, едукациска и пешачка зона (Сл. 6). Во секундарниот модуларен систем кој во делот на музејот е замислен како помошен со единствена цел да ги раздвои функциите, се користи повторно златниот правоаголник. На тој начин се добива простор кој во задниот дел на музејот овозможува да се сместат помошни простории кои се одвоени од главниот изложбен дел со коридор за посетители, кој мултиплициран огледално овозможува и да се добие уште еден коридор за посетители кои би уживале во погледот од внатре кон локалитетот Хераклеа.

Бидејќи во основата на функцијата на овој музеј е идејата да се задржи оригиналниот изглед на мозаикот од Големата Базилика, направена е мала отстапка во самата форма на модуларниот систем со цел да биде поставена и задржана оригиналната големина на мозаикот. За да се поврзе визуелно новопроектираниот објект со локалитетот Хераклеа направена е променада од столбови која целосно го обвиткува објектот од предната страна додека пак пешачкото поврзување е овозможено преку комбинација на пешачка патека со мост и скали кои водат до локалитетот.



Сл. 7. Пресек, $M:m=1,618$

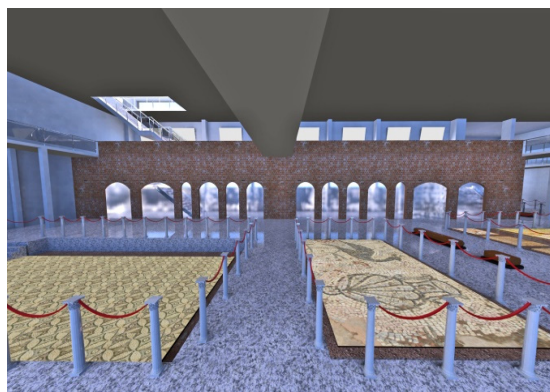
Функцијата на златен пресек е искористена за добивање и на висината на објектот (Сл. 7). Карактеристичниот сооднос 1,618 на поголемиот према помалиот дел во овој случај приземјето со галеријата према катот е задржан. Формалниот контекст на решението е поддржано од античката математика од каде се генерира формата на објектот кој прави кохезија меѓу содржините. Функциите на музејот и институтот се испреплетени.

3.1. Археолошки музеј

Археолошкиот музеј преставува место каде би се изложувале мозаиците и наодите од локалитетот и место каде одблизу би можеле да се видат уметничките артефакти од македонско-хеленистичкиот период, па се до средновековието. Археолошкиот музеј е претставен преку форма која е добиена согласно димензиите и поставеноста на Големата Базилика.



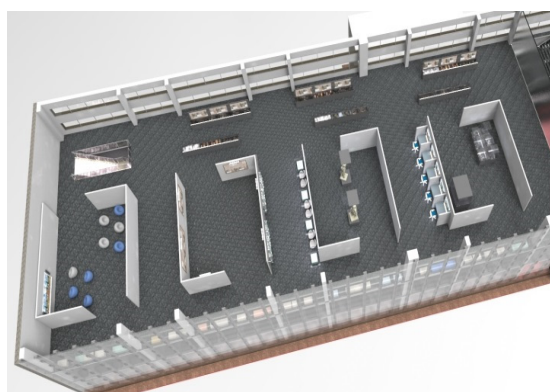
Сл. 8. Влезен хол



Сл. 9. Постојана изложба



Сл. 10. Зона панорама/зона одмор



Сл. 11. Времена изложба

Музејот е поделен на неколку транзитни зони:

- Влезен хол: кој има улога на комуникативна зона во која се наоѓа инфо-пулт, гардероби и продавница за сувенири (Сл. 8).
- Постојана изложба: дел каде посетителите можат да уживаат во мозаиците од Големата и Малата Базилика како и Епископската Резиденција пропратени со зони за одмор. Поистоветувањето со римскиот театар во Хераклеа е дадено преку доминантно обликување на внатрешниот ѕид земајќи ги карактеристиките и формата на предната

фасада и како таков станува дел од постојаната изложба. Во меѓузона на постојаната изложба во приземниот дел се сместени канцеларии за водичи. (Сл.9).

- Зона панорама/зона одмор: простор за одмарање и уживање во визури кон локалитетот (Сл. 10).
- Времена изложба: зона во која се изложуваат макети, скулптури, слики и видео презентации (Сл. 11).

Врската помеѓу времената и постојаната изложба е остварена со вертикална комуникација (скали и лифт).



Сл. 12. Поглед од галерија кон мозаиците

Огромните димензии на мозаичните платна се причина да се зголеми и катноста на објектот т.е. да се постави галерија чија висина е во согласност со човечкото око кое би ги набљудувало мозаиците во целост, а не фрагмент по фрагмент, онолку колку што дозволува очниот агол на гледање.

Поголема можност за информирање и едукација е предвидена на првиот кат, преку простор меѓу времените изложби каде се наоѓа делот за периодика и публикација, делот за видео и аудио презентација, како и електронскиот каталог. Се разбира низ сите овие делови се вметнати и зони за одмор кои пружаат возбудливи визури кон локалитетот. Постојано присутните археолошки наоди како сведоци за различни временски периоди од историјата се сместени во фиксни изложбени витрини во задната зона на изложбениот простор со цел да не се попречува визуелниот ефект кон локалитетот.

3.2. Институт

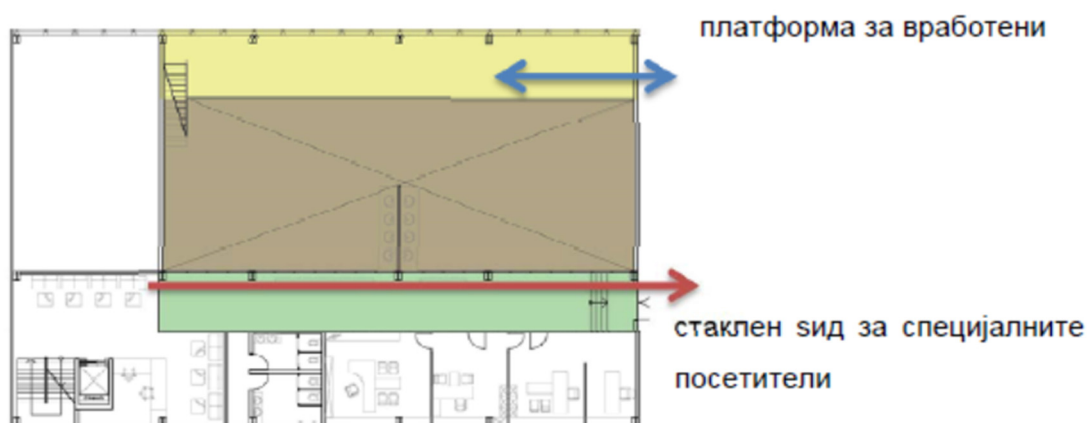
Институтот за археологија има за цел да ги обедини сите функции во еден цврст и ефикасен интегриран систем на целото материјално и нематеријално наследство: археолошкиот локалитет, музејските предмети, архивскиот и библиотечен материјал. Примарна цел е да ги обедини сите интердисциплинарни активности за заштита на археолошкото наследство кое го има локалитетот, да направи план за негов конзерваторски и реставраторски третман, како и план за маркетинг. Замислен е за одржување на магистерски и докторски студии каде практично и теоретски би се обучиле кадри од областа на мозаичната археологија пред сè, како и од областите на конзервацијата и реставрацијата на културното наследство. Институтската зграда е поделена на неколку нивоа, кои не се јавуваат по цел габарит туку местимично (едниот дел има

три катни висини, додека другиот четири). Од тоа произлегува и вертикалната поделба на функциите на три дела: 1. истражувачки дел (лабаратории и училници), 2. комуникациски дел (хоризонтални комуникации со хол и простор за седење) и 3. административен дел (канцеларии и стручни простории) (Сл. 13).



Сл. 13. Вертикално фрагментирање на функциите во објектот на институтот

● ИСТРАЖУВАЧКИ ДЕЛ ● КОМУНИКАЦИСКИ ДЕЛ ● АДМИНИСТРАТИВЕН ДЕЛ



Сл. 14. Врска помеѓу делот за посетители и делот за истражување

Приземното депо преку хидрауличен лифт е поврзано со подрумот каде се наоѓа делот со технички функции. Другиот вид на комуникација е остварен преку рампа која оди директно до депото. Како составен дел тука се сместени и архивата за артефактите и трезорот за депо. Приземјето претставува дел каде што се сместени лабораториите за реставрација и конзервација поврзани со музејот.

Врската меѓу институтот и музејот е остварена преку приземјето и галеријата, со посебен и контролиран влез. Врската посетител и артефакти од локалитетот (Сл. 14) каде работи стручниот тим за конзервација и реставрација е остварена преку стаклен сид на првиот кат од каде што специјалните посетителите можат да ја следат целосно работата врз археолошките наоди.

Делот наменет за теоретска работа на студентите се наоѓа на вториот и третиот кат и ги содржи лабораториите, работилниците и предавалните, организирани во различни типови според потребите, како и канцелариите за професорите и администрацијата. Едукацискиот дел се дополнува со простор за библиотека и медија како и повеќенаменска сала.

3.3. Конструктивна анализа на објектот

Главниот конструктивен систем во објектот е челичен рамковски систем во двата правци кој овозможува премостување на големи распони, односно создава можност за отворени простори за изложби и посети. Ваквиот тип на конструктивен систем обезбедува флексибилност во организацијата на внатрешниот простор со користење на модуларни внатрешни прегради.

Во конструктивна смисла, основата ја фрагментираат два основни конструктивни модули мултиплицирани по целата должина на објектот. Покрај основниот конструктивен систем, дел од конструкцијата е и секундарниот конструктивен систем со кој се формираат галериите и пешачките коридори во изложбениот дел на објектот.

На надворешните фасадни прегради е посветено особено внимание не само од аспект на задоволување на комплексните функционално енвиromенталните барања туку и задоволување на визуелно естетските. Оттаму, на предната фасада и е даден посебен акцент која со својата карактеристика на изразита транспарентност заедно со променадата од столбови пред неа обезбедува естетска симбиоза со локалитетот. Обработката на остатокот од фасадните ѕидови, контрасно од главната транспарентна фасада, се изработени од декоративен камен, естетски во склад со автентичната текстура на користениот локален материјал.

Преградните ѕидови во музејскиот комплекс се изработени од лесни градежни материјали, согласно намената, лесни гипсани, стаклени транспарентни и флексибилно монтажно демонтажно панели.

Во објектот се застапени повеќе видови на подна обработка во зависност од намената на самите простории. Репрезентативните делови во објектот (изложбени, галериски и други простории за посетители) се изработени со плочи од природен мермер (локален материјал) кој е во целосна естетска симбиоза со остатоците од мермерните материјали најдени на локалитетот.

Покривната конструкција генерално е решена како непроодна рамна тераса со термоизолациони панели. Дел од рамната тераса е застапен со цел обезбедување на зенитално осветлување над влезниот хол со што се обезбедува визуелен комфор на посетителите.

Во изложбениот и дел од просториите на едукативната група се преферира природно осветлување кое главно се обезбедува преку предната транспарентна фасада. Заштитата од директното визуелно и UV светло врз артефактите е обезбедено со застаклување со специјално заштитно стакло и формирање на физички светлосни бариери со монтажни-демонтажните прегради.

3.4. Специјални функционални и енвиromентални барања

Музејските згради од функционално-енвиromентален аспект претставуваат сложени објекти, кои покрај своите основни функции (чување и изложба), треба да задоволат низа други функционално-технички услови.

Во оваа смисла, три главни групи на барања треба да бидат задоволени:

1. Енвиromентална заштита на колекцијата

Обезбедување на:

- адекватна и константна температура
- заштита од светлина (директна и UV)
- адекватна влажност
- одредено ниво на кислород во воздухот
- проветрување

(Параметрите ќе зависат од типот на добрата кои се чуваат).

2. Обезбедување на пријатна средина за посетителите

Обезбедување на:

- пријатна температура и влажност
- адекватно осветлување

3. Безбедност на колекцијата/артефактите

За наведените функционално-технички услови, во проектот на музејскиот комплекс е посветено посебно внимание, преку обезбедување на адекватни простории во подрумскиот дел на институтот (технички простории за загревање, ладење, ветрење, клима комори, видео надзор), со избор на специјални фасадни материјали (сидови и стакла) и внатрешни прегради.

4. ЗАКЛУЧОК

Основната одлика на проектот е создавањето на читлива историја која ќе им овозможи на посетителите подобра ориентација во нивните истражувања и едукација. Морфологијата го обликува распоредот преку мрежа на видливост во која се одредени односите на просторот до степен каде локалната визуелна информација е поврзана со глобалната видливост.

Врската на минатото и сегашноста користејќи ја поврзаноста со музејската архитектура, станува дел од иднината каде се создаваат нови можности во кои развојот на технологијата и истражувањата овозможуваат да се имплементираат иновативни архитектонски форми кои ќе бидат во служба на просторот и формата на музејот.

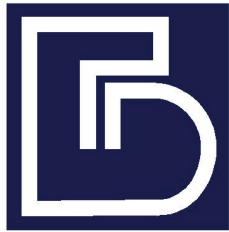
Комплексноста на музејската архитектура е во директна врска со широкиот спектар на содржини кои ги содржи во себе. Предлог решението на археолошкиот музеј и институт ги задоволува сите барања во поглед на функцијата, визуелната естетика, специфично техничките и енвиromентални барања, со што го прави предложениот објект нераскинлив дел од постојниот археолошкиот комплекс.

Уметноста и архитектурата секогаш ќе бидат две науки кои ќе бидат спротивставени и во исто време ќе се надополнуваат една со друга запазувајќи ги секоја своите принципи со доза на отвореност и релација која е помала од онаа помеѓу артефактот и архитектурата. Архитектурата на музејот е во негова служба и овозможува негова интерпретација и приказ со осврт на едно време и историја. Музејска колекцијата без јавно презентирање и посета е само колекција, додека јавниот простор без колекција е само јавен простор.

Културата создава музејска архитектура и обратно, во чија основа секогаш се наоѓа критика, креативност, аплауз, интеграција и преплетување на една со друга како составен дел од музејското искуство.

РЕФЕРЕНЦИ

- [1] Е. Златеска (2016). Архитектонски пристап кон музејските згради за специјалните програми со акцент на конзервација, реставрација и изложба, Магистерска теза, Архитектонски факултет во Скопје, 2016.



ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО А.Д. СКОПЈЕ
БЕТОН
CONSTRUCTION COMPANY J.S.C. SKOPJE



Construction company **BETON J.S.C.**
Mile Pop Jordanov 32a 1000 Skopje,
Republic of Macedonia
phone: + 389 2 5513 700; + 389 2 3080 888
email: beton@beton.com.mk
www.beton.com.mk

BETON, Construction as inspiration!



ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО А.Д. СКОПЈЕ

БЕТОН

CONSTRUCTION COMPANY A.D. SKOPJE

ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО
А.Д. СКОПЈЕ

Јуриј Гагарин 15, п.ф. 541
1000 Скопје, Македонија

тел: 02 55 13 700, 30 80 888

e-mail : beton@beton.com.mk



ГРАДЕЊЕ * ПРОЕКТИРАЊЕ * КОНСАЛТИНГ * РАЗВОЈ * ИНЖЕНЕРИНГ



GRANIT
BUILDING & CONSTRUCTION



Veljko Vlahovik 8, 1000 Skopje, Macedonia; tel. + 389 2 3218 703; email: kabinet@granit.com.mk; www.granit.com.mk



ADING

ingredient of each construction

Business system for production,
application and sale of chemical
materials for construction industry
since 1969...



www.ading.com.mk



- Admixtures for concrete and mortar ●
- Grouting and sealing ●
- Concrete repair ●
- Industrial and sports flooring ●
- Joint sealants ●
- Waterproofing ●
- Protective coating ●
- Fire protection materials ●
- Building adhesives ●
- Leveling compounds ●
- Decorative coatings and mortars ●
- Building products ●

ADING AD - Skopje, ul. Novoselski Pat b.b., 1060 Skopje, R.Macedonia;
tel: +389 2 2034 820; +389 2 2034 840; fax: ++389 2 2034 821; ading@ading.com.mk

KNAUF

Добредојдовте
во иднината на
градежништвото



Сува градба - Малтери - Глет маси - Фасадни системи - Подни системи - Поплочување - Градежна хемија



Knauf Macedonia



Knauf Macedonia



Knauf_MK



BP

БИРО ПРОЕКТ

БИРОПРОЕКТ доо-Скопје
(членка на групацијата **ADING**)

Васил Ѓоргов 21
вл.2, лок.8, 1000 Скопје

Тел: +389 2 3243 790

Факс: +389 2 3243 796

biroproekt@biroproekt.com.mk

- проектирање
- ревизија
- надзор
- ентериери
- хортикултура

- изработка на рекламен материјал
- изработка на веб решенија
- графички дизајн

А и Б лиценци за проектирање

А и Б овластувања за проектирање, ревизија, надзор

МАРКЕТИНГ

ПРОЕКТИРАЊЕ

biroproekt.com.mk

Biznis Centar **ADING**

ул. Кузман Шапкарев 5, нас. Ѓ. Петров, тел.: 02/20 31 424,
факс: 02/21 35 170, info@bc-a.com.mk, www.bc-a.com.mk

Profile

VOX



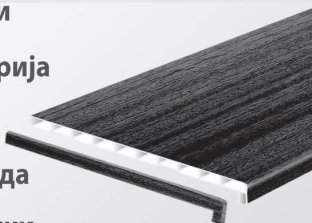
ПВЦ внатрешни панели

ПВЦ подкровна ламперија

ПВЦ подови

ПВЦ надворешна фасада

ПВЦ подпрозорски даски



TRH
HAMBURG

ХИДРОИЗОЛАЦИОНИ СИСТЕМИ



Graspointner **BG**

БЕТОНСКИ ОДВОДНИ КАНАЛИ И ШАХТИ

- универзални канали
- рамни канали
- стандардни канали
- централен одвод
- метални фасадни канали



Дилатациони профили од
алуминиум и нерѓосувачки челик
за затварање на фуги, од грчкиот
производител ACP HELLAS





УНИВЕРЗИТЕТ “СВ. КИРИЛ И МЕТОДИЈ“ С К О П Ј Е

ЗАВОД ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА МАТЕРИЈАЛИ И РАЗВОЈ НА НОВИ ТЕХНОЛОГИИ “ СКОПЈЕ “ СКОПЈЕ

Тел: 02/3116 610;3213 718;
3222 308;3221 363
Телефакс: 02/3211 996
Ул. Раде Кончар бр. 16,
1000 Скопје, Македонија
<http://zim.com.mk>
E-mail: zim@gf.ukim.edu.mk

- ДИРЕКТОР
- ТЕХНИЧКИ
РАКОВОДИТЕЛ
- ЗАЕДНИЧКИ
СЛУЖБИ
- ИНСТИТУТИ
- МАТЕРИЈАЛИ
- ТРАНСПОРТ И
- ЕКОЛОГИЈА
- РАЗВОЈ НА
НОВИ
ТЕХНОЛОГИИ
- ЛАБОРАТОРИИ
- СЕКТОРИ



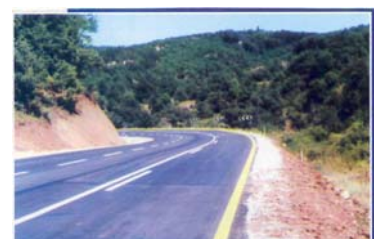
Инженеринг при конструкција
на премин

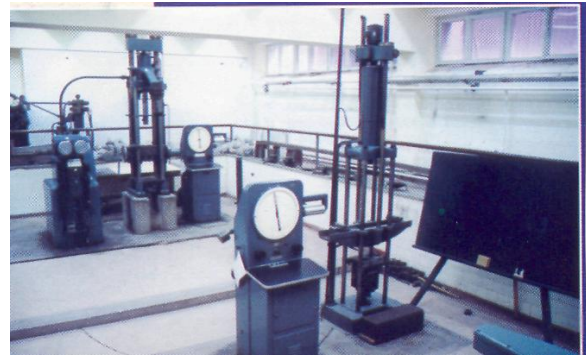
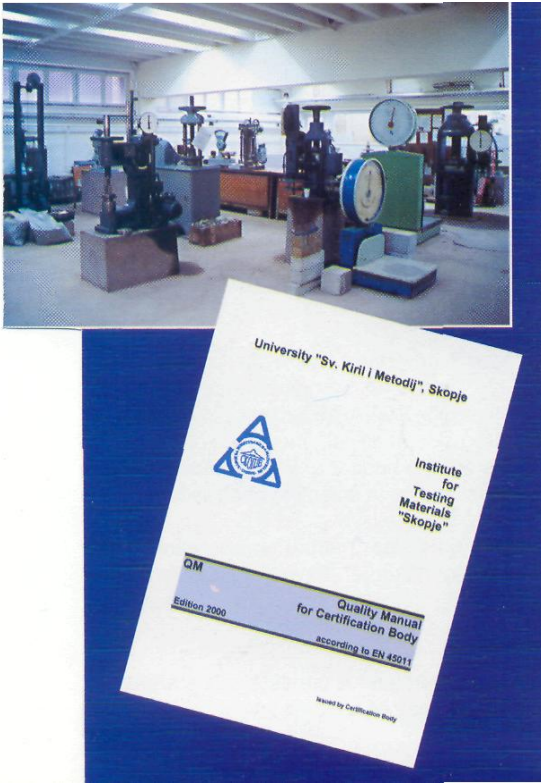


Инженеринг при конструкција
на регионален пат



Инженеринг при конструкција
на автопат





Дигитална преса во лабораторија за бетон



Хемиска лабораторија



Лабораторија за геомеханика



Триаксиални апарати во лабораторија за геомеханика



КУПЕНАТА НЕДВИЖНОСТ Е НАЈЦВРСТА ВАЛУТА
ЗА СИГУРНА И СРЕКНА ИДНИНА

ДОЖИВЕЈ ГО ДУХОТ НА ЊУЈОРК ВО СКОПЈЕ



Елиџен станбено-деловен комплекс
АДОРА FLATIRON СКОПЈЕ

НАЈПОВОЛНО СТАНБЕНО КРЕДИТИРАЊЕ
15 % УЧЕСТО - 2,9 % КАМАТА

ДРАСТИЧНО
ПОМАЛИ
ТРОШОЦИ
ЗАЛАДЕЊЕ И
ГРЕЕЊЕ



Енергетски класификација А-класа

ДОКАЖАНО СТАБИЛНИ, КВАЛИТЕТНИ И
ЕКОНОМИЧНИ ДОМОВИ



КОМПЛЕКС АДОРА СКОПЈЕ-ОПШТИНА ДЕРОДРОМ



СПЕЦИЈАЛНА ПРОМОЦИЈА



ОХРИД - БИЛЈАНИНИ ИЗВОРИ



02 5 215 215

075 240 200

072 204 024

078 240 467

078 240 354

075 244 244-Охрид

prodazba@adora.com.mk



www.adora.com.mk

facebook.com/adora.inzenering

instagram.com/adora_inzenering



ЕВРО КОНСАЛТИНГ ДОО Скопје

адреса: Ул. Петко Јанчевски 41А
место: Скопје
телефон: (02) 2455 498



ЕВРО КОНСАЛТИНГ ДОО Скопје, Р.Македонија е компанија со големо домашно и меѓународно искуство на полето на организација на целокупен проектен менаџмент и консултантски услуги при изградба на инженерски објекти од нискоградба, високоградба и хидроградба. Евро Консалтинг Доо - Скопје, е основана официјално и егзистира од Април 2002 година. Во тек на своето повеќегодишно постоење, нашиот инженерски кадар, кој е со висок степен на репутација и искуство, учествува во изработка, проектирање и ревизија на техничка документација за патишта, мостови, аеродроми, пречистителни станици, објекти за водоснабдување, административни згради, подготовка на тендерска документација и супервизија на градби.

ЕВРО КОНСАЛТИНГ ДОО, Скопје ги има имплементирани системи за управување со квалитет и заштита на животната средина кои се усогласени со меѓународните стандарди ISO 9001:2015, ISO14001:2015 и OHSAS18001:2007
ЕВРО КОНСАЛТИНГ ДОО, Скопје располага со сопствена Лабораторија за испитување на градежни материјали, акредитирана од Институтот за Акредитација на Р.Македонија и ги исполнува барањата на стандардот МКС EN ISO / IEC 17025:2005.

Нашето знаење и искуство се ваша сигурност ...

ПРОЕКТИРАЊЕ

SWEDAC AKKREDITERING
1473 EN 17 021

SI
ISO 9001 Q-1227
ISO 14001 E-407

CERTIFIED IONet MANAGEMENT SYSTEM

Тестирање
МКС EN ISO/IEC 17025

AT-018
Testing

Лабораторија за испитување на градежни материјали

НАДЗОР НАД ИЗВЕДУВАЊЕ НА ГРАДБИ

27/11/2010 12:57 PM



МОНТИНГ Инженеринг доо Битола
Ул.Новачки пат бр.1, 7000 Битола
Тел: +389(0) 47 24 10 20, 24 10 25
Факс: +389(0) 47 24 10 24
e-mail: contact@monting.mk
Web: www.monting.mk

Локација



Основна дејност
Изработка и монтажа на челични конструкции

Мостови



Сертификати:

- EN ISO 3834 Certificate
- EN 1090 EXC4 Certificate
- EN ISO 9001:2015 Certificate

Индустриски објекти



Опрема за индустрија



Спортски објекти



MOBILMANN

MOBILMANN DOEL SKOPJE

ul. Sava Kovachevikj 125 A, 1000 Skopje, R. Macedonia



LINDE MATERIAL HANDLING



BOBCAT



DOOSAN CONSTRUCTION



CONTINENTAL TIRES



DEXION



MIDAC BATTERIES



БАБ Консалтинг

BAB Consult Ltd

БАБ – Консалтинг ДООЕЛ Скопје
ЕДБ: МК4002008503491
жиро сметка: 270063219090190
депонент: Халк Банк А.Д. Скопје
e-mail: bab.consult.mk@gmail.com
телефон: 00 389 71 214022



