

**ВИСШЕ СТРОИТЕЛНО УЧИЛИЩЕ
„ЛЮБЕН КАРАВЕЛОВ“
СОФИЯ**

**UNIVERSITY OF STRUCTURAL ENGINEERING
AND ARCHITECTURE (VSU) "L. KARAVELOV"
SOFIA**

ДОКЛАДИ

**XXI МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ
ПО СТРОИТЕЛСТВО И АРХИТЕКТУРА VSU'2021
14-16 октомври 2021 г., София, България**

ТОМ II

VOLUME II

PROCEEDINGS

**XXI INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE
ON CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE VSU'2021
October 14-16, 2021, Sofia, Bulgaria**

София / Sofia
2021

РЕДАКТОРИ:

Анита Хандрулева, доц. д-р инж.

Венцеслав Стоянов, доц. д-р инж.

Илиана Стойнова, доц. д-р инж.

Благовеста Иванова-Цоцова, проф. д. изк.

EDITORS:

Anita Handruleva, Assoc. Prof., PhD, Eng.

Ventseslav Stoyanov, Assoc. Prof., PhD, Eng.

Iliana Soynova, Assoc. Prof., PhD, Eng.

Blagovesta Ivanova-Tsotsova, Prof., DSc

ТЕХНИЧЕСКИ РЕДАКТОРИ:

Ваньо Георгиев, доц. д-р

Венцеслав Стоянов, доц. д-р инж.

TECHNICAL EDITORS:

Vanyo Georgiev, Assoc. Prof. PhD

Ventseslav Stoyanov, Assoc. Prof., PhD, Eng.

Всички материали, представени за публикуване в Сборника с доклади са рецензирани от най-малко двама независими рецензенти, при запазване на анонимността на автора(ите).

All manuscripts submitted for publication in the Proceedings are peer-reviewed by at least two independent referees while the anonymity of author(s) is preserved.

Авторите запазват авторските си права върху докладите в Сборника, като носят пълна отговорност за тяхното съдържание.

ВСУ „Л. Каравелов“ разпространява сборника с публикуваните доклади и не носи отговорност, ако авторите са причинили вреда на трети лица. В случай на установено плагиатство Ръководството на ВСУ ще публикува името на извършилия плагиат автор и ще информира съответните органи за търсене на правна отговорност.

The authors of contributions are responsible for the originality of research results and statements or opinions, expressed in their papers.

USEA (VSU) "L. Karavelov" distributes the Proceedings and is not responsible if the authors have caused injury to third parties. In the case of detected plagiarism, the Academic management will publish the name of the plagiarist and will inform the relevant bodies for legal responsibility.

ОРГАНИЗАТОР

**Висше строително училище
„Любен Каравелов“ – София**

ORGANIZER

**University of Structural Engineering
and Architecture (VSU) “L. Karavelov”**



ПОЧЕТНИ СЪОРГАНИЗАТОРИ

Камера на инженерите в инвестиционното проектиране

Научно-технически съюз по строителство в България

Камера на строителите в България

Камера на архитектите в България

Съюз на архитектите в България

HONORARY CO-ORGANISERS

Chamber of Engineers in Investment Design

Scientific and Technical Union of Civil Engineering in Bulgaria

Bulgarian Construction Chamber

Chamber of Architects in Bulgaria

Union of Architects in Bulgaria

**XXI МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ
ПО СТРОИТЕЛСТВО И АРХИТЕКТУРА ВСУ'2021**

се организира със съдействието на
Фонд „Научни изследвания“
Договор № КП-06-МНФ/6 от 19.08.2021 г.

**XXI INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE
ON CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE VSU'2021**

is organized with the assistance of the
Bulgarian Research Fund
Contract № КП-06-МНФ/6 dated 19.08.2021



ОРГАНИЗАЦИОНЕН КОМИТЕТ

Венцеслав Стоянов, доц. д-р инж. – Председател
Благовеста Иванова-Цоцова, проф. д. изк. – Зам.-председател
Дончо Партов, проф. д-р инж.
Христина Заякова, доц. д-р инж.
Юлия Илиева, доц. д-р арх.
Ваньо Георгиев, доц. д-р
Станислав Цветков, доц. д-р инж.
Илиана Стойнова, доц. д-р инж.
Иванка Маринова, гл. ас. д-р арх.
Антоанета Димитрова, ст. преп.
Минко Минков, студент

ORGANIZING COMMITTEE

Assoc. Prof. Ventseslav Stoyanov, PhD, Eng. – Chairman
Blagovesta Ivanova-Tsotsova, Prof., DSc – Vice-Chairman
Doncho Partov, Prof. Ph.D. Eng.
Hristina Zayakova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Yulia Ilieva, Assoc. Prof. Ph.D. Arch.
Vanyo Georgiev, Assoc. Prof. PhD
Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Iliana Soynova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Ivanka Marinova, Ch. Assistant Prof. Ph.D. Arch.
Antoaneta Dimitrova, Senior Lecturer - English
Minko Minkov, student

НАУЧЕН КОМИТЕТ

ПРЕДСЕДАТЕЛ:

Анита Хандрулева, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ - София

ЧЛЕНОВЕ:

Александра Иванова, доц. д-р художник, ВСУ „Л. Каравелов“ – София

Ангел Балтов, чл. кор. д.т.н. инж., Институт по механика – БАН

Антонио Формисано, проф. д-р инж., Неаполитански университет „Федерико II“; Италия

Астериос Лиолиос, проф. д-р инж., Тракийски университет „Демокрит“; Гърция

Божидар Янев, проф. д-р инж., Колумбийски университет, Ню Йорк; САЩ

Борислав Борисов, проф. д.а.н. арх., Камара на архитектите в България

Боряна Генова, проф. д-р арх., Университет по архитектура, строителство и геодезия

Валентин Николов, проф. д-р инж., ВТУ „Т. Каблешков“

Валентина Върбанова, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София

Венцислав Стоянов, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София

Вероника Шендова, проф. д-р инж., Институт за земетърсно инженерство и инженерна сеизмология, Скопие, Северна Македония

Владимир Савйовский, проф. д.т.н. инж., Киевски национален университет по строителство и архитектура; Украйна

Властимир Радонянин, проф. д-р инж., Университет в Нови Сад; Сърбия

Георги Георгиев, проф. д-р арх., Нов български университет

Георги Франгов, проф. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София

Голубка Нецевска, проф. д-р инж., Институт за земетърсно инженерство и инженерна сеизмология, Скопие, Северна Македония

Димитър Назърски, проф. д-р инж., Унив. по архитектура, строителство и геодезия, БАИС

Динар Камотим, проф. д-р инж., Технически университет, Лисабон; Португалия

Дончо Партов, проф. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София

Драган Костич, проф. д-р инж., Нишки университет; Сърбия

Ева Корманикова, проф. д-р инж., Технически университет в Кошице; Словакия

Иван Тодоров, доц. д-р инж., Академия на МВР

Иванка Паскалева, проф. д-р, Европейски политехнически университет

Индрих Мелхер, проф. д.т.н. инж., Технологичен университет в Бърно; Чехия

Иржи Студничка, проф. д.т.н. инж., Технически университет в Кошице; Словакия

Йешим Актуглу, проф. д-р арх., Университет Докуз Еилул, Измир; Турция

Йозеф Мелцер, проф. д-р инж., Университет в Жилина; Словакия
Катя Михайлова, доц. д-р, Университет за национално и световно стопанство
Клара Бертолини-Цестари, проф. д-р арх., Политехнически университет в Торино; Италия
Константин Казаков, проф. д.т.н. инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., Унив. по архитектура, строителство и геодезия, НТССБ
Марио Чиорино, проф. д-р инж., Политехнически университет в Торино; Италия
Мариуш Маслак, проф. д-р инж., Технологичен университет в Краков, Полша
Мери Цветковска, проф. д-р инж., Унив. „Св. св. Кирил и Методий“; Северна Македония
Милош Дрдачки, проф. д.т.н. инж., Инст. по теоретична и приложна механика, ЧАН; Чехия
Моогенс Нилсен, проф. д-р инж., Датски технически университет; Дания
Надя Куртович-Фолич, проф. д-р арх., Университет в Нови Сад; Сърбия
Наида Адемович, проф. д-р инж., Университет в Сараево; Босна и Херцеговина
Наташа Луксор, д-р арх., Фондация „Национално наследство“; Сърбия
Николае Църану, проф. д-р инж., Технически университет „Георге Асаки“, Яш; Румъния
Нина Пенкова, проф. д-р инж., Химикотехнологичен и металургичен университет
Радомир Фолич, проф. д-р инж., Университет в Нови Сад; Сърбия
Робърт Иди, д-р инж., Университет Ълстър; Великобритания
Румен Янков, проф. д-р, Институт по Механика, БАН
Румяна Захаријева, доц. д-р инж., Университет по архитектура, строителство и геодезия
Теодор Рошавелов, проф. д.т.н. инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Филип Ван Богарт, проф. д-р инж., Ghent University, Belgium
Филип Тодоров, проф. д-р, Университет за национално и световно стопанство
Франтишек Валд, проф. д-р инж., Чешки технически университет в Прага; Чехия
Хартмут Пастернак, проф. д.т.н. инж., Бранденбургски технологичен университет; Котбус
– Сенфтенберг; Германия
Янко Александров, проф. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Ячко Иванов, акад. проф. д.т.н. инж., Европейски политехнически университет, НТССБ

SCIENTIFIC COMMITTEE

CHAIRMAN:

Anita Handruleva, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

MEMBERS:

Aleksandra Ivanova, Assoc. Prof. Ph.D. Artist, USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

Angel Baltov, Corresp. Mem. DScTech. Eng., Institute of Mechanics, BAS, Bulgaria

Antonio Formisano, Prof. Ph.D. Eng., University of Naples Federico II, Italy

Asterios Liolios, Prof. Ph.D. Eng., Democritus University of Thrace, Greece

Bojidar Yanev, Prof. Ph.D. Eng., Columbia University, New York City, USA

Borislav Borisov, Prof. D.Sc. Arch., Chamber of Architects in Bulgaria

Boryana Genova, Prof. Ph.D. Arch., Univ. of Architecture, Civil Engineering and Geodesy,
Bulgaria

Clara Bertolini-Cestari, Prof. Ph.D. Arch., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy

Dimitar Nazarski, Prof. Ph.D. Eng., Univ. of Architecture, Civil Engineering and Geodesy,
Bulgaria

Dinar Camotim, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Lisbon, Portugal

Doncho Partov, Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

Dragan Kostic, Prof. Ph.D. Eng., University of Niš, Serbia

Eva Kormaníková, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Košice, Slovakia

Filip Todorov, Prof. Ph.D., University of National and World Economy, Bulgaria

František Wald, Prof. Ph.D. Eng., Czech Technical University in Prague, Czech

Georgi Frangov, Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

Georgi Georgiev, Prof. Ph.D. Arch., New Bulgarian University, Bulgaria

Golubka Necevska-Cvetanovska, Prof. Ph.D. Eng., Institute of Earthquake Engineering &
Engineering Seismology, Skopje, North Macedonia

Hartmut Pasternak, Prof. D.Sc. Eng., Brandenburg University of Technology Cottbus–
Senftenberg, Germany

Ivan Todorov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., Academy of the Ministry of Interior, Bulgaria

Ivanka Paskaleva, Prof. Ph.D., European Polytechnical University, Bulgaria

Jindřich Melcher, Prof. D.Sc. Eng., University of Technology, Brno, Czech Republic

Jiří Studnička, Prof. D.Sc. Eng., Technical University of Košice, Slovakia

Jozef Melcer, Prof. Ph.D. Eng., University of Žilina, Slovakia

Katya Mihaylova, Assoc. Prof. Ph.D., University of National and World Economy, Bulgaria

- Konstantin Kazakov, Prof. D.Sc. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
- Lachezar Hrishev, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, NTSSB, Bulgaria
- Mario Chiorino, Prof. Ph.D. Eng., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy
- Mariusz Maślak, Prof. Ph.D. Eng., Cracow University of Technology, Poland
- Meri Cvetkovska, Prof. Ph.D. Eng., Cyril and Methodius University of Skopje, North Macedonia
- Miloš Drdácý, Prof. D.Sc. Eng., Institute of Theoretical and Applied Mechanics of the Czech Academy of Sciences, Prague, Czech Republic
- Moogens Nilsen, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Denmark, Denmark
- Nadja Kurtović-Folić, Prof. Ph.D. Arch., University of Novi Sad, Serbia
- Naida Ademović, Prof. Ph.D. Eng., University of Sarajevo, Bosnia and Herzegovina
- Natasa Zivaljevic-Luxor, Ph.D. Arch., National Heritage Foundation, Serbia
- Nicolae Țăranu, Prof. Ph.D. Eng., Gheorghe Asachi Technical University of Iași, Romania
- Nina Penkova, Prof. Ph.D. Eng., Химикотехнологичен и металургичен университет
- Philippe Van Bogaert, Prof. Ph.D. Eng., Ghent University, Belgium
- Radomir Folić, Prof. Ph.D. Eng., University of Novi Sad, Serbia
- Robert Eadie, Ph.D. Eng., Ulster University, Northern Ireland, UK
- Rumen Yankov, Prof. Ph.D., Institute of Mechanics at the Bulgarian Academy of Sciences, Bulgaria
- Rumiana Zaharieva, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria
- Teodor Roshavelov, Prof. D.Sc. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
- Valentin Nikolov, Prof. Ph.D. Eng., БТУ „Т. Каблешков“
- Valentina Varbanova, Assoc. Prof. Ph.D. Arch., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
- Ventsislav Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
- Veronika Shendova, Prof. Ph.D. Eng., Institute of Earthquake Engineering & Engineering Seismology, Skopje, North Macedonia
- Vladimir Savyovsky, Prof. D.Sc. Eng., Kyiv National University of Building and Architecture, Kyiv, Ukraine
- Vlastimir Radonjanin, Prof. Ph.D. Eng., University of Novi Sad, Serbia
- Yanko Alexandrov, Prof. Ph.D. Arch., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
- Yatchko Ivanov, Acad. Prof. DScTech. Eng., Европейски политехнически университет, ИТССБ
- Yesim Aktuglu, Prof. Ph.D. Arch., Dokuz Eylul University, Izmir, Turkey

CONTENTS OF VOLUME II

СЪДЪРЖАНИЕ НА ТОМ II

SECTION 5 V. CONSTRUCTION MECHANICS

РАЗДЕЛ 5 V. СТРОИТЕЛНА МЕХАНИКА

Hartmut Pasternak, Zheng Li, Andreas Jäger-Cañás FROM THE PAST INTO THE FUTURE – DESIGN AND CONSTRUCTION USING THE EXAMPLE OF AXIAL COMPRESSION SHELL BUCKLING	17
Philippe Van Bogaert THE VAULTED COVER OF RIVER SCHELDT AS PART OF THE ZOLLIKOEFER – DE VIGNE PLAN IN GHENT	27
Philippe Van Bogaert ARCH BUCKLING CONDITIONS, DUE TO AXIAL ROTATION WITH LIMITED TORSIONAL STIFFNESS AT THE SPRINGS	37
Alexander Tesar, Jozef Melcer TEMPERATURE CONDITIONED RESONANCE CLUSTERS IN BRIDGES SUBJECTED TO MOVING LOADS	43
Anita Handruleva, Simeon Atanasov ANALYSIS OF SPACE TRUSSES SUBJECT TO SEISMIC EFFECTS. MANAGEMENT OF DYNAMIC RESPONSE	49
Zlatka Geshkova, Veselin Iliev, Radan Ivanov FRACTURE ANALYSIS OF CORNER JOINTS OF PVC WINDOW FRAMES	54
Asen Stoyanov, Teodor Todorov STUDY OF THE MOTION OF A POINT WITH RESPECT TO ANOTHER MOVING POINT	
Асен Стоянов, Теодор Тодоров ИЗСЛЕДВАНЕ ДВИЖЕНИЕТО НА ТОЧКА ОТНОСНО ДРУГА ДВИЖЕЩА СЕ ТОЧКА	63
Dimitar Lolov, Svetlana Lilkova-Markova DYNAMIC INVESTIGATION OF STRAIGHT BEAMS WITH VARIABLE CROSS-SECTION OVER THE LENGTH	
Димитър Лолов, Светлана Лилкова-Маркова ДИНАМИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПРАВИ ГРЕДИ С ПРОМЕНЛИВО НАПРЕЧНО СЕЧЕНИЕ ПО ДЪЛЖИНАТА ИМ	68
Iliana Stoyanova DYNAMIC RESPONSE OF A REINFORCED CONCRETE CANTILEVER BEAM SUBJECT TO HARMONIC LOADS	
Илиана Стойнова ДИНАМИЧНО РЕАГИРАНЕ НА КОНЗОЛНА СТОМАНОБЕТОННА ГРЕДА, ПОДЛОЖЕНА НА ХАРМОНИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ	74

Anita Handruleva, Simeon Atanasov ANALYSIS OF THE STRESS AND STRAIN OF DISCRETE SPHERICAL DOME SUBJECTED TO ASYMMETRIC VERTICAL LOAD Анита Хандрулева, Симеон Атанасов ИЗСЛЕДВАНЕ НА НАПРЕГНАТОТО И ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ НА ДИСКРЕТНИ СФЕРИЧНИ КУПОЛИ, ПОДЛОЖЕНИ НА НЕСИМЕТРИЧНО ВЕРТИКАЛНО НАТОВАРВАНЕ	84
Konstantin Kazakov, Lena Mihova, Doncho Partov SEISMIC TIME HISTORY ANALYSIS OF BURIED ARCH REINFORCED BRIDGE Константин Казаков, Лена Михова, Дончо Партов СЕЙЗМИЧЕН „TIME HISTORY“ АНАЛИЗ НА ЗАСИПАН ДЪГОВИДЕН СТОМАТОБЕТОНОВ ПЪТЕН МОСТ	97
Petar Grekov, Anton Gorolomov, Doncho Partov, Gaetano Pianesse ABOUT DEVELOPMENT OF AN EQUIVALENT FRAME MODEL FOR THE NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE PART I (THEORETICAL TREATMENT) Петър Греков, Антон Гороломов, Дончо Партов, Гаетано Пианессе ОТНОСНО РАЗРАБОТВАНЕТО НА ЕКВИВАЛЕНТЕН РАМКОВ МОДЕЛ ЗА НЕЛИНЕЕН СЕЙЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА ЗИДАНИ СГРАДИ И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ В БЪЛГАРСКАТА ПРОЕКТАНТСКА ПРАКТИКА ЧАСТ I (ТЕОРЕТИЧЕН ПОДХОД)	107
Petar Grekov, Anton Gorolomov, Doncho Partov, Gaetano Pianesse ABOUT DEVELOPMENT OF AN EQUIVALENT FRAME MODEL FOR THE NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE PART II (NUMERICAL EXPERIMENTS) Петър Греков, Антон Гороломов, Дончо Партов, Гаетано Пианессе ОТНОСНО РАЗРАБОТВАНЕТО НА ЕКВИВАЛЕНТЕН РАМКОВ МОДЕЛ ЗА НЕЛИНЕЕН СЕЙЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА ЗИДАНИ СГРАДИ И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ В БЪЛГАРСКАТА ПРОЕКТАНТСКА ПРАКТИКА ЧАСТ II (ЧИСЛЕНА РЕАЛИЗАЦИЯ)	119
Liliya B. Petrova ON THE BILATERAL FIXED ARC WITH VARIABILITY THICKNESS Лилия Б. Петрова ВЪРХУ ДВУСТРАННО ЗАПЪНАТАТА ДЪГА С ПРОМЕНЛИВА ДЕБЕЛИНА	131
Liliya B. Petrova EQUATIONS OF THIRD DEGREE – SOLUTION Лилия Б. Петрова УРАВНЕНИЯ ОТ ТРЕТА СТЕПЕН – РЕШЕНИЕ	138
Svetlana Lilkova-Markova, Teodor Todorov GRAPHICAL METHOD FOR DETERMINING THE CORE OF A CROSS SECTION Светлана Лилкова-Маркова, Теодор Тодоров ГРАФИЧЕН МЕТОД ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЯДРОТО НА НАПРЕЧНО СЕЧЕНИЕ	145

SECTION 6 VI. FOUNDATION AND GEOTECHNICS.

ROAD, RAIL AND METRO INFRASTRUCTURE.

VII. BUILDING CONSTRUCTIONS

VIII. SEISMIC ENGINEERING

РАЗДЕЛ 6 VI. ФУНДИРАНЕ И ГЕОТЕХНИКА.

ПЪТНО И ЖЕЛЕЗОПЪТНО СТРОИТЕЛСТВО.

VII. СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ

VIII. СЕИЗМИЧНО ИНЖЕНЕРСТВО

Angelos Liolios, Doncho Partov, Konstantinos Liolios, Themistoklis Tsalkatidis, Boris Folic A NUMERICAL APPROACH FOR STRENGTHENING BY TIES EXISTING RC STRUCTURES TO AVOID PROGRESSIVE COLLAPSE UNDER SEISMIC SEQUENCES	153
Doncho Partov, Hartmut Pasternak, Alfred Mangus, Yvona Kolekova, Lazar Georgiev ABOUT THE CURVED ORTHOTROPIC BRIDGES AROUND THE WORLD AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE	160
Gaetano Pianese, Nicola Chieffo, Antonio Formisano, Doncho Partov MECHANICAL ANALYSIS OF A HERITAGE STRUCTURE IN THE CITY CENTER OF SOFIA	171
Konstantin Kazakov, Chavdar Stoyanov, Doncho Partov MODELING AND CALCULATING OF CREEP IN HARDENED CONCRETE ACCORDING ACI 209R-92, CEB MC90-99, GL2000 AND BAZANT&BAWEJA B3 MODELS (GENERAL AND THEORETICAL APPROACH – PART I)	177
Konstantin Kazakov, Chavdar Stoyanov, Doncho Partov MODELING AND CALCULATING OF CREEP IN HARDENED CONCRETE ACCORDING ACI 209R-92, CEB MC90-99, GL2000 AND BAZANT&BAWEJA B3 MODELS (PRACTICAL EXPERIENCE – PART II)	186
Lukáš Velebil, Petr Červený, Jan Jochman, Petr Kuklík, Robert Jára, Jan Pošta, Martin Hataj EXPERIMENTAL TESTS OF CONNECTORS FOR TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES	200
Radomir Folic, Nadja Kurtovic Folic, Milos Cokic ASSESSMENT AND VULNERABILITY OF MASONRY BUILT HERITAGE	206
Radosveta Kirova-Delcheva, Doncho Partov ASSESMENT OF ENGINEERING DESIGN AND TECHNICAL INNOVATION OF STAMBOLOV'S BRIDGE IN VELIKO TARNOVO	216

- Anton Gorolomov, Anita Handruleva, Petar Grekov
CALCULATION OF THE IN-PLANE STIFFNESS OF A MASONRY WALL,
STRENGTHENED BY VERTICAL FRP STRIPES
Антон Гороломов, Анита Хандрулева, Петър Греков
ОПРЕДЕЛЯНЕ НА КОРАВИНАТА В РАВНИНАТА НА ЗИДАНА
СТЕНА, УСИЛЕНА С ВЕРТИКАЛНИ ИВИЦИ ОТ FRP МАТЕРИАЛИ 223
- Vasil Nikolov, Dimitar Dimitrov
ANALYSIS OF THE EFFECTS OF CONCRETE REINFORCEMENT OVER
STABILITY OF UNBRACED REINFORCED CONCRETE ARCH ELEMENTS
LOADED OUTSIDE OF THEIR PLANE OF REFERENCE.
Васил Николов, Димитър Димитров
АНАЛИЗ НА ВЛИЯНИЕТО НА АРМИРАНЕ ВЪРХУ УСТОЙЧИВОТО
ПОВЕДЕНИЕ НА НЕУКРЕПЕНИ ДЪГОВИ СТОМАНОБЕТОННИ
ЕЛЕМЕНТИ НАТОВАРЕНИ ИЗВЪН РАВНИНАТА СИ 228
- Lena Mihova
GEOTECHNICAL CHECKS FOR ROAD EMBANKMENTS ACCORDING
TO THE CODES AND DESIGN MEASURES TO THEIR SATISFACTION
Лена Михова
ГЕОТЕХНИЧЕСКИ ПРОВЕРКИ НА ПЪТНИ НАСИПИ
В СЪОТВЕТСТВИЕ С НОРМАТИВНАТА БАЗА
И ПРОЕКТНИ МЕРКИ ЗА ТЯХНОТО УДОВЛЕТВОРЯВАНЕ 237
- Stanislav Tsvetkov, Georgi Yanchev
SOME PRINCIPLES IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE
WATER TANKS
Станислав Цветков, Георги Янчев
НЯКОИ ПРИНЦИПИ ПРИ СТРОИТЕЛНО-КОНСТРУКТИВНОТО
ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА 252
- Stanislav Tsvetkov
STABILITY LINKS
IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS
Станислав Цветков
„УКРЕПВАЩИТЕ“ ВРЪЗКИ
ПРИ СТОМАНОБЕТОННИТЕ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИТЕ 262
- Yavor Mihov, Lena Mihova
PROTECTIVE WALLS ALONG THE MOTORWAY EUROPE –
ASPECTS OF LOADING AND DESIGN
Явор Михов, Лена Михова
ПРЕДПАЗНИ СТЕНИ ПОКРАЙ МАГИСТРАЛА „ЕВРОПА“ –
АСПЕКТИ НА НАТОВАРВАНЕ И ОРАЗМЕРЯВАНЕ 272
- Alexander Iliev, Dimitar Stefanov, Dimitar Dimitrov
COMPARISON BETWEEN ELASTOMERIC AND TRIPLE FRICTION
PENDULUM BEARING (TFPB) EARTHQUAKE RESPONSE OF
REINFORCED CONCRETE BEAM TYPE
Александър Илиев, Димитър Стефанов, Димитър Димитров
СРАВНЕНИЕ НА СЕИЗМИЧНОТО РЕАГИРАНЕ НА ГРЕДОВИ МОСТ С
ЕЛАСТОМЕРНИ И ТРОЙНО ТРИЕЩИ СЕ ИЗОЛАТОРИ ОТ
МАХАЛОВИДЕН ТИП (TFPB) 284

Martina Blagoeva RESEARCH AND INVESTIGATION OF THE MATERIALS USED FOR THE CONSTRUCTION OF STEEL BRIDGES FOR THE LAST 150 YEARS Мартина Благоева ПРОУЧВАНЕ И ИЗСЛЕДВАНЕ НА ИЗПОЛЗВАНИТЕ МАТЕРИАЛИ ЗА ИЗГРАЖДАНЕ НА СТОМАНЕНИ МОСТОВЕ В ПОСЛЕДНИТЕ 150 ГОДИНИ	291
Tsvetan Blagoev ANALYSIS OF THE INTERACTION BETWEEN RAILWAY TRACK AND BRIDGE STRUCTURES IN CASE OF BALLAST AND BALLASTLES CROSSING OF THE RAILWAY Цветан Благоев АНАЛИЗИРАНЕ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО МЕЖДУ ГОРНОТО СТРОЕНЕ НА ЖЕЛЕЗНИЯ ПЪТ И МОСТОВИ КОНСТРУКЦИИ ПРИ БАЛАСТОВО И БЕЗБАЛАСТОВО ПРЕМИНАВАНЕ НА ЖЕЛЕЗНИЯ ПЪТ	303
Tsvetan Blagoev INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF IMPLEMENTATION OF HIGHLY ELASTIC FASTENING RAIL PADS ON BALLASTED AND BALLASTLESS RAILWAY TRACK Цветан Благоев ИЗСЛЕДВАНЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОТ ВНЕДРЯВАНЕ НА ВИСОКО ЕЛАСТИЧНИ ПОДЛОЖКИ НА СКРЕПЛЕНИЯТА ПРИ БАЛАСТОВ И БЕЗБАЛАСТОВ ЖЕЛЕЗЕН ПЪТ	317

SECTION 7 IX. ORGANIZATION OF CONSTRUCTION

XI. SAFETY AND SECURITY IN CONSTRUCTION

РАЗДЕЛ 7 IX. ОРГАНИЗАЦИЯ НА СТРОИТЕЛСТВОТО

XI. БЕЗОПАСНОСТ И СИГУРНОСТ В СТРОИТЕЛСТВОТО

Bojidar Yanev SUPPLY AND DEMAND IN ENGINEERING AND MANAGEMENT	329
Yatchko Ivanov, Ana Yanakieva CONTEMPORARY PROBLEMS FACING THE CONSTRUCTION INDUSTRY Ячко Иванов, Ана Янакиева СЪВРЕМЕННИ ПРОБЛЕМИ ПРЕД СТРОИТЕЛНИЯ БРАНШ	342
Yordan Karaivanov IDENTIFICATION OF RISK EVENTS WHEN AWARDING PUBLIC PROCUREMENTS Йордан Караиванов ИДЕНТИФИЦИРАНЕ НА РИСКОВИ СЪБИТИЯ ПРИ ВЪЗЛАГАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ ПОРЪЧКИ	350
Yordan Karaivanov METHODS FOR RISK MANAGEMENT WHEN AWARDING PUBLIC PROCUREMENTS IN CONSTRUCTION Йордан Караиванов МЕТОДИ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА РИСКА ПРИ ВЪЗЛАГАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ ПОРЪЧКИ ЗА СТРОИТЕЛСТВО	357

Mitko Nenov	
ANALYSIS OF SOME SPECIFIC REQUIREMENTS FOR ENSURING RESPIRATORY PROTECTION IN TRAINING AND CONDUCTING THE MAIN ACTIVITIES OF FIRE SAFETY AND CIVIL PROTECTION AUTHORITIES	
Митко Ненов	
АНАЛИЗ НА НЯКОИ СПЕЦИФИЧНИ ИЗИСКВАНИЯ ЗА ОСИГУРЯВАНЕТО НА ДИХАТЕЛНАТА ЗАЩИТА ПРИ ОБУЧЕНИЕ И ПРОВЕЖДАНЕ НА ОСНОВНИТЕ ДЕЙНОСТИ НА ОРГАНИТЕ ЗА ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ И ЗАЩИТА НА НАСЕЛЕНИЕТО	363
Mitko Nenov, Kostadin Ivanov	
RESEARCH ON OPTIMIZATION OF THE PROCESS OF SERVICE OF FIRE EXTINGUISHERS	
Митко Ненов, Костадин Иванов	
ИЗСЛЕДВАНЕ ВЪРХУ ОПТИМИЗИРАНЕ ПРОЦЕСА НА СЕРВИЗНОТО ОБСЛУЖВАНЕ НА ПОЖАРОГАСИТЕЛИТЕ	368
Свилена Арабаджиева	
КОНТРОЛ НА ДЕБИТА НА ПОЖАРНИТЕ ХИДРАНТИ ПО ВРЕМЕ НА ЕКСПЛОАТАЦИЯ	
Svilena Arabadzhieva	
FIRE HYDRANTS FLOW CONTROL DURING EXPLOITATION	375

ADDITIONAL SECTION

ДОПЪЛНИТЕЛЕН РАЗДЕЛ

Biljana Matejević-Nikolić, Lazar Živković, Jelena Malenović-Nikolić	
APPLICATION OF THE MONTE CARLO METHOD FOR THE DYNAMIC PLAN DEVELOPMENT	387
Biljana Matejević-Nikolić, Lazar Živković, Jelena Malenović-Nikolić	
PLANNING WITH CONSTRAINED RESOURCES	393
Jelena Dimitrijević, Dragan Milićević, Slaviša Trajković	
FIRE HYDRANTS FLOW CONTROL DURING EXPLOITATION ENVIRONMENTAL HAZARDS BY RAILWAY EMISSIONS TO SOIL AND WATER RESOURCES	400
Sergey Pshenichnov, Radan Ivanov, Maria Datcheva	
COMPARISON BETWEEN ANALYTICAL AND NUMERICAL SOLUTIONS OF ONE-DIMENSIONAL, NON-STATIONARY WAVE PROPAGATION IN A VISCOELASTIC LAYER	406
Жан Желев	
СИМУЛАЦИЯ С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ НА СТОМАНЕНИ ОБРАЗЦИ, ИЗПИТВАНИ НА ОПЪН	
Zhan Zhelev	
FINITE ELEMENT SIMULATION OF TENSILE TEST ON STEEL SAMPLES	415
Jelena Dimitrijević, Zlatko Zafirovski, Biljana Matejević-Nikolić, Marko Milijić	
APPLICATION OF THE CONTINUOUS METHOD WITH GANTRY CRANE ON RAILWAY RECONSTRUCTION	425

SECTION 5

V. Construction Mechanics

РАЗДЕЛ 5

V. Строительна механика

FROM THE PAST INTO THE FUTURE – DESIGN AND CONSTRUCTION USING THE EXAMPLE OF AXIAL COMPRESSION SHELL BUCKLING

Hartmut Pasternak¹, Zheng Li^{2,*}, Andreas Jäger-Cañás^{3,*}

Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany

* Technical University of Berlin, Berlin, Germany

** EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Lohfelden, Germany

Abstract: Modern steel construction is greatly influenced by the pursuit of building material efficient and sustainable structures. The way from beginning of shell design, starting with Lorenz and Timoshenko at the beginning of the 20th c. to the current Eurocode took 100 years. A new development are ring-stiffened shells, built as a combination of very thin plates with strong ring stiffeners. The plates are prone to failure by axial buckling. However, the ring stiffeners greatly reduce the susceptibility to a loss of stability by axial buckling failure. Nowadays, this combination has received limited attention in research and practice. In this paper, small specimen experimental series are carried out to calibrate numerical models. These shells are manufactured by welding of two half-cylindrical shells and the ring stiffeners are spot welded to the cylindrical shell. The measured 3D geometric imperfection information is directly imported into the numerical model based on a mapping relationship and the buckling tests are recalculated by means of geometrically and materially nonlinear analysis with imperfection. The results indicate that the simulated buckling resistance is very close to that of the test. Furthermore, influence of the ring-stiffener parameter, including imperfection amplitude, radius over thickness ratio, geometry of ring stiffener on the buckling load and knockdown factor is discussed.

Key words: Design of shells, stability, ring-stiffened shells, imperfections, silos, tanks

1. Introduction

A silo or tank structure is usually constructed in the form of a cylindrical shell made of steel. It has the advantages of being lightweight, having a short construction period, and possessing a large storage space. Steel silos and tanks have been widely used for bulk material and liquid storage in the agricultural, mining, and chemical industries. By using a steel shell structure, silos represent a very efficient support system. Because of the high material costs and for economic reasons, the tank and silo builders motivate to achieve increased sustainability and to further develop verification methods. Due to the very slim and thin-walled support structure, problems arise with regard to stability as a result of geometrical imperfection. At the

¹ Hartmut Pasternak, Prof., Dr.-Ing. habil., University of Technology, Cottbus, Germany;
e-mail: hartmut.pasternak@b-tu.de

² Zhen Li, Dr.-Ing., Technical University of Berlin, Berlin, Germany; e-mail: zheng.li@tu-berlin.de

³ Andreas Jäger- Cañas, EHS ber. Ingenieure für Bauwesen, Lohfelden, Germany;
e-mail: a.jaeger_ehs@t-online.de

same time, the stiffened thin-walled shell structures are also usually used in industrial structures [1], whose material efficiency is achieved by combining thin plates to resist the hydrostatic pressure with ring stiffeners and to provide a sufficient resistance against buckling due to wind and vacuum (Fig. 1). However, the load-increasing effect of ring stiffeners under axial compression has received a limited attention until today. Considering the structural safety, the ring-stiffened shell needs to be estimated on the conservative side in practice.



Figure 1. Welded silo from TIW STEEL PLATEWORK INC. [2]

As a classic problem in mechanics, the stability of cylindrical shells under axial compression has been extensively investigated due to the thin-walled nature of these structures. In the early 20th century, Researchers such as Lorenz [3] and Timoshenko [4], began to study the buckling of cylindrical shells and obtained theoretical solutions. In the following 30 years, based on a large number of experimental investigations, such researchers as Flügge [5], Ballerstedt and Wagner [6], and Kanemitsu and Nojima [7] found that the buckling load obtained in the laboratory was clearly smaller than the elastic bifurcation load calculated by the theoretical formulae. They also found that even with the same or similar materials and geometric parameters, the buckling resistance of shells measured by tests showed considerable scatter. The buckling resistance of practical cylindrical shells is difficult to accurately calculate based on shell theory without geometric imperfections.

Subsequent research has shown that significant differences between theoretical and test results are mainly due to initial geometric imperfections. Large progress was made by the development of FEM, which allows a modelling of different types of imperfections. Rotter [8] summarized the relationship between initial geometric imperfections and the manufacturing process of cylindrical shells. He divided the shell into different production levels according to the quality of the manufactured components. This approach was introduced to the Eurocode [9,10].

In the year of 2018, Jäger-Cañas [11] discussed in depth the load-bearing behaviour of unstiffened and ring-stiffened circular cylinder shells under axial pressure and proposed a more economical verification concept for a manual buckling verification. His research results clearly showed that the ring stiffeners significantly increase the load-bearing capacity of the shells,

namely ring-stiffened cylinders are superimposed on the unstiffened circular cylinder shells. The enhancement of load-bearing capacity through tightly ring stiffeners is clearly shown in Fig. 2. The buckling reduction factors were shown in the diagram for the related slenderness levels. It can be seen that the load increases of the circular cylinders are several times higher due to the ring-stiffeners. The higher load-bearing capacity of the ring-stiffened cylindrical shells can be clearly seen distributed over the entire slenderness range, whereby the tests of the ring-stiffened shells were carried out with a related slenderness of the samples up to approx. 2.5.

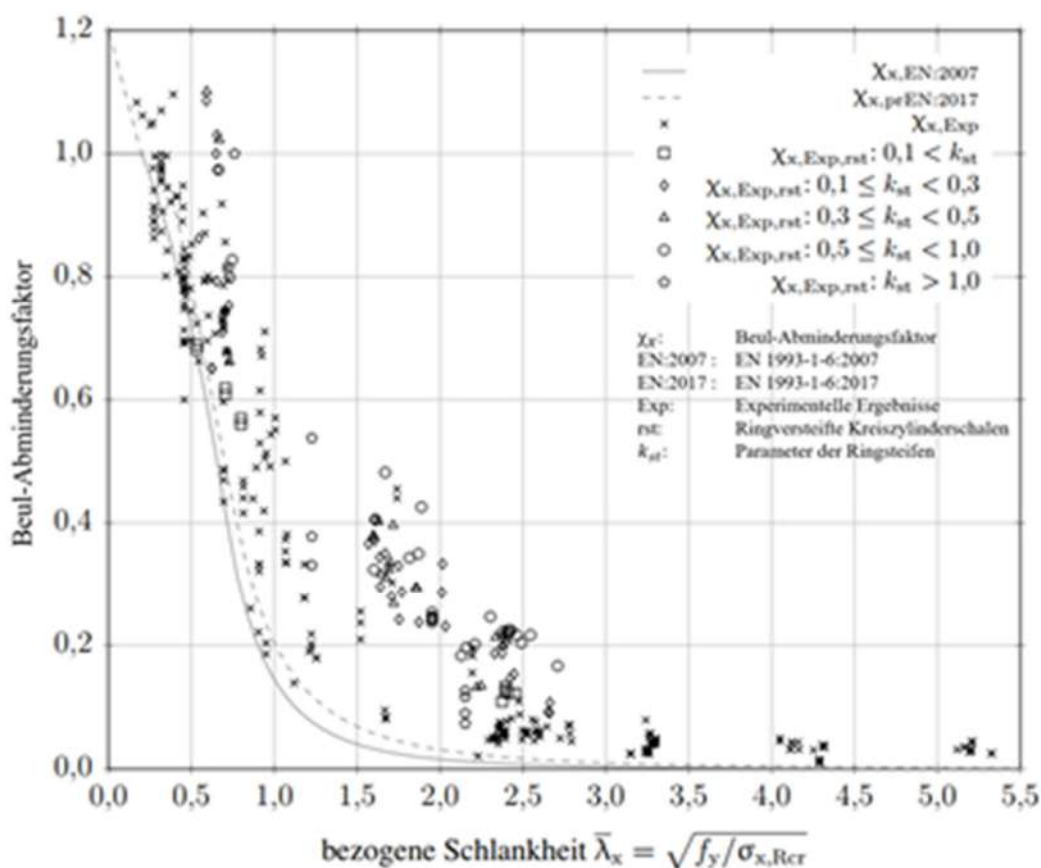


Figure 2. Buckling reduction factor according to Eurocode as well as experimental results according to Gettel and Barlag from [12]

In this paper, research results of the influence of ring-stiffeners for cylinders in steel structures are presented. The manufacture of test specimens used welding techniques, which is commonly used in practical engineering. Buckling tests are described firstly, including the specimen geometry, specimen manufacturing process and test setup. The geometric and load imperfections of the cylindrical specimen were measured by the three-dimensional (3D) scanning technologies and checked before the test runs. For inputting geometric imperfections into the numerical model, the scatter points method was employed and the numerical model was modified based on the scanned initial geometric imperfection. Finally, the experiments by means of geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections included were recalculated and compared with each other. The numerical results by the time-dependent explicit dynamic method and the accompanying eigenvalue analysis are compared with test outcomes and discussed its advantages and disadvantages. Besides, the imperfection sensitivity analysis and parameter study were performed and it provides guidance for future design of thin-walled silo and tank structures with ring-stiffeners.

2. Tests of the buckling capacity of ring-stiffened cylindrical shells

2.1. Manufacture of the test specimen

Full-size specimens for silos tests in laboratory are hardly feasible for economic reasons. In order to investigate the influence of the ring stiffener on the load-bearing capacity of the stiffened cylindrical shells in steel construction, the scale-down test specimen was produced in the laboratory using welding processes. Therefore, the cylindrical shell specimen with a circumference length of 5 m and a radius of 796 mm was chosen. The height of the specimen was designed and manufactured to be 620 mm. If the thickness of steel is less than 1.0 mm, the specimen is difficult to manufacture due to its manufacture and process ability and can hardly be realized with a laser beam welding process. For this reason, the steel plate made of a stainless steel 1.4462 with the thickness $t = 1$ mm was selected to produce the specimen. To produce a test specimen, two half-shells were joined together with the help of welds. A complete cylindrical shell specimen was welded from two half cylindrical shells by cold metal transfer welding (CMT), as shown in the Fig. 3.

To obtain the nearly perfect shape of the cylinder, two ring stiffeners with the square profile made of steel with a profile 8×8 mm were welded circumferentially and selectively at both ends of the specimen with a distance of 5 cm. A total of three different types of samples were produced in the laboratory. Two types of specimen were reinforced by several identical ring stiffeners with different spacing, namely one and two buckling wavelengths, the wavelength being $3.46\sqrt{rt} = 97.6$ mm. Another unreinforced specimen was used as a reference test to demonstrate the ring-stiffened effect on the load-bearing capacity of the cylindrical shells.

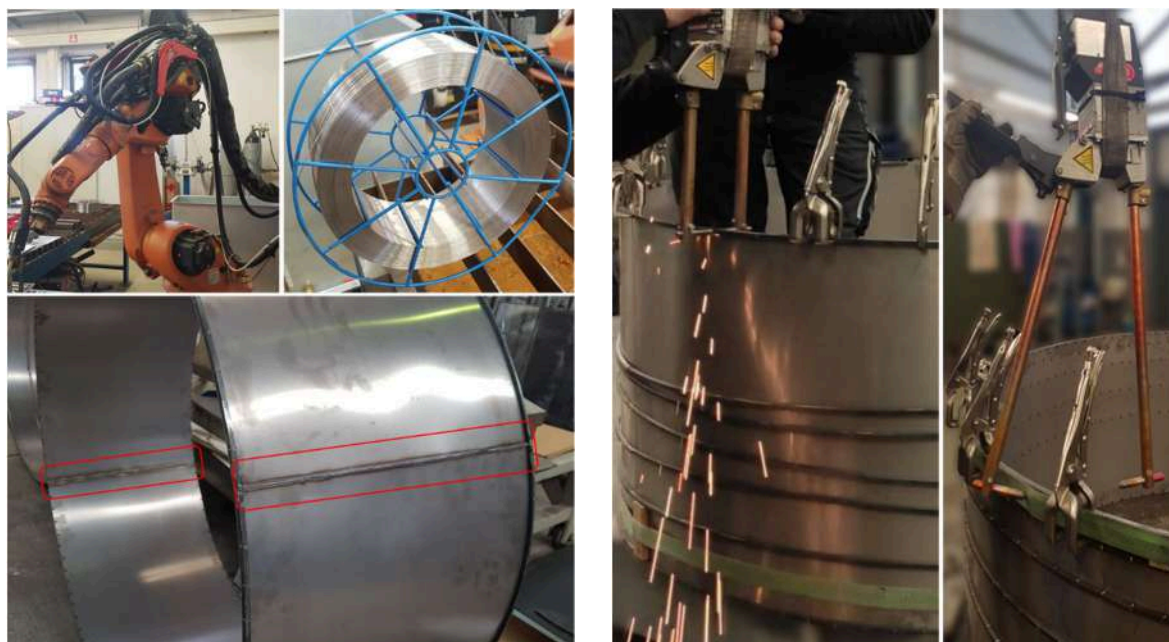


Figure 3. Manufacture of the test specimen with welding process [13]

2.2. Measurement of geometric imperfection

In order to precisely evaluate the load-bearing capacity of the cylindrical shells and to compare the numerical results with the tests, it is necessary to determine the real geometric dimensions of the test specimens. The "Peel 2" optical 3D scanner from Peel 3D® was used to measure the geometric imperfection by means of laser scanning technology, as scanned as shown in Fig. 4.

Based on the scan results with the 3D measuring outcome, the point cloud data of the cylindrical shells can be obtained. Before the measurement results are analysed and taken directly into account in the numerical calculation, however, this data should be further processed in order to reduce the measurement deviation. The scan results were first modified in the Rhinoceros® software and the measurement coordinate system was aligned with the standard coordinate system according to the principle of the invariance of the shell surface. The new model was then output as a modified coordinate cloud. Comparing the modified model and from the scan, it was found that the maximum errors result from local unevenness on the weld seams and amount to up to 2 mm. Therefore, it can be assumed that the modified model and the scan model are equivalent.

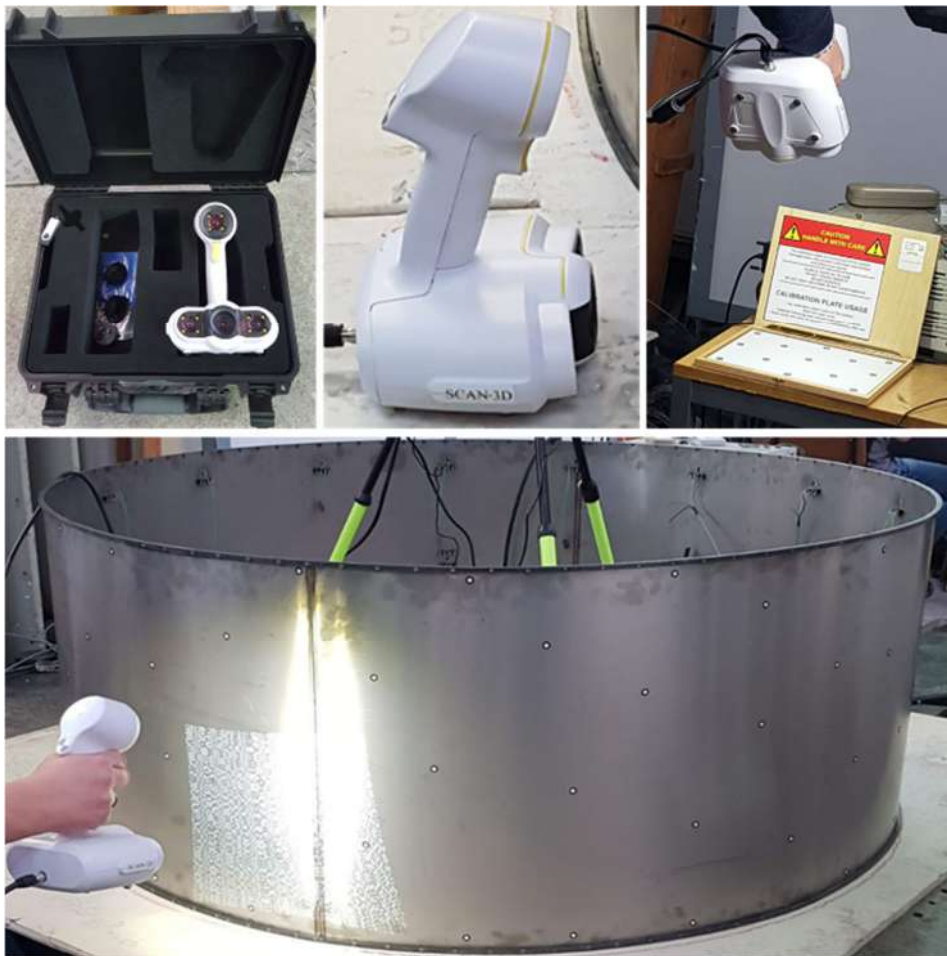


Figure 4. 3D Scanning process of cylindrical specimen [14]

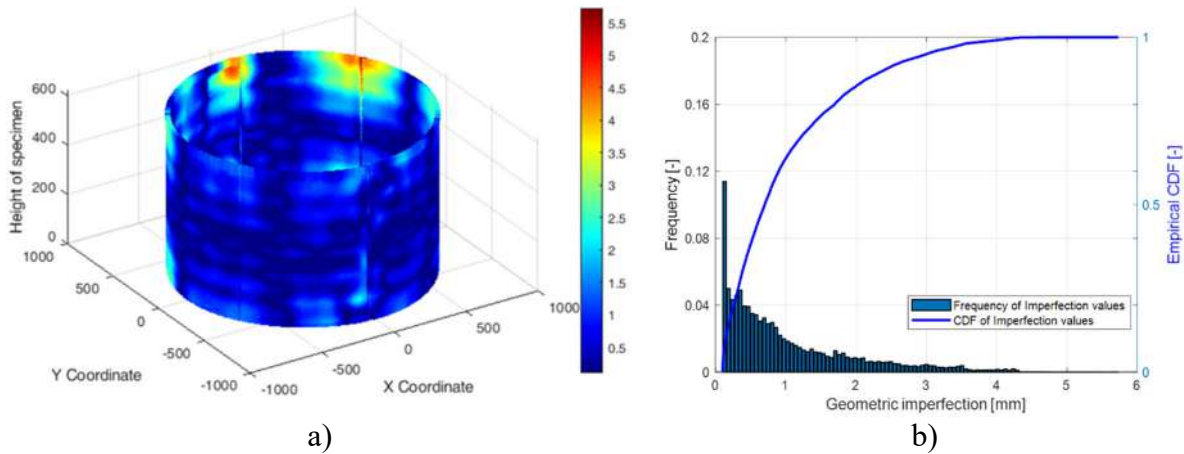


Figure 5. a) Morphology data, b) statistical results of measured geometric imperfections [15]

Fig. 5 a) shows the distribution of the imperfection values in 3D space and the statistical results for the stiffened cylindrical shells. It can be seen that the maximum imperfection of the specimen is about 5.5 mm and the maximum value is almost at the top and bottom of the specimens, where they are welded to a stiffener that can maintain the shape of the cylindrical shell specimen. This could be because these two stiffeners are imperfect and have manufacturing defects. The frequency distribution and the empirical cumulative distribution function of the imperfection value are displayed in Fig. 5 b).

Since the actual geometry of the cylinder normally seems to have a periodic shape along the circumferential direction, the Fourier series method [16] is usually used to analyse the geometric imperfections of the measured surface. Beside, more information can be distilled from the point cloud based on Fourier analysis. Because the Fourier series sine and cosine functions were used, the geometric imperfection is composed of a series of waves in the axial and circumferential directions.

Fig. 6 graphically shows the radial deviation of the scan for specimen. The adapted surface for the radial deviation with factor $k = l = 30$ is shown with an acceptable error in Fig. 6 a). Fig. 6 b) shows the variation of the amplitude $\xi = \sqrt{A_{kl}^2 + B_{kl}^2}$ with different factor k and l values. It can be seen that the peaks of the amplitude occur when the circumferential wave number is $l \in [0,3]$ and the axial half-wave number is $k \in [0,1]$. This indicates that the dominant shape of the imperfections in these manufactured circular cylindrical shells is elliptical. This analysis of the imperfection amplitude is important for the analysis of the imperfection of cylindrical shells. In particular, it can be used as a wave filter to filter out weakly affected imperfection amplitudes with high frequency, whereby the geometric imperfection can be simplified.

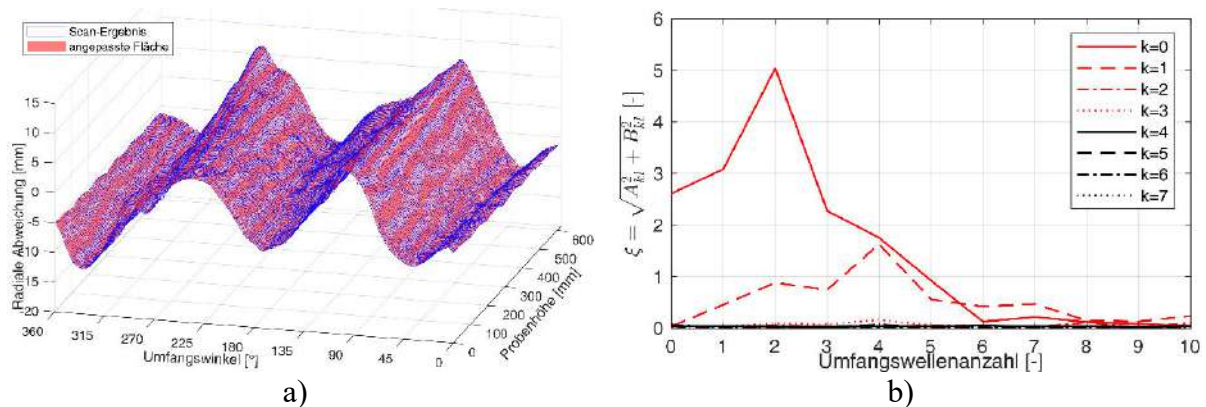


Figure 6. a) Radial deviation of the test cylinder from a perfect cylinder, b) non-dimensional amplitude of the imperfection with Fourier representation [13]

2.3. Experimental investigation of the ring-stiffened cylindrical shells

In this study, a quasi-static load test was carried out with a displacement-controlled process. The loading plan consists of two stages, namely the preload stage and the full load to the recessed stage. The preload is used to adjust the measuring tool to ensure the operating conditions for the trial run. Moreover, this preload can also reduce the influence of uneven contact between the load plate and the cylindrical shell specimen. Then, the specimen is further loaded until the cylindrical specimen completely failure due to circumferential buckling. All different cylindrical shell tests were performed twice. The load-displacement curve is shown in Fig. 7.

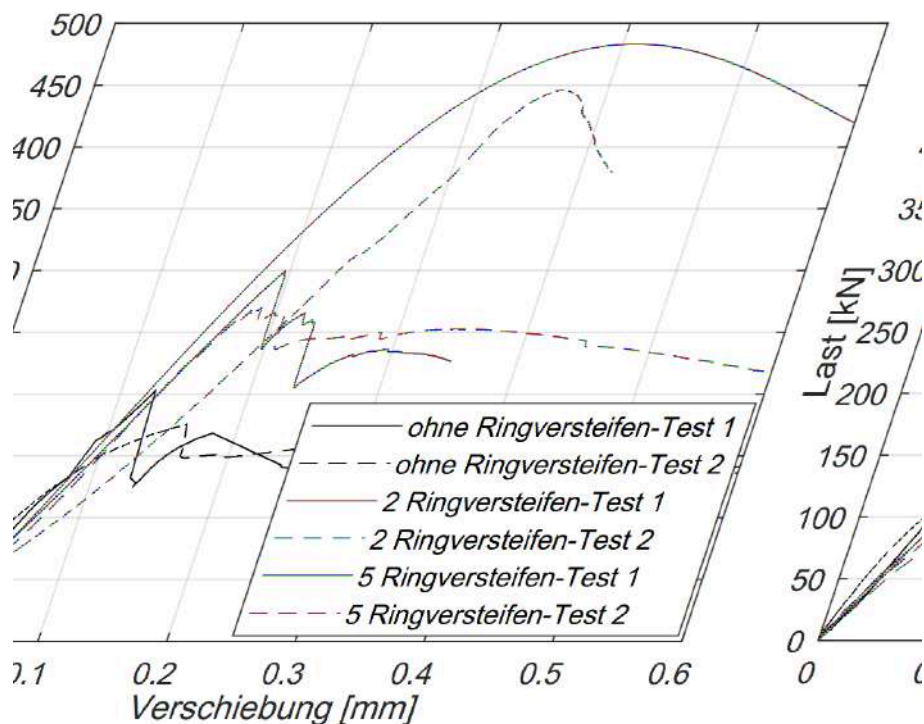


Figure 7. Load-displacement curves from axial compression buckling tests with and without ring-stiffeners [13]

3. Numerical simulation of the buckling capacity of ring-stiffened shells

Nowadays, we usually use the FE Program to analyze the buckling bearing capacity of cylindrical shells, because the shell buckling problem has a lot of nonlinear problems, such as material and geometry nonlinear. Theoretically, there are two different approaches, I mean the explicit dynamic method, and the normal standard Approach with static step. The dynamic method has a high robustness, it can also calculate the buckling and post-buckling phase. However, with this method need a very long calculation times. The static step is fast and just need minimal computing resources, the calculation will be stopped, when the buckling appeared. In addition, traditional static step, namely Newton-Raphson-method and arc-length (or Riks-Wempner) approach, is very difficult to converge, until the buckling point. In many cases, the calculation will pass over the point where the negative eigenvalue appears. From a mechanical point of view, this calculation is wrong for cylindrical shells. Because we think that when the eigenvalue is negative, the cylindrical shell has already destroyed and has buckling. In this study, we use the so-called accompanying eigenvalue analysis to calculate the nonlinear buckling load. Firstly, a general static calculation with material and geometric nonlinear analysis is carried out. Then based on the nonlinear analysis, the linear eigenvalue calculation will be solved for each increment. When the applied load and critical load is more or less equal

to each other, we can see this load is nonlinear bearing capacity of the shell specimen. In this study, Abaqus® with the “Restart” analysis was employed to get the critical load at each increment. With Python-script in Abaqus®, a relative exact nonlinear buckling load can be obtained. For the automatic implementation of this process, the Python script is embedded in an Abaqus®, as shown in Fig. 8.

The element type S4R and the Beam element B31 are used for the cylindrical shells and the ring stiffeners in Abaqus®. According to the convergence study, the element size of 10 mm is used and the total number of FE models of the cylinder is approx. 30,000. The upper and lower edge of the test sample are coupled to a central reference point by a fixed connection with all degrees of freedom. The non-linear elasto-plastic material model is used and it is defined according to the tensile test with a modulus of elasticity of 200 GPa and a yield stress of 600 MPa for the shell.

In addition, the analysis of the post-buckling behavior is carried out using an explicit dynamic method in order to compare the experimental and numerical results with the accompanying eigenvalue analysis as well as the buckling and collapse figure of the cylinder with and without ring stiffening.

```
#####  
# Buckling Restart  
#####  
ReEigenWert=[]  
#  
for i in range(0, 100, 1):  
    mdb.models['Model-Statik-Restart'].setValues(restartIncrement=i+1)  
    #  
    job3.submit()  
    job3.waitForCompletion()  
    #  
    #####  
    # Post-Process  
    #####  
    myOdb=openOdb(path='Job-Buckling-Restart.odb')  
    EigenWertRe=eval(myOdb.steps['Step-Buckling'].frames[1].description.split("-")[1].strip())  
    myOdb.close()  
    #  
    ReEigenWert.append(EigenWertRe)  
    #  
#  
cpFile=open('ReEigenWert.txt','w+')  
for i in range(0, len(ReEigenWert), 1):  
    cpFile.write('%8f\n' % (ReEigenWert[i]))  
cpFile.close()
```

Figure 8. Typical code of the Python script in Abaqus®

The load-displacement diagrams shown in Fig. 9 are based on the on the axial compression tests carried out for the ring-stiffened cylindrical shells as well as the results from the numerical simulation, taking into account the geometric imperfection. As additional reference values, this diagram is supplemented by the determination of accompanying eigenvalues analysis and the dynamic approach. It can be clearly seen that the differences between experimental and simulated results for the 5-ring stiffened test specimen are limited. The simulation results with different approaches agree well in the linear range, including the stiffness of the entire test specimen and the load.

Based on the results of the nonlinear analysis, the eigenvalue problem is solved for the corresponding stress state for each increment. The branch loads at the first singular point under different stress states are shown in Fig. 9. Based on the results of the nonlinear analysis, the

eigenvalue problem is solved for the corresponding stress state for each increment. The branch loads at the first singular point under different stress states are shown in Figure 9. In the initial linear phase of the analysis, the critical load is obviously greater than the load applied at the current load step increment. However, as the applied load increases, the corresponding critical load decreases due to increasing deformation. The two values gradually converge and are the same at the calculated point of the non-linear buckling load.

The computing resources consumed using the static approach, namely the computing time, are much less than the computation using the dynamic method. Nevertheless, the proposed N-R method with accompanying eigenvalue analysis cannot exceed the maximum load capacity up to the post-buckling phase. Accordingly, the post-buckling behavior can only be analyzed with the help of a dynamic approach. The experimental and numerical results are more or less the same after the buckling, but there is still some difference.

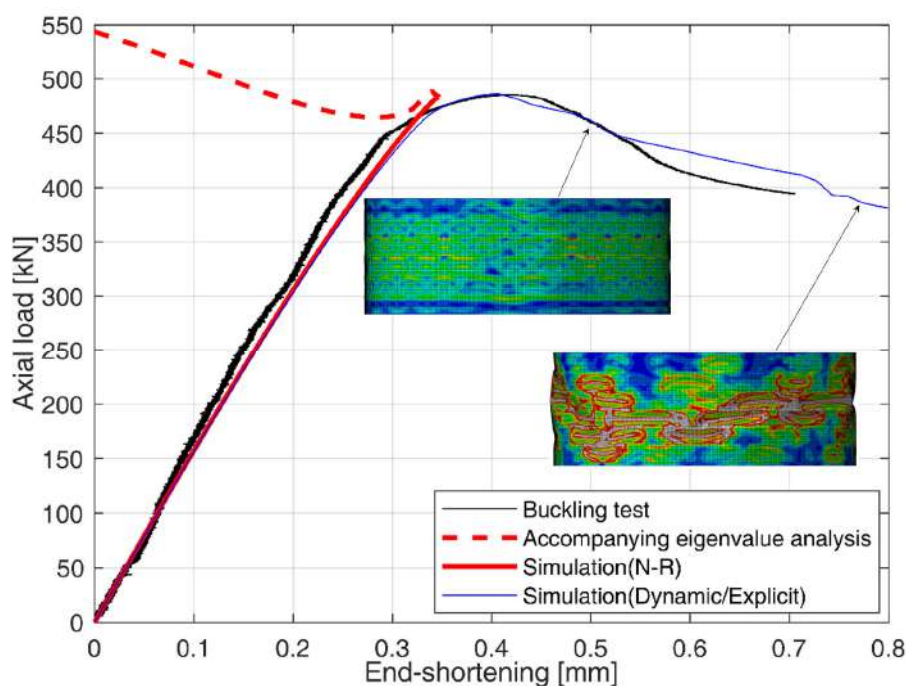


Figure 9. Load displacement curves from FE analysis and buckling test [14]

Conclusion

This study showed the experimental investigation of a ring-stiffened and unstiffened circular cylindrical shell under axial pressure. A test system as well as a measuring system for the geometric imperfection and load imperfection were designed. Before test run, geometric imperfections of the specimens were measured with a 3D laser scanner. The experimental results show that the ring stiffeners made of steel 8x8 mm with a distance of twice the bulking wavelength can increase the load-bearing capacity of the circular cylinder shells by approx. 1.5 times compared to the unstiffened shells. If tighter ring stiffeners are used, the load-bearing capacity of the test specimen can be increased by more than 2.5 times. In addition, the geometric imperfections including the components of the imperfection shapes and the corresponding amplitude based on the Fourier series method are discussed. It turns out that the geometric imperfections with low frequency components are dominant. Besides, the influence of ring stiffeners on the load-bearing capacity of the cylindrical shells under axial pressure was analysed by means of a numerical method using the commercial FE program Abaqus®. In order to improve

the accuracy of the calculation and to avoid the use of resource-intensive dynamic methods, the N-R method with accompanying eigenvalue analysis was used for buckling load analysis.

For more details about test and numerical simulation see [13, 14, 15, 17].

Acknowledgement

The research leading to these results has received funding from the German Research Foundation DFG (408366689). The authors thank for the financial support.

REFERENCES

- [1] A. Jäger, H. Pasternak, Studien zum Beulverhalten von eng ringversteiften Kreiszyinderschalen unter Axialdruck, *Bauingenieur* 97 (2016) 401–409.
- [2] <https://www.tiwsteelplatework.ca/gallery/#gallery--11> (online, accessed: 30.09.2018)
- [3] Z. Lorenz, Achsensymmetrische Verzerrungen in dünnwandigen Hohlzylinder, *Z. Ver. Dtsch. Ing.* 52 (1908) 1766–1793.
- [4] S.P. Timoshenko, Einige Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie, *Z. Angew. Math. Phys.* 58 (4) (1910) 337–385.
- [5] W. Flügge, Die Stabilität der Kreiszyinderschale, *Ing. Arch.* 3 (5) (1932) 463–506.
- [6] W. Ballerstedt, H. Wagner, Versuche über die Festigkeit dünner unversteifter Zylinder unter Schub-und Längskräften, *Luftfahrtforschung* 13 (9) (1936) 309–312.
- [7] S. Kanemitsu, N.M. Nojima, Axial Compression Test of Thin Circular Cylinders. A. Length Effect. B. Visual Study of Buckling (Master's thesis), California Institute of Technology, 1939
- [8] J.M. Rotter, Proposal for Cylinder Axial Compression Buckling Strength to be Described in Terms of Amplitude of Imperfection, Submission to Standards Drafting Panels ECCS TW/G8.4. Buckling of Shells, Tech. Rep., 1995.
- [9] CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 4-1: Silos; German Version EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017, Beuth Verlag GmbH, 2017.
- [10] CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 4-2: Tanks; German Version EN 1993-4-2:2007 + AC:2009 + A1:2017, Beuth Verlag GmbH, 2017.
- [11] A. Jäger-Cañás, Beitrag zur Traglastermittlung ringversteifter Kreiszyinderschalen unter Axialdruck, Brandenburg University of Technology, 2018.
- [12] A. Jäger, H. Pasternak, Studien zum Beulverhalten von eng ringversteiften Kreiszyinderschalen unter Axialdruck, *Bauingenieur* 97 (2016) 401–409.
- [13] Z. Li, H. Pasternak, A. Jäger-Cañás, Beulverhalten von ringversteiften Kreiszyinderschalen unter Axialdruck - Teil 1: Experimentelle Untersuchungen und geometrische Imperfektionsanalyse, *Bauingenieur* 98 (2022) in print.
- [14] Z. Li, H. Pasternak, A. Jäger-Cañás, Buckling of ring-stiffened cylindrical shell under axial compression: Experiment and numerical simulation, *Thin-Walled Structures*, Volume 164, 2021, 107888
- [15] H. Pasternak, Z. Li, A. Jäger-Cañás, Investigation of the buckling behaviour of ring-stiffened cylindrical shells under axial pressure, *ce/papers* 4 (2021), Nos. 2 - 4, pp. 2092-2097
- [16] B. Wang, S. Zhu, P. Hao, X. Bi, K. Du, B. Chen, X. Ma, Y.J. Chao, Buckling of quasi-perfect cylindrical shell under axial compression: A combined experimental and numerical investigation, *Int. J. Solids Struct.* 130–131 (2018) 232–247.
- [17] Z. Li, H. Pasternak, A. Jäger-Cañás, Beulverhalten von ringversteiften Kreiszyinderschalen unter Axialdruck - Teil 2: Numerische Simulation und Ableitung eines Ingenieurmodells, *Bauingenieur* 98 (2022) in print.

THE VAULTED COVER OF RIVER SCHELDT AS PART OF THE ZOLLIKOFR – DE VIGNE PLAN IN GHENT

Philippe Van Bogaert¹

Civil Engineering Department, Ghent University, Belgium

Abstract: *In 1880 the city council of Ghent (Belgium) and the Compagnie Immobilière de Belgique signed a contract that would allow to reshuffle the Southern part of the city, by demolishing many smaller roads as well as unhealthy houses. The city would fund all infrastructure, whereas the Compagnie would purchase all property and be able to auction the new residences to be built. The plan intended to ease access from the city centre to the southern railway station, which was demolished in 1930. The plan was designed by the architect Edmond De Vigne and the Swiss engineer Edouard Zollikofer. The general idea was to establish wide roads from the Belfrey and Cathedral place to the station and to build 4 floor high residences. Neither the Compagnie nor the city council cared much about new homes for the people being expelled. Part of the plan was to cover river Scheldt, which is running through the city. This was inspired by the big cities of Europe, creating more space and covering waterways as these were suspected to bring the XIX century diseases cholera and typhoid along with the odour of the petrified water. Hence, the François Laurent place was created. It is supported by a double vaulted brickwork structure of 2 8m spans. Some of the original drawings still exist, as well as a photograph taken during the construction. As the city wanted to renew the tramway bed across this cover, a detailed inspection of the structure was carried out. The latter revealed several weaknesses in the vaults and local defects. Consequently, a more detailed analysis was carried out, to determine the load carrying capacity of the structure. In addition, some cracks were found at the extrados of the vaults near the abutments. The analysis was based both on a multi-block body mechanism as well as on elastic behaviour. Both processes have shown the structure, including its defects, shows sufficient safety to correspond to resist presently required design loads. Nevertheless, the owner was invited to proceed to some refurbishments in order to prevent further degradation of the structure's condition.*

Key words: *19th century re-urbanization, covering of waterways, brickwork vault, structural degradation, load-carrying capacity*

1. Introduction – Housing and urban development in 19th century Ghent

Around 1850 the population of Ghent (Belgium) varied around 106000 inhabitants, which corresponds to twice the number as at the beginning of that century. Apart from real estate and factory owners, the majority of people worked in textile industry. The city was sometimes called the Manchester of the continent [1]. More than 1500 small factories were established in the city

¹ Philippe Van Bogaert, Prof., PhD, Eng. Civil Engineering Department, Ghent University, Belgium;
e-mail: Philippe.VanBogaert@UGent.be

and this number grew constantly. This industry was in need of appropriate locations, and people were in need for housing. Every available building was used for this, including historic places like the castle of counts and other medieval premises. Cellars and attics were used to install weaving and dyeing machines. Up till 1860, the urbanization had to be restricted to the limited area within the 16th century city walls. Even inside this area some locations were reserved for agriculture and could not be used for building. Hence, expansion was impossible and building was without any plan and improvised. Evidently sanitary conditions for people were poor and the feared 19th century diseases typhoid and cholera flared up regularly.

Already in 1843 two doctors examined the health status of the city centre and filed a report, exposing misery and a high degree of risk for disease and infections. Since the bacterial causes for disease were yet unknown, it was believed that unhealthy air and open polluted water were the causes for the frequent contaminations. This insight was shared among all major cities of Europe and indeed other parts of the world.

The example was set by the city of Paris, where under the patronage of Napoleon III Baron Georges-Eugène Haussmann modified the inner city by demolishing all medieval parts and created the wide boulevards that are one of the attractions of Paris today. Inspired by this example, the city council of Ghent intended to re-urbanize its old parts. Apart from these sanitary concerns, a third reason for re-urbanization was the access from the centre to the Southern railway station, shown in Fig. 1. The latter was built in 1837 and subsequently replaced in 1848. From the mid of this century the freight activity had seriously increased and the transport of goods from the many small factories to the railway station was hampered by all the small and narrow streets.

These 3 facts resulted in the development of the Zollikofer – De Vigne plan and the creation of the ‘Compagnie Immobilière’.

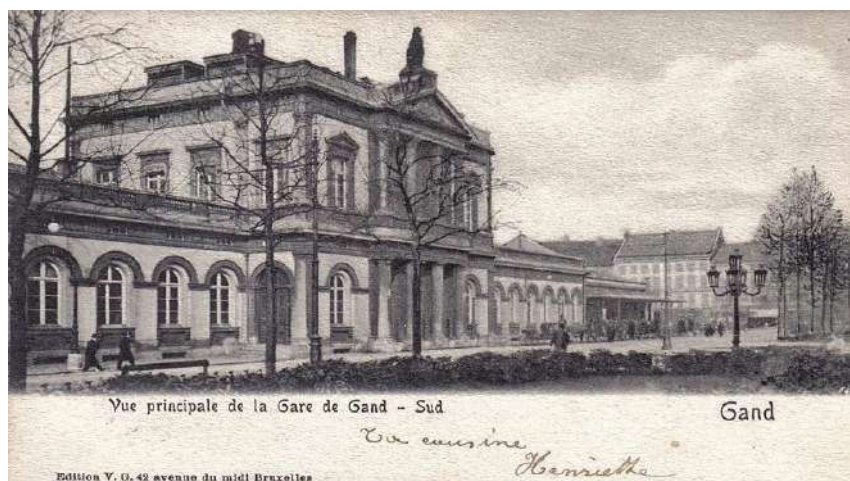


Figure 1. The former Ghent South railway station

2. The Plan

As soon as the need for re-urbanization was agreed upon, various proposals were elaborated. During a first phase, the worker character of the area was maintained. However, this would never have been honoured by investors. After some 20 years of discussion, the architect Edmond De Vigne and the Swiss engineer created a new company, named ‘Compagnie Immobilière’. On June 12th 1880 they presented their plan to the city council. The official intention of the plan was to establish an easy connection between the center and the station [2]. However, the plan also involved the demolition of all roads and buildings on an area of 4.5 ha,

the creation of 2 large boulevards and of several crossing streets, as shown in Fig. 2. One of the main objectives was to build luxurious estate along the boulevards for the upper class people.

As the new lanes crossed the river Scheldt near its confluent with river Lys, the idea was to entirely cover the first waterway. This was possible, since shipping could use another connection route, via the Caldron canal, thus avoiding the original confluent of both rivers. A total of 950 workmen's houses were demolished, with the residents moving to new manures, which were built south of the city.

The company received cheap loans from the city and was able to sell all the land. The city council was able to make a good profit in the long run by avoiding the flight of its wealthy citizens and various taxes on windows and doors. It is it is generally assumed that the workers who have been forced to relocate fared the worst. Nevertheless sanitary conditions were improved and the and the idea to improve communications was realized.

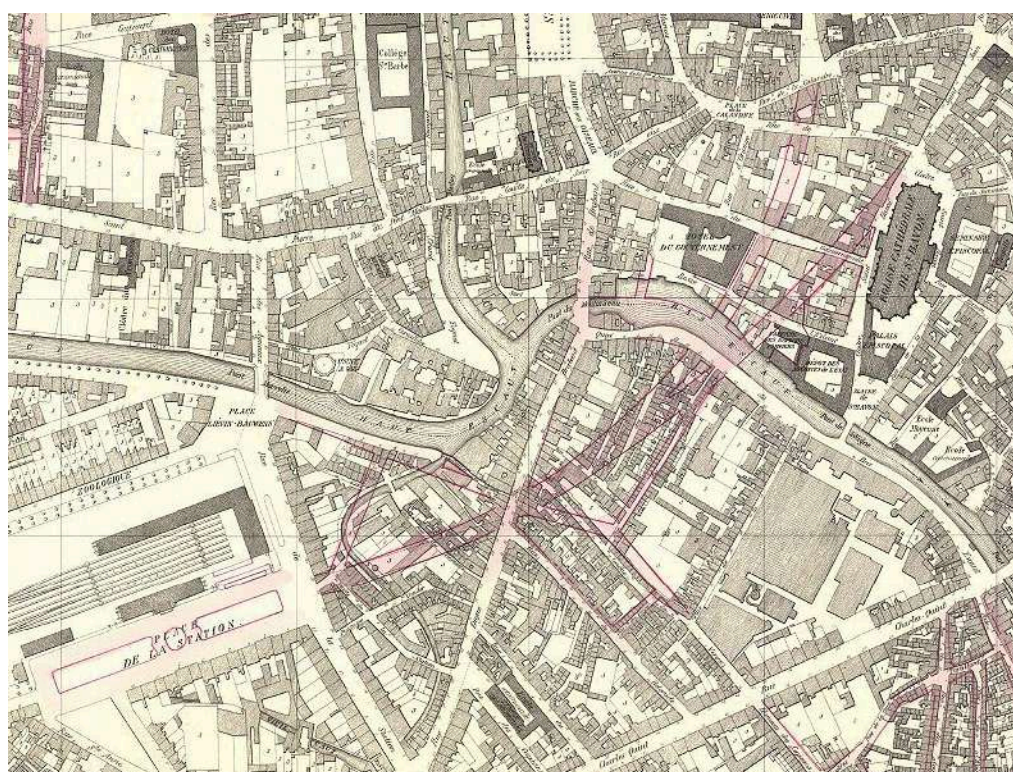


Figure 2. Zollikofer De Vigne plan

3. The river Scheldt cover

The 160 m long covering of river Scheldt was built by a double brickwork vault in 1885. Fig. 1 shows a picture taken during the actual building, and may be useful in determining the quality of brickwork and the impact of these important works in the city at that time. The construction required complete drying of the river bed, enabled by diverting the river flow through its multiple other arms around the city.

In 1960 the remaining part of the river's original bed was also covered completely, by diverting the river through large tubes. A car park was established at this location. However, recently these facilities are being demolished and river beds are being opened again. The brickwork covering however will continue to exist and is part of an important local road, used by public transport.

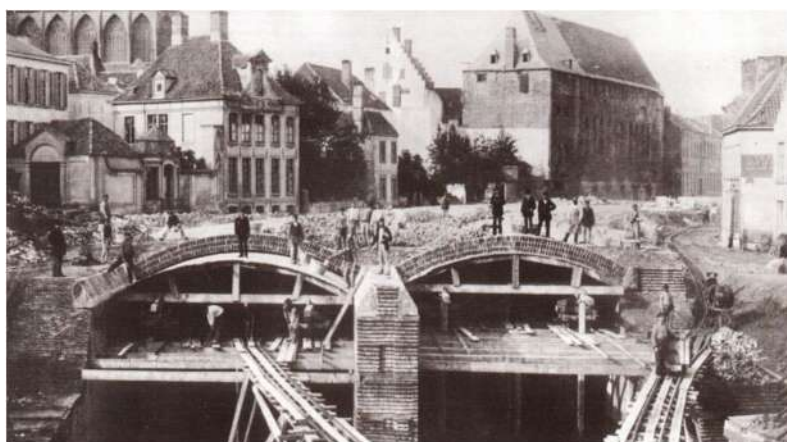


Figure 3. Cover construction in 1885

Inspections of the double vault have shown that some areas of the intrados show deterioration and may be pushed out. The masonry edge parts of the central pier and both abutments also show some deterioration. In addition, after removing the road pavement, cracks were found between the vault spring and at least one concrete abutment. These findings have been worrying the owner of the bridge and the writer was asked to carry out assessment of the load-carrying capacity and propose reinforcements.

In order to assess the load carrying capacity of the brickwork river covering, various references have been used. Among these, Eurocodes EN 1991-2 [3] should be mentioned as well as its Belgian National Annex [4], which is a very useful document. The latter allows verification of existing infrastructure through the use of a realistic LM 5. This LM 5 may replace LM 1 for existing structures, provided the bridge carries local traffic only, which applies to bridges inside historic cities. LM 5 corresponds to one of the frequent lorries of FLM 2. It requires the use of adapted factors such as a combination and an impact factor. If such a model is used, it was felt that it should be supplemented by other loading schemes, such as actual loads of trams and buses.

The verification of a large cable-stayed bridge in [5] required the use of various tram vehicle loading schemes. An appropriate modern tram loading is shown in fig. 4a. As these trams have a metric track width, the distance between wheels equals 1m. In addition, the covering is frequently crossed by public transport buses and touristic coaches. A realistic loading scheme for buses, obtained from a fabricator is shown in fig. 4b. It may be noticed that the knife load of 135 kN is quite high, this being derived from a comprehensive survey, made in 4 EU-countries [6] and stating that official axle loads are frequently exceeded in real traffic. However, this survey was unable to detect which vehicle axle is the heaviest.

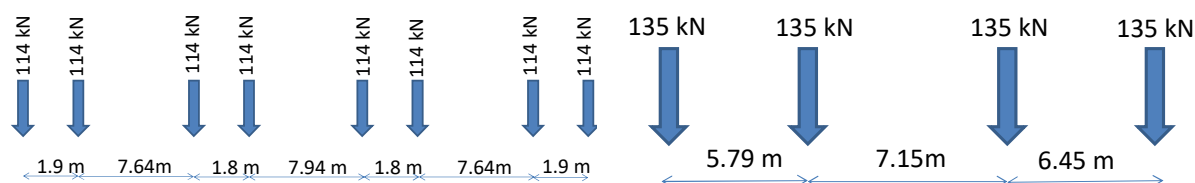


Figure 4. (left) Loading scheme for trams; (right) Loading buses

The load models are to be used with appropriate factors. These include dynamic factors (ϕ), as well as combination (ψ)- and load factors (γ). From the various references above, Table 1 shows the large variety.

Table 1. Load factors

model	Ψ	ϕ	γ
LM 1	1	1	1.35
LM 5	0.8	1.3	1.25
Bus	1	1.3	1.35
Tram	1	1.2	1.45

Except for the structure's frontal parts (see Fig. 5), the entire covering was built from excellent full bricks, produced downward the river Scheldt valley. Accurate data of the characteristic compressive strength of this type of brickwork can be found in codes [7] and from extensive experimental research [8]. The values of $f_{b,k}$ found vary from 7.2 to 7.8 MPa. These data cannot be separated from the appropriate γ -value. The latter has been found from Eurocode 6-1. Since the brickwork was built on appropriate scaffolding (fig. 1) including filling of vertical joints, this structure must qualify in category 1 and execution class 1 for unreinforced brickwork and consequently $\gamma = 2.3$ applies, thus obtaining $f_d = 3.125$.



Figure 5 : Covering front view

4. Inspection results

According to drawings from the owner's archives, the double vault of the covering consists of two 8 m spans, each having 3 brickwork layers of 0.2 m thickness, which is consistent with the brick dimensions. The arch rise equals 1m, the ration of rise to span being 0.125. This low value explains why the arch thrust force must be large and for homogeneous constant load it would be twice as large as the vertical load.

During close inspection of the structure, various parts of the intrados show delamination of the lower brickwork layer. However, most of these areas are limited to 2m*2m and 0.20 m depth. One of these is shown in fig. 6. In addition, areas where mortar filling of the brickwork is lacking, have been detected. The number of such areas is limited and has been considered in the analysis.

In addition, after clearing the rear side of the abutments, a horizontal crack of 0.20 m depth was found, located some 0.10 m above the vault spring. This location of the crack is not particularly critical. The crack showed no displacement of the upper and lower parts of the abutment. The crack was limited to 4 m length on the southern abutment and did not appear at any other location. This can be seen in fig. 7.

Some parts of the vaults intrados have been repaired by sprayed concrete. The inspections have shown that this reinforcement is inactive, since cracks are appearing over large areas, separating the concrete from the brickwork. Fortunately, these parts are not loaded by traffic.



Figure 6. Pushed out brickwork layer



Figure 7. Abutment crack

5. Load carrying capacity

Assessment of the load-carrying capacity of the structure was made, according to two independent methods. Brickwork is a non-homogeneous material, the brick layers and contact joints, as well as friction effects being important material characteristics. On the other hand, a purely elastic approach may also prove to be useful in helping to understand the force transfer. The first method complies to the material properties, whereas the second method enables to gradually increase the load and remove tensile parts of the structure. According to drawings from the owner's archives, the double vault of the covering.

The first approach is based on layered block analysis, taking into account contact and friction conditions and the multiple-layered composition of brickwork. This was developed already from 1995 in the software RING [9]. This tool allows determining failure situations, either by excessive compression or by formation of mechanisms. The software proved its accuracy in many refurbishment projects, as can be found in literature [8]. However, RING mainly considers 2-dimensional models of arches and the introduction of soil pressure behind abutments may be precarious. Nevertheless the tool does consider also lateral spreading of concentrated loads. Hence, it is important to adequately choose the vault width. In the present case the width was considered to be equal to traffic lanes, 3 m for road vehicle models and 2.5 m for tramways.

The structure is unable to resist a load combination involving LM 1, since the ratio of resistance to load effect equals 0.351. This is not surprising, since this load model was derived from heavy traffic observation on important international highways. In addition, the concentrated loads are particularly high. At the time of the construction of the covering, traffic loads were considerably lower and heavy lorries did not exist.

The aforementioned alternative loading schemes have been used and resulted in load carrying factors, or ratio of resistance to load effect, mentioned in table 2. For most of the models, failure occurs through the formation of the mechanism of three-hinged arch, one of the arches being pushed upwards, as can be seen in fig. 8, corresponding to tramway loading.

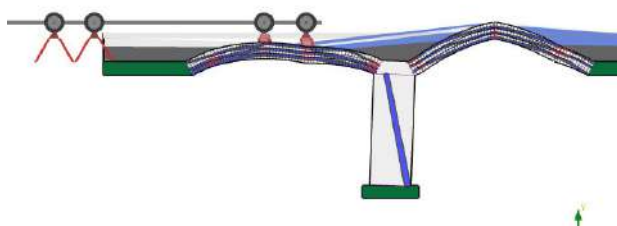


Figure 8. Failure Mechanism

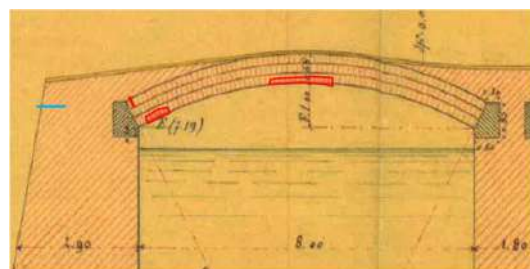


Figure 9. Degradations to brickwork

Subsequently, the degradations discussed above have been introduced in the model. Fig. 9 shows the defects on the original drawing, consisting of an area of 2*2m of 0.10 m deep loose brickwork, the crack at the extrados near the arch spring of 0.20 m depth and the pushed-out brickwork layer at the intrados near the spring.

Calculations have been resumed with these types of defects. Since the method does not allow 3-D effects, the areas of lower resistance will be effective for the whole structure. Obviously, this is an unfavourable assumption.

Table 2. Load carrying factors rigid block analysis

model	undegraded	With degrading
LM 1	0.351	-
LM 5	2.47	1.95
Bus	2.85	1.98
Tramway	1.77	1.57

The results show that the load carrying capacity is reduced, in general to factors varying from 1.95 to 1.57. This confirms that degradations have a certain effect on the load-carrying capacity, but also that the structure continues keeping its function. The degradations appear at those locations where the brickwork is decompressed.

As mentioned before, a second approach by volume-elements has been carried out. The entire covering length of 160 m was reduced to 15 m, allowing the development of full 3-D effects. The model consisted of approximately 234 000 volume elements. The method consists of using linear elastic characteristics, detecting tension elements and subsequent suppression of these elements.

The first question to solve concerns the boundary conditions. Various alternatives have been tried out, starting with vertical fixing of the foundations. The use of soil pressure for immobile retaining walls, combined with dead load and tramway loading, resulted in maximum horizontal outward displacements of the abutment top of 0.041 mm. This value being very low, the development of passive soil pressure becomes impossible. The horizontal equilibrium of a single abutment was also verified, taking into account the large thrust force, simply derived from the span to rise ratio. This confirmed that horizontal outward forces are somewhat in excess by a factor of 1.04, which explains the low displacements. Hence, it seemed acceptable to use horizontal fixation of the lower 60% of the abutment height. During further calculations an extreme value of tensile stress of 0.043 MPa has been found in the abutments. This very low tensile stress has been accepted without further detailing.

In fig. 10 the result of stresses perpendicular to the vault axis is being shown in the ULS combination with tramway loading. These stresses are purely elastic and do not represent the real situation, since the tensile areas cannot exist. Nevertheless, the results from this simulation may be used in determining those areas where elements should be suppressed. For this purpose, a series of envelope lines has been created at various cross-sections. Fig. 11 shows the lines corresponding to a section below one rail.

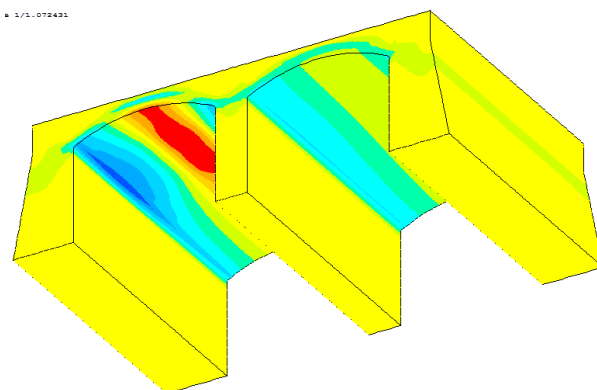


Figure 10. Brickwork stresses 1st stage

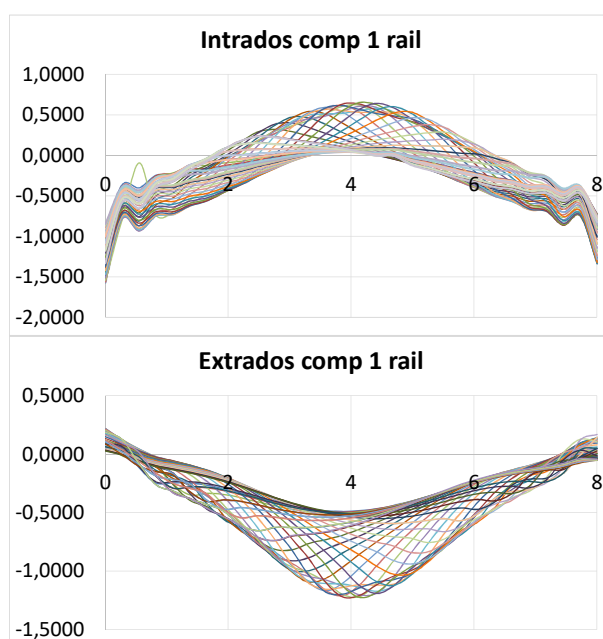


Figure 11. Envelope lines brickwork stresses (MPa)

The lines show that tension appears in the central area of 4.7 m of the intrados, reaching a maximum value of 0.6497 MPa. At 1.66 m from the arch springs, the brickwork is compressed at maximum -1.5787 MPa. For the extrados, the tensile zones are limited to 0.83 m near the springs and the compression reaches -1.191 MPa.

These data have enabled to suppress tension elements. This is a rather long process of successive steps, converging slowly. It involves detection of tensile areas both on the remaining surface which extends slower after each step, as well as finding the necessary depth of the suppressed volume. During the suppression of elements, those areas where the degradations are appearing, are equally suppressed. The results should then be compared to those of the rigid block method, including degradations.

Fig. 12 shows the suppressed areas at the vault intrados. Similar as in the rigid block method, the loading of one of the arches leads to the most critical situation. The figure also shows that a 3-D effect is developing. The forces are being deviated towards adjacent parts of the vault, thus creating alternative load paths.

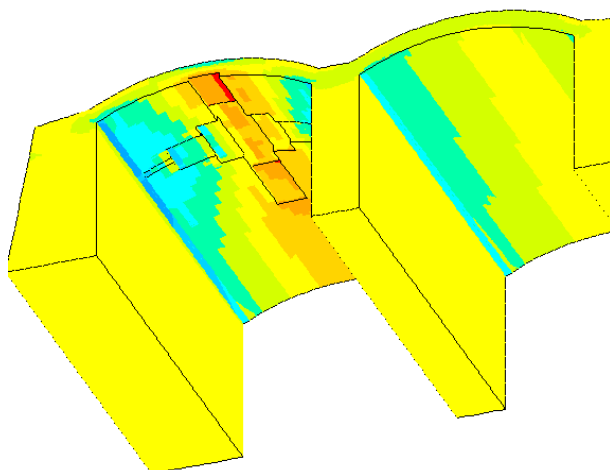


Figure 12. Element suppression

Finally, failure will occur by excessive compression of the brickwork, which will eventually lead to a mechanism. Obviously, this approach does not allow determining the development of hinges and the existence of mechanisms. The load carrying capacity factor equals $3.125 / 1.612 = 1.94$. This value exceeds the load carrying capacity factor found from rigid block analysis. This is easily understood, since the latter cannot account for any 3-D redistribution of internal force. Table 3 summarizes the comparison of both methods, by the respective load carrying factors.

Table 3. Load carrying factors compared

model	Rigid block	Elastic no-tension
Load factor	1.57	1.94

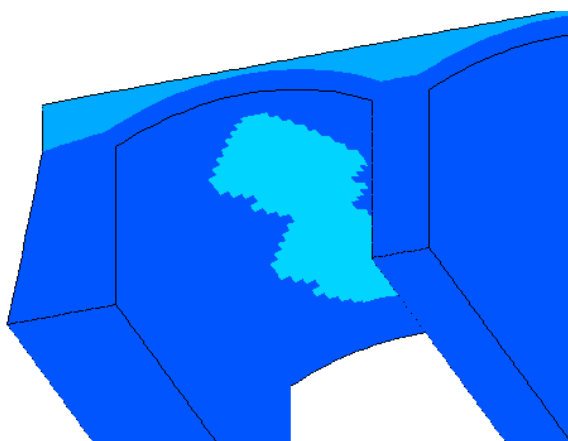


Figure 13. Bus traffic loading

The creation of an alternative load path is not evident in the case of bus traffic. Buses can indeed cross the structure in a sense parallel to the arch axis. The model also enabled to detect whether a redistribution can exist in case the traffic crosses the bridge in this sense. The first iteration already showed that the length of the model was sufficient, since this traffic cannot reach the coverings ends. In addition, since the total load is lower than tramway loading, the tensile areas are smaller and the process of suppression of elements is swifter. Fig. 13 shows lighter areas of the intrados where suppression was needed. The redistribution of the load path

is of less magnitude than in the previous case, although its effect can be found in the numerical results. A load carrying capacity factor of 2.68 was found, which is consistently higher than the result of the rigid block analysis. This case is less critical than all previous types of loading.

Conclusion

The brickwork covering of the original bed of river Scheldt in Ghent, built in 1885 has sufficient load-carrying capacity to support realistic loading by tramway, buses as well as a loading scheme allowed by the national code. This has been verified, both separately by rigid block analysis and by a process, using a FE-volume model. Rigid block analysis allowed detecting whether the structure would fail by excessive compression or by forming a mechanism of 4 hinges. In addition, this type of analysis allows taking into account delamination between brick rolls, cracks and lack of joint filling.

The use of special material laws and contact conditions in FE-modelling is often unsuccessful. Hence, an extensive numerical model of elastic material was used to verify the load carrying capacity. The use of this model included an iterative process of suppressing the elements with tensile stress. Convergence of this process is rather slow, although it increases with its progress. This type of analysis almost automatically detects those areas where cracks or degradation appears in the actual structure. It also showed that 3-D effects exist for the diversion of concentrated loads and alternative load paths are being created. Finally, the ratio of resistance to applied loading at ULS equals 1.57 from 2-D rigid block analysis and 1.94 from FE-analysis, including 3-D effect. Taking into account the limitations of both, the difference of 23% inspires confidence.

The case of the 130 years old vaulted covering of river Scheldt, demonstrates that careful analysis may enable to preserve historic structures for many years to come.

REFERENCES

- [1] Adriaenssen, F. The Zollikofer De Vigne plan and the 'Compagnie Immobilière'. (in Dutch) Magazine for history of engineering and industrial culture (in Dutch) VIAT Ghent 1970 p 7-87.
- [2] Boone M, Deneckere G, editors. Ghent : a city of all times (in Dutch). Brussels: Mercatorfonds; 2010.
- [3] EN 1991-2 Eurocode 1 Actions on Structures – Part 2 Traffic loads on bridges (+ AC 2010) CEN, Brussels, 2004.
- [4] National Annex to EN 1991-2 Eurocode 1 Actions on Structures – Part 2. Oct 2011
- [5] Van Bogaert Ph. Frame Effect in Hangers of Steel Tied Arch Bridges. 6th European Conference on Steel and Composite Structures, Proceedings. 2011 pp 1383–1388.
- [6] Code UIC 778-3E Recommendations pour l'évaluation de la capacité portante des ponts-voutes existants en maçonnerie et en béton
- [7] EN 1996-1-1 Eurocode 6 Design of masonry structures. Part 1-1 Rules for reinforced and unreinforced masonry (+A1). CEN, Brussels, 2012
- [8] Brencich, A, Corradi, C, Gambarotta, L. Eccentrically Loaded Brickwork: Theoretical and experimental results. Engineering Structures Vol 30-2008 pp 3629-3643
- [9] Gilbert M., Smith CC. & Pritchard TJ. Masonry arch analysis using discontinuity layout optimisation. Proc. Inst. of Civil Engineers - Engineering and Computational Mechanics, 163(3) 2010, pp155-166.

ARCH BUCKLING CONDITIONS, DUE TO AXIAL ROTATION WITH LIMITED TORSIONAL STIFFNESS AT THE SPRINGS

Philippe Van Bogaert¹

Civil Engineering Department, Ghent University, Belgium

Abstract: Arch bridge springs can be connected to concrete abutments either by prestressing bars or by connectors. In both options, the torsional stiffness is substantially reduced, compared to the full arch cross sectional area. The influence of this lack of torsional stiffness on arch buckling is being researched, both numerically and experimentally. To reduce any residual stress during tests, wooden rods that simulate the arch were submerged in water and subsequently bent to the desired shape. Imperfections of the arch samples are measured. Two unequal concentrated loads are applied to the samples, thus simulating the effect of movable loads across half of the arch span. During loading, lateral deflections were measured until elastic buckling occurred. The simulation of more flexible rotation of the springs required replacing the cross section by thin equivalent side plates. Since all parameters have not been isolated, the results are limited yet. However, comparing the failure load of similar conditions, the reduction of torsion stiffness by 81.48% reduces the failure load by 26.3%. This indicates that total prevention of axial rotation may not be imperative for arch bridges.

Key words: arch bridge, arch spring clamping, torsional stiffness

1. Introduction: arch spring clamping

The connection of springs to concrete abutments is of paramount importance for the load carrying capacity of arch bridges. At this location the various reactions from the bridge superstructure are transferred to the abutments. The most important reaction is the arch thrust force, together with the vertical reactions. Whether bending moments are transferred to the infrastructure at the arch springs, depends on the use of hinges or clamping. The fabrication of hinges certainly is more complicated than complete clamping of arch springs. In most cases, the concept of the arch spring connections corresponds to clamping and bending moment transfer.

A particular reaction is the torsion moment. Since the torsional capacity and stiffness of circular sections are rather high, large torsion clamping may be expected. However, experience mentioned in [1] has shown this torsion stiffness may be rather low, depending on the type of connection being used. Connections with prestressing bars may appear to be an excellent choice to materialize the clamping condition, but failed for torsion in at least the application mentioned. Therefore, the alternative of using connectors has been considered. In this case as well, the torsion stiffness proved to be smaller than expected as demonstrated [2]. Because of this, a small number of tests was carried out and has given better insight in the issue. Both strip and

¹ Philippe Van Bogaert, Prof., PhD, Eng. Civil Engineering Department, Ghent University, Belgium;
e-mail: Philippe.VanBogaert@UGent.be

headed stud connectors were used. However, both alternatives have demonstrated that excessive axial rotation of springs of arch bridges, connected to concrete abutments can hardly be avoided. Strip connectors show large flexibility, whereas the stiffer stud connectors still show 13-times less stiffness than the base tube. In addition, the connection with prestressing bars was also unable to prevent the axial rotation, due to torsion. Clearly, a wider experimental research may provide larger insight in the torsional clamping of steel tubes in concrete. In the present state, it may be recommendable for design not to consider complete rotational fixity of the arch bridge springs considered.

As a consequence, the objective of the present research was to determine to which extent torsion clamping influences the arch stability. Obviously, the stabilizing action of heavy end crossbeams or upper bracings is excluded and the most critical case of free standing arches has been considered.

2. Free standing arch

The first approximation to obtain understanding of the importance of axial rotations consists in determining the elastic buckling modes and factors of a free standing arch. As the research was directed to test scaled models from balsa wood, a small structure was first verified. A free standing arch is the elementary form and will evidently allow to address the effect of a lack of torsion stiffness. With this simple model, there is no contribution to arch stability by an upper bracing or any stabilizing effect of hangers or bars connecting the arch to the bridge deck. This allows to eliminate all other effects and to concentrate on the single issue of the torsion stiffness of the arch spring. The lowest factor directly determines the elastic critical load and the arch reduced slenderness. Fig. 1 left shows the buckling modes for a 500 mm span and 90 mm rise clamped arch with rectangular cross-section of 8*8 mm, whereas the right figure shows the result for the same arch, the axial rotation being completely free. The load consists of 2 knife forces applied at $\frac{1}{4}$ and $\frac{3}{4}$ of the span length. A single concentrated load would result in a low buckling load and unprecise results. The critical section of the arch being at $\frac{1}{4}$ span length, two concentrated loads are used, the first being twice as large as the second, as shown in Fig. 1 left. This introduces unequal bending and is closer to the real situation.

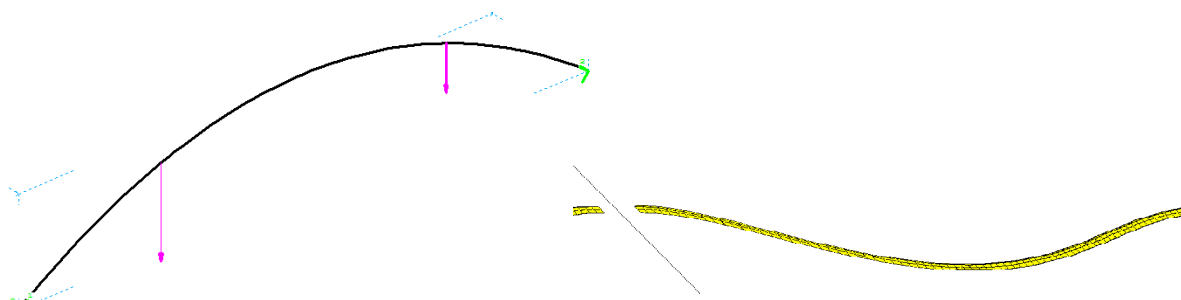


Figure 1. Elastic buckling mode clamped and free arch

The elastic buckling load of the clamped arch exceeds the value for the free arch by 21.3% only. Both mode shapes are similar and correspond to lateral torsional buckling, as seen from above in Fig. 1 right. Hence, the influence of torsional stiffness on the buckling load is moderate and the research should concentrate on lateral buckling.

Clearly, the above numerical model is inadequate to address the effect of imperfections, of material nonlinearity and of residual stress, all important factors, influencing the arch stability. Hence, in the following a 3-D continuous element has been used to simulate the arch conduct. The material law takes into account elastic behaviour from $\varepsilon = 0$ to $\varepsilon = f_m / E$ and a short branch ending at the coordinates $\varepsilon = 0.01$ $\sigma = 1.1 f_m$ since according to EN 1995-1-1 [3]

wood has but a small post-yielding capacity. This is in accordance with data from suppliers. The values of E in the test samples will be discussed later.

In addition, imperfections have been introduced in the numerical model, their shape corresponding to the fundamental mode shapes from Fig. 1. It is believed that these correspond to the half wave, with a slightly prevented lateral rotation at the springs.

3. Testing of scaled specimens

For the tests, rods of balsa wood, a commonly used model material, have been used. The cross section of each rod was 4*4 mm. The rods were bent to obtain the curved arch shape. Since this introduces large residual stress, up to breaking of the rod, an alternative process was adopted. The rods were immersed in water for 45 minutes, bent by positioning them on a work floor and maintained in this position during drying. This process was repeated twice for each rod. Fig. 2 shows the rods in the drying position.

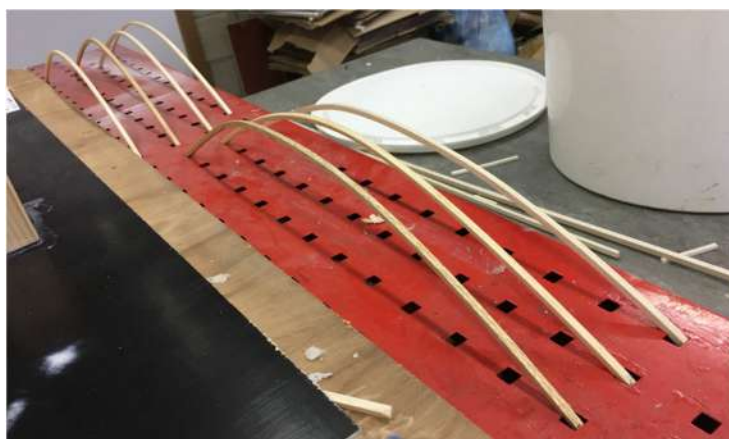


Figure 2. Wetting-drying and shaping of rods

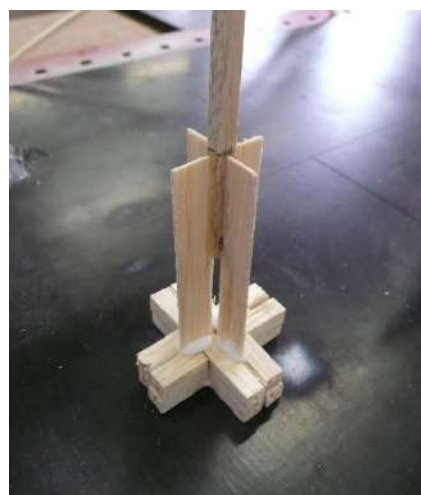
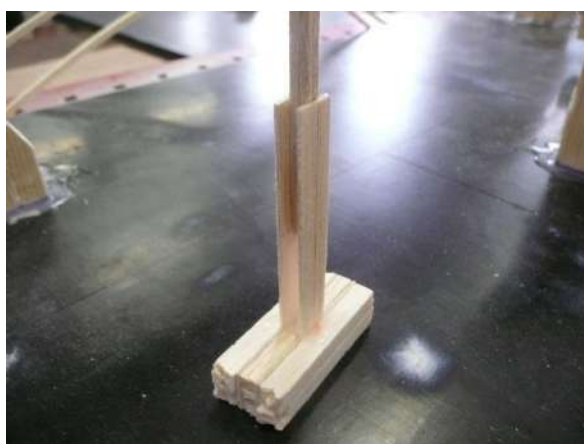


Figure 3. Materialization of weaker axial rotation stiffness (left) parallel plates (right) cross

Since the E -modulus of the wood shows no constant value and is changing during the wetting-drying process, for each rod the modulus has been measured. After drying the modulus has increased from its original value and varied between 6900 MPa to 12611 MPa. This means every test value had to be compared to numerical results, using the experimental modulus.

The experimental simulation of arch springs to a fixed infrastructure for the torsion fixed condition does not rise a particular issue. However, a free axial rotation is virtually

impossible to build. Hence, various ways of 'weakening' the arch springs for torsion have been considered. Torsion stiffness is reduced by replacing a plain section by open sections, either 2 parallel plates of 10*1 mm or 4 crossing thin plates, both shown in Fig. 3. Theoretically the parallel plate scheme has 0.185 torsion stiffness of the plain rod, whereas the cross scheme has 0.37 – times this value.

Fig. 3 also shows the rod's end. The arch span of these types of connections has been slightly increased by the distance from the spring to halfway the weakened part. This would correspond to the concrete encasing of the arch spring.

In total 7 specimens of fixed arches have been tested, supplemented by 8 specimens with alternative spring cross sections, of which 5 of the plate type and 3 with cross sections. The test setup is shown in Fig. 4, including the position of the eccentric loading via a small plank on which the 0.1 kg mass loads are added. During loading the lateral displacements of the arch crown are measured.

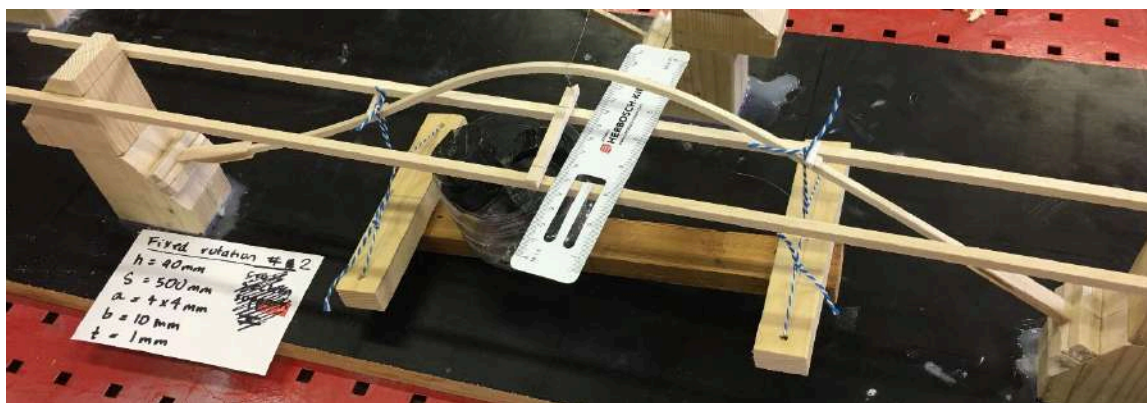


Figure 4. Test setup, loading and measurement of lateral displacement

The lateral displacements allow to assess whether or if buckling is occurring. However, some of the specimens failed without previous displacement, due to failure of the wood. This attributes to the low plastic capacity of the wood and its heterogynous nature. Nevertheless, the curves of lateral displacement and applied load allow drawing of the Southwell-plot as described in [3] allows to determine the experimental value of the buckling load.

4. Comparing results with simulations

Since the specimens showed 3 independent parameters: E-modulus, initial imperfection and the type of arch spring, it became difficult to isolate one of these parameters and clearly assess its influence on the arch failure load. In addition, the failure load itself needs to be defined. Because of the nonlinearity and the initial imperfection, a small amount of load already initiates lateral displacement. A clear bifurcation load does not exist. However, this was overcome by identifying the critical load to the value found from the Southwell plot.

In Table 1 all tests are summarized, including the type of arch spring, E-modulus, initial imperfection, final collapse load and critical load. The last column of this table also mentions the failure load found from the nonlinear simulation with 3-D volume elements. The use of this type of elements, allowing to simulate both geometric and material nonlinearity enables to reproduce exactly the physical models, in particular the geometry of the arch springs.

Numerical simulation results in 2 types of data. The first is a diagram of load versus lateral displacement, clearly showing the nonlinear character of calculations, as shown in Fig. 5. In some cases, the lateral displacement changes sign while the load increases. The second results are stresses at each load increment. Fig. 6 shows equivalent vonmises stresses of the arch for

the plate connected spring and with 1 mm initial imperfection, immediately before collapse. Obviously, the largest stresses appear near the location of the largest of both loads and has reached the failure value.

Table 1. Test results summarized.

Spring shape	E (MPa)	Imperfection (mm)	Failure load (N)	Southwell (N)	Numerical load (N)
Fixed	5554.42	0	12.83	13.49	18.07
Fixed	5554.42	1.75	14.09	14.37	18.07
Fixed	5554.42	5.5	8.20	7.25	18.12
Fixed	3123.78	0	7.22	7.47	10.16
Fixed	20243.64	0.5	9.18	9.53	65.85
Fixed	12611.39	3.25	7.22	7.73	41.07
Fixed	3123.78	0.5	4.28	5.26	10.16
Plates	5554.42	2.25	10.23	10.59	27.73
Plates	20243.64	3.25	9.93	-	101.10
Plates	20243.64	2.75	11.14	15.44	101.07
Plates	5554.42	1.5	8.20	11.77	27.72
Plates	3123.78	1.5	3.30	3.70	15.59
Cross	7681.42	0.25	12.12	13.41	39.72
Cross	7457.80	0	10.16	9.09	38.56
Cross	7837.27	2.25	8.20	14.55	40.54

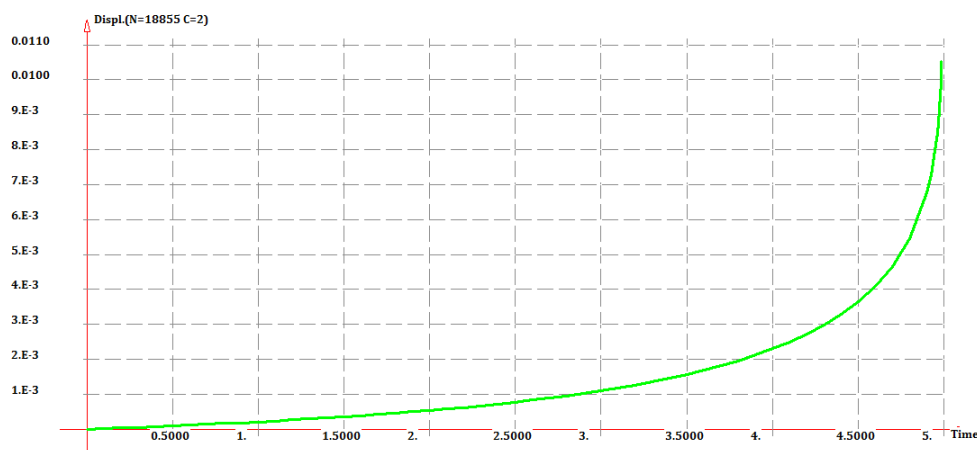


Figure 5. Load-displacement path numerical simulation.

The results have been categorized according to the parameters of large initial imperfection and of E-modulus. Clearly, identical combinations are not available and should require a considerably larger amounts of specimens and tests.

However, rows 2 and 11 of Table 1 are somehow similar, the E-modulus and the imperfection being similar. The failure load of the weaker arch spring decreases the failure load by 18.1 %. This is rather close to the 21.3% of the elastic beam prediction and applies to a reasonable amplitude of the imperfection. The numerically determined values overestimate the failure load, surely by adopting an excessive value of the unknown wood resistance and showing a similar gap between both arch spring conditions.

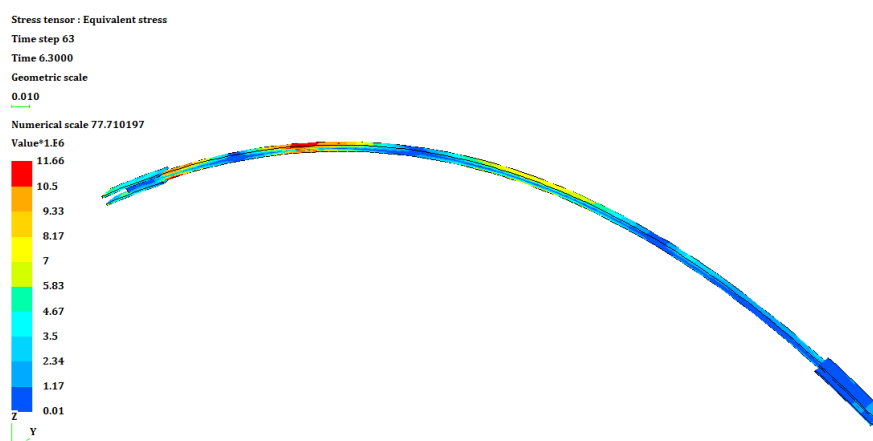


Figure 6. Equivalent stresses simulation immediately before failure.

This also applies to lines 2 and 8 of Table 1, with identical modulus and similar imperfection, the difference between the fixed condition and the weakened spring being 26.3%.

Conclusions

From a series of 15 scaled tests on specimens the failure of free standing arches with different torsional stiffness of the arch springs, has been determined. However, other influencing parameters as the E-modulus and initial imperfection showed too many scatters to closely substantiate the influence of the arch torsion stiffness. However, comparing the failure load of similar conditions, the reduction of torsion stiffness by 81.48% reduces the failure load by 26.3%. This indicates that total prevention of axial rotation may not be imperative for arch bridges and encourages to continue this research, in future by using a material with more constant characteristics.

REFERENCES

- [1] Van Bogaert, Ph., Torsion clamping by prestressing bars of an arch bridge in concrete abutment, 38th FIB symposium Engineering a concrete future, modeling and construction, A. Dancygier (ed) 447-450 ISBN 978659203901, Tel Aviv, Israel. April 22-24, 2013.
- [2] Van Bogaert, Ph., Schotte, K., De Backer, H., Post-failure torsion capacity and robustness of encased tubular arch spring connections, 6th IALCCE Symposium Life-cycle analysis and assessment in civil engineering, towards an integrated vision, Caspeele, Taerwe, Frangopol (eds) 394-394, ISBN 9781138626331, CRC Press, Ghent 26-31 Oct, 2018
- [3] William, L. Ko, Accuracies of Southwell and Force/Stiffness methods methods in the prediction of buckling strength of hypersonic aircraft wing tubular panels, NASA Report N 88-17090. Ames research centre, Dryden Flight facility, Edwards, California USA, Nov 1987

TEMPERATURE CONDITIONED RESONANCE CLUSTERS IN BRIDGES SUBJECTED TO MOVING LOADS

Alexander Tesar¹, Jozef Melcer²

Slovak Chamber of Civil Engineers, University of Zilina, Slovakia

Abstract: *The objective of this study is the analysis of temperature conditioned resonance clusters appearing in scope of dynamic testing of bridges by moving loads. As example is studied the assessment of actual bridge exposed to such forcing. Presented are the results and final conclusions dealing with security and reliability of the structure.*

Key words: *bridges, durability, moving loads, resonance clusters, temperature variation.*

1. Introduction

In recent years the dynamic testing of slender bridge structures in scope of their maintenance, refurbishment and ageing has obtained increased importance worldwide. Economic considerations and functional requirements have resulted in a drive for precise structural assessments with utilization of all reserves in the load-bearing capacity of structures. Actual safety is to be estimated on the basis of generalized analysis of motion taking into account ultimate structural response. The ability to do such scientific analysis of a vastly increased scope has significantly expanded the range of assessment.

The analysis of ultimate dynamic behavior is the focus of intense efforts because of pressing problems of disaster prevention of slender bridge structures generally. Considerable work has been directed towards improving computational efficiency, such as temporal integration of equations of motion, solution of nonlinear differential equations, optimization of available numerical techniques, etc. Material and geometric nonlinearities, ultimate time-dependent response, post-critical behavior, dynamic and thermal loads, etc., are treated for an essentially unlimited range of geometries, materials and forcing conditions appearing. The premises in the past have been historically calibrated in a processing environment where the design was made on a small group of structural members under consideration of safety factors, with goal to specify ultimate structural behavior. Today, a few iterations can produce an assessment where all structural members work at allowable level in each forcing situation appearing. The structures are considered as physical systems, with goals, environments and hierarchical constraints among components defined much more explicitly than in the past. However, as the scope of structural engineering continues to expand and the interactions with other scientific and engineering disciplines become tightly coupled, there is an increased need for the models of new phenomena not considered until now.

¹ Alexander Tesar, Assoc. Prof., PhD, DrSc., Civ.Eng., FEng., Slovak Chamber of Civil Engineers, Bratislava, Slovakia; e-mail: alexander.tesar@gmail.com

² Jozef Melcer, Prof., PhD., DrSc., Civ.Eng., University of Zilina, Department of Structural Mechanics and Applied Mathematics, Slovakia; e-mail: jozef.melcer@uniza.sk

One of such problems is the appearance of temperature conditioned resonance clusters in measuring of dynamic behavior and response of slender bridge structures subjected to moving loads. Such clusters appear at various temperatures by dynamic load tests of bridges, specifying combined main vibrations in bending, shear and torsion together with additional local vibrations of diaphragms, stiffeners, elements of road plates as well as of moving vehicles. The result is a lot of resonance peaks appearing in clusters and corresponding to all types of vibrations appearing. And such resonance peaks are significantly depending on outer temperature in time of measurement. The analysis of such problem is focused below.

2. Analysis

The response of slender bridge structures is influenced by material, structural and environmental damping taking into account elastic and viscoelastic properties of structure and materials, as well as damping due to interactions structure vs environment. Equivalent damping represents the total energy dissipation and is given by several mechanisms which specify relations between damping forces and strain velocities. Energy transformations due to material damping are given by nonstationary thermic variations caused by friction and motion of atomic groups in the material. The dissipative capacity depends on frequency, stress and thermal effects. The interactions of these mechanisms are significant for the assessment of the problem studied.

An incremental form of the governing equations of motion for such analysis is obtained by considering equilibrium state at two configurations a time step Δt apart. The increments of external forcing balance the equilibrium in time $t + \Delta t$ by

$$(1) \quad \mathbf{M}_t \mathbf{a}_t + \mathbf{C}_t \mathbf{v}_t + \mathbf{K}_t \mathbf{u}_t = \mathbf{R}_{t+\Delta t} - (\mathbf{V}_t^I + \mathbf{V}_t^D + \mathbf{V}_t^S),$$

with vectors of inertia forces $\mathbf{V}_t^I = \mathbf{M}_t \Delta \mathbf{a}_t$, damping forces $\mathbf{V}_t^D = \mathbf{C}_t \Delta \mathbf{v}_t$, elastic forces $\mathbf{V}_t^S = \mathbf{K}_t \Delta \mathbf{u}_t$ and corresponding accelerations, velocities and displacements $\mathbf{a}_t$, $\mathbf{v}_t$ and $\mathbf{u}_t$, respectively.

The increments in displacements, velocities and accelerations are given by forcing increments and known physical property matrices. If such matrices change in time step then Eq. (1) is only approximately true. The vector of local approximation error is given by

$$(2) \quad \Delta \mathbf{V}_{t+\Delta t} = \mathbf{R}_{t+\Delta t} - (\mathbf{V}_{t+\Delta t}^I + \mathbf{V}_{t+\Delta t}^D + \mathbf{V}_{t+\Delta t}^S),$$

and is a measure of how close to equilibrium the solution of Eq. (1) has been approached.

Governing incremental equation of motion is then given by

$$(3) \quad \mathbf{M}_t \Delta \mathbf{a}_t + \mathbf{C}_t \Delta \mathbf{v}_t + \mathbf{P}_t \Delta \mathbf{u}_t = \Delta \mathbf{R}_t,$$

with pseudo-force nonlinear vector approach

$$(4) \quad \mathbf{P}_t \Delta \mathbf{u}_t = \mathbf{K}_t \Delta \mathbf{u}_t + \mathbf{N}_t \Delta \mathbf{u}_t - \Delta \mathbf{V}_{t+\Delta t},$$

where $\mathbf{N}_t \Delta \mathbf{u}_t$ is the vector of nonlinear terms (pseudo-forces) and in pseudo-force technique is treated as pseudo-force vector. At each time step an estimate of $\mathbf{N}_t \Delta \mathbf{u}_t$ is calculated and iterations are performed until $\Delta \mathbf{V}_{t+\Delta t}$ becomes sufficiently small compared with tolerance norm adopted. In the analysis the P-delta approach is used alternatively with large deformations including elastic and inelastic material nonlinearities.

For the analysis is applied the Fourier integral transformation ([4]). Assumed is the forcing time function $\mathbf{b}_F(t)$ satisfying Dirichlet conditions together with condition $\int_{-\infty}^{\infty} |\mathbf{b}_F(t)| dt$ being convergent. The following equations of Fourier integral transformation are adopted

$$(5) \quad H_F(\omega) = \int_0^{\infty} \mathbf{b}_F(t) \cdot e^{i\omega t} dt ,$$

$$(6) \quad \mathbf{b}_f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H_F(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} \text{Re}[H_F(\omega)] \cdot e^{i\omega t} d\omega .$$

For the case of a constant force P_0 moving with constant speed c the transform $H_M(\omega)$ is given by

$$(7) \quad H_M(\omega) = P_0/c \int_0^{\infty} \delta_D(z-u) e^{-\frac{i\omega u}{c}} du = P_0/c e^{-i\omega z/c} ,$$

with Dirac delta function δ_D and with substitution $u = c \cdot t$.

For the case of harmonically variable force P_M moving on the structure with constant speed c , the transform H_M is given by

$$(8) \quad H_M(\omega) = P_M/c \int_0^{\infty} \delta_D(z-u) \sin\left(\frac{\Omega}{c} u\right) e^{-\frac{i\omega u}{c}} du = \frac{P_M}{c} \sin\left(\frac{\Omega}{c}\right) z e^{-i\omega z/c} ,$$

with Ω as forcing frequency of moving force. When assuming the operator $A = \frac{\partial}{\partial t}$, the transforms of inertial forces $-m(z)A^2(v(z,t))$ for both above cases are given by

$$(9) \quad \int_0^{\infty} \left(-m(z)A^2(v(z,t)) \right) e^{i\omega t} dt = m(z)\omega^2 v(z,\omega) + i\omega m(z)v(z,0) + m(z)A(v(z,0)) ,$$

assuming $A(v(z,t))$ being zero in the limit $t \rightarrow \infty$. The transform of inertial forces is then given by

$$(10) \quad \int_0^{\infty} \left(-m(z)A^2(v(z,t)) \right) e^{i\omega t} dt = m(z)\omega^2 v(z,\omega) .$$

Attention is now paid to the analysis of bridge structures subjected to the action of moving loads G_L given by

$$(11) \quad G_L = \delta_D(z-u) \left(m_L g - m_L A^2(v(u,t)) \right) ,$$

with transform

$$(12) \quad H_{M_L}(\omega) = \frac{m_L}{c} g \int_0^{\infty} \delta_D(z-u) e^{-i\omega u/c} du - m_L/c \int_0^{\infty} \delta_D(z-u) B^2(v(u, \frac{u}{c})) e^{-i\omega u/c} du = \frac{m_L}{c} g e^{-i\omega z/c} - \frac{m_L}{c} D^2(v(z,\omega)) e^{-\frac{i\omega z}{c}} = \frac{m_L}{c} \left(g - D^2(v(z,\omega)) \right) e^{-\frac{i\omega z}{c}} ,$$

where B and D are operators $B = \partial/\partial u$ and $D = \partial/\partial z$, m_L is the mass of moving load, c is its speed and g is gravity acceleration. The second term of the last equation, determining the inertial components of moving load, can be conveniently used in form of a difference formula for each bridge length element l_K

$$(13) D^2(v(z, \omega)) = \frac{v_k - 2v_{k-1} + v_{k-2}}{l_k^2},$$

which is implemented into calculation.

3. Application

Studied was the response of simple two span continuous bridge with four steel main girders and interacting concrete upper roadway plate. The total length of the bridge is 2×30000 m = 60000 mm. The total width of the bridge is 10980 mm. The steel main girders are welded I-profiles with height 1220 mm, with upper and lower flanges 380/50 mm and with web 1170/25 mm. Steel main girders are distanced 3050 mm in cross-sectional direction. The depth of reinforced concrete roadway plate is 305 mm. The bridge is subjected to the action of standard track vehicle of total weight 22 t, moving with constant speed 60 km/h along whole traffic length. Studied were the relations of pseudo spectral accelerations vs frequencies together with corresponding ultimate flexural displacements at various outer temperatures.

Studied were the same resonance clusters at temperatures 0°C, 25°C, 30°C and even 100°C (for the case of brand), respectively, together with corresponding ultimate midspan flexural vertical displacements.

Resonance clusters varied in reference to temperature assumed. For temperature 0°C the dominant resonance peaks were located in scope 1-8 Hz (five peaks and maximal amplitude 7.2 mm), for temperature 25°C in scope 6-8 Hz (two peaks and maximal amplitude 12 mm), for temperature 50°C in scope 0.3-14 Hz (four peaks and maximal amplitude 225 mm) and for temperature 100°C also in scope 0.3-14 Hz (four peaks and maximal amplitude 450 mm). Corresponding flexural vertical displacements in all nodes of bridge for temperature 0°C are 22 mm, for temperature 25°C they are 17 mm, for temperature 50°C they are 44 mm and for temperature 100°C are 103 mm (see Fig. 1).

Such variability of results is explained by interaction of adjacent structural members having various frequencies, temperature dilatations as well as damping and stiffness parameters. Such structural members are steel main girders, concrete roadway plate with reinforcements, steel bracings, path-ways with banisters, moving vehicles, etc. Their dilatations are functions of temperature levels and change the resonance clusters as well as the response appearing. At high temperatures and deformations there appear also the nonlinear effects in such members. And into account is important to take also ageing and fatigue of the bridge studied. Some of such problems were dealt with, for example, in Refs. [7], [8], [9] and [10].

The application of above results was made in scope of numerical and experimental dynamic assessment of the pedestrian path The Blue Ribbon crossing The Small Danube in Bratislava, as shown in Fig. 2 (see Ref. [11]). The structure was subjected to ultimate behaviour due to marching mass of pedestrians and studied was its ultimate resonance response taking into account various temperatures appearing.

Conclusion

The results obtained are significant for correct assessment and evaluation of loading tests made on actual bridge structures. There appear problems with correct identification of resonance peaks corresponding with flexure, torsion and shear vibration of the structure as well as with secondary vibration effects at various temperatures as mentioned above.

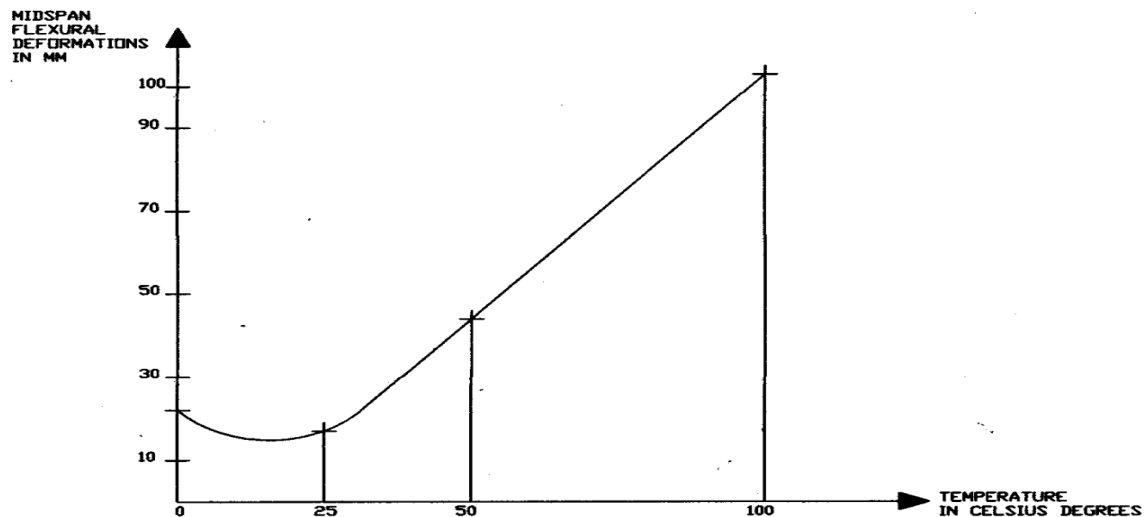


Figure 1. Function temperature vs flexural dynamic displacements midspan of studied bridge subjected to moving loads



Figure 2. The pedestrian path Blue Ribbon crossing the Small Danube in Bratislava

Acknowledgement

The acknowledgement is paid to all co-workers participating on present research activities.

REFERENCES

- [1] Sorokin, F., Internal and external friction by vibrations of rigid bodies. CNIISK 162, Moscow, 1957.
- [2] Lazan, B.J., Damping of Materials and Members in Structural Mechanics. Pergamon Press, London, 1968.
- [3] Fryba, L., Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads. Noordhoff International Publishing, Groningen, 1972.
- [4] Tesar, A., Transfer Matrix Method. KLUWER Academic Publishers, Dordrecht, Boston, London, 1988.
- [5] Bajer, C.I. and Dyniewicz, B., Numerical Analysis of Vibrations of Structures Under Moving Inertial Load. Springer Verlag, 2012.
- [6] Huaijiang Ouyang, Moving Load Dynamic Problems. Mechanical Systems and Signal Processing. Vol. 25, Issue 6, August 2011, 2039-2060.
- [7] Tesar, A., Influence of diaphragms in distortional behaviour of thinwalled box girders. Computers and Structures, 5, 1997, 434-442
- [8] Tesar, A. and Jutila, A., Nonlinear damping of slender wood bridges. Computers and Structures, 6, 1996, 662-668.
- [9] Tesar, A., Jutila, A., Isoksela, E. and Salokangas, L., Space behaviour of thinwalled box beams. Computers and Structures, 6, 1994, 365-375.
- [10] Lajcakova, G. and Melcer, J., Numerical Simulation of Moving Load on Computer Pavements. Transport and Telecommunications, Vol. 16, No. 2, 2015, 145-157.
- [11] Tesar, A., Main Checking of The Pedestrian Path Blue Ribbon Crossing Small Danube in Bratislava. Technical Report, 2018, Bratislava.

ANALYSIS OF SPACE TRUSSES SUBJECT TO SEISMIC EFFECTS. MANAGEMENT OF DYNAMIC RESPONSE

Anita Handruleva¹, Simeon Atanasov²

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia

Abstract: *Dynamic parameters as natural frequencies and modes of vibration are important indicators for the dynamic response of structures due to seismic excitations. These parameters are a basis the amplitude values of displacements and internal forces to be calculated. The modal analysis can be treated as a preliminary step for further dynamic studies, such as: spectral analysis, harmonic or periodic analysis and analysis due to arbitrarily loads (time history analysis). In this paper the dynamic responses of space trusses are studied. As objects of study are selected four representatives. An orthogonal structure of the grid on the upper and lower surfaces is accepted. The models differ in the type of supporting. The analysis was conducted in two stages: modal and spectral analysis. In the modal analysis is observed coefficient of effective modal mass and type of natural forms of vibration. The seismic action is defined by three independent components (two horizontal and one vertical) with 100% response spectrum. The purpose of the study is to manage the dynamic response of the d space trusses.*

Key words: *space trusses, seismic effect*

1. Description of the computational models and the purpose of the study

In this paper the dynamic responses of space trusses are studied. As objects of study are selected four representatives. An orthogonal structure of the grid on the upper and lower surfaces is accepted. The dimensions of the structural modules are 3/3m. The models differ in the type of supports and are labeled with: **C.1** - structural construction, supported on four columns with reinforced zones (spatial trusses), and four console issue; **C.2** - structural construction supported again on four columns with reinforced zones, but in the form of diagonals and four console issue; **C.3** - structural construction supported along the contour of the bottom surface; **C.4** - structural construction supported along the contour of the upper plane. Studied representatives of space trusses are shown in Fig. 1. For the constructive elements are adopted cross-sections of pipe sections, namely:

- upper and lower surfaces - $\varnothing 95 \times 4$;
- diagonal elements of the grid structure - $\varnothing 73 \times 3,5$;
- reinforced lattice zones (model C.1) - $\varnothing 114 \times 4,5$; reinforced zones C.2 – HEB500;
- columns of models C.1 and C.2 - $\varnothing 560 \times 10$; columns of models C.3 and C.4 - $\varnothing 219 \times 5$.

Profiles of steel S235JRH according to EN10219-2 with computational resistance of the steel $R_y = 235 \text{ MPa}$.

¹ Anita Handruleva, Associate Professor, PhD, Eng. University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Faculty of Construction, Department of Mechanics and Mathematics, 175 "Suhodolska" Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: anita_handruleva@abv.bg

² Simeon Atanasov, MSc, Eng.; University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", 175 "Suhodolska" Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: prector@vsu.bg;

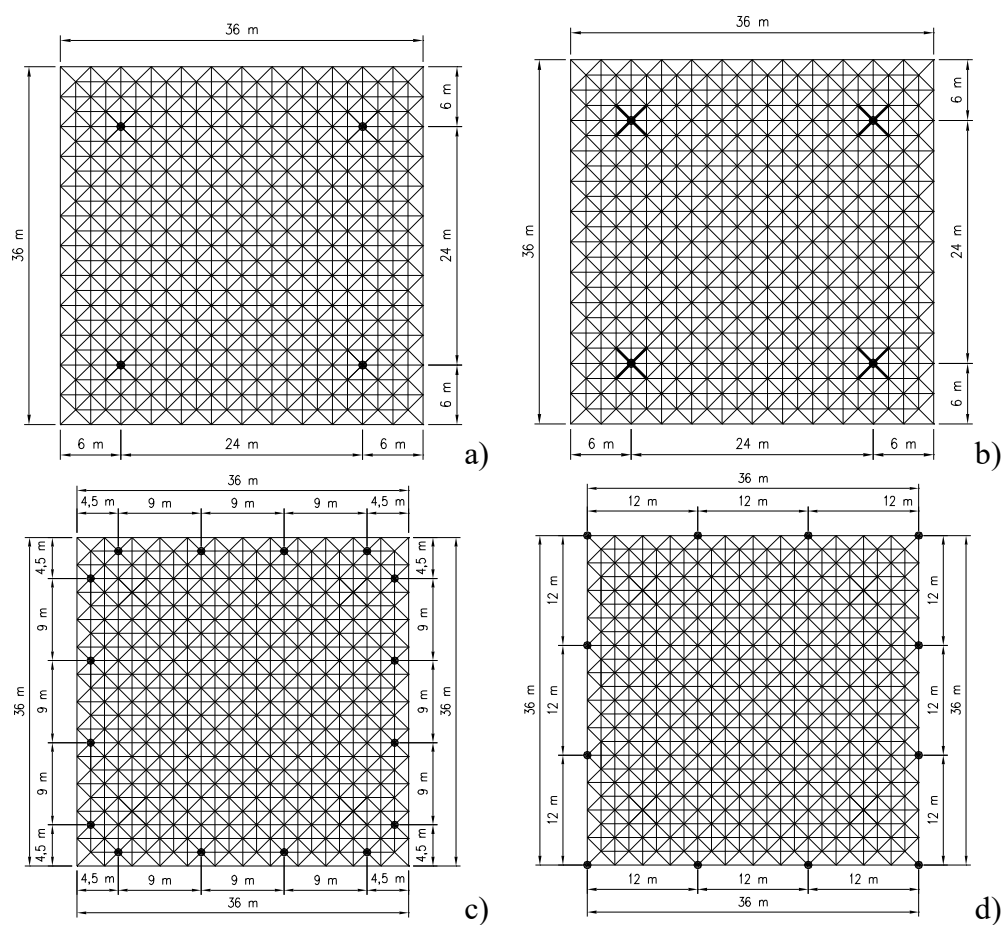


Figure. 1. Geometrical characteristics in plan of the selected space trusses

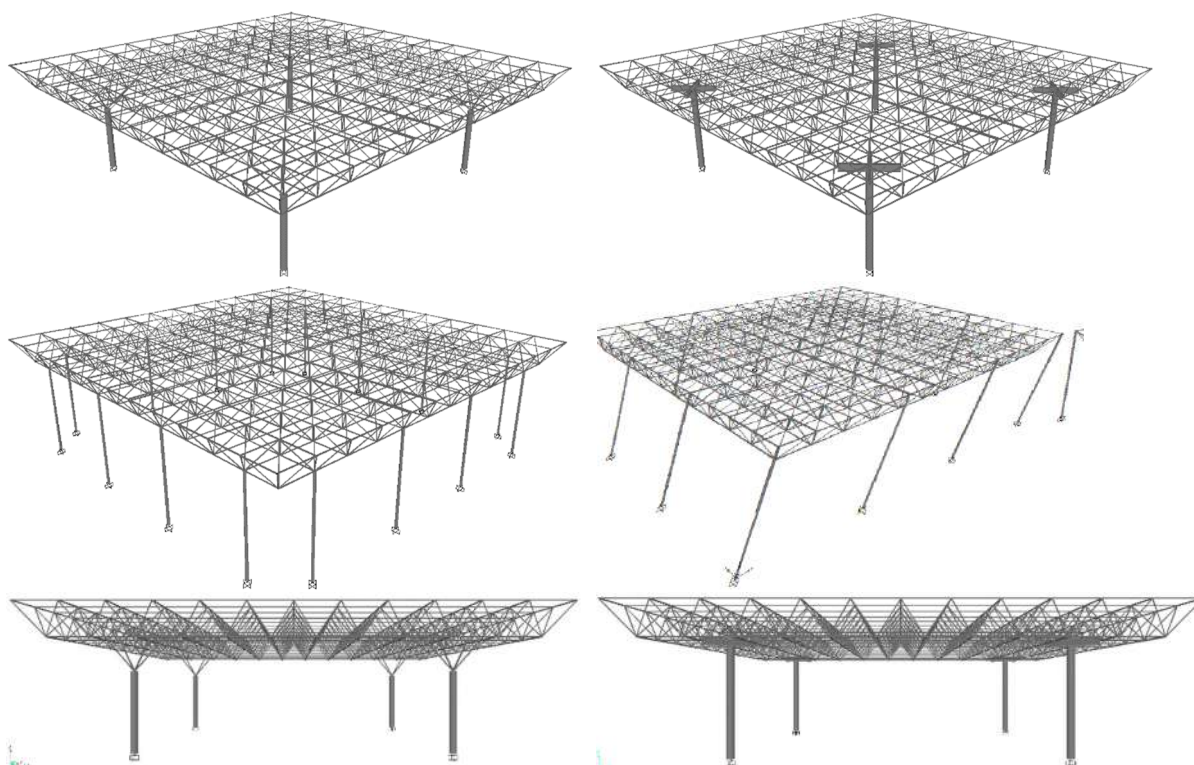


Figure 2. Computational models generated with software based on the Finite Element Method

2. Comparative analysis of the results

Dynamic study of selected computational models of double layer space structures was conducted in two stages: modal and spectral analysis. First are obtained the natural forms of vibration of the considered computational models and their corresponding periods. Also, for each variant are considered as forms of vibration, so as to be satisfied with the coefficient of effective modal mass. The results are presented in Tab. 1. Fig. 3 shows the first three forms of vibration of the computational models. After modal analysis has been conducted spectral analysis. For the spectral curve is used for the recommended soil group C. As a basic parameter for comparison of computational results is used displacement to characteristic point. The displacement of that point is an important indicator of the structural behaviour due to the applied loads. The results are presented in Tab. 2. The purpose of this study is to manage the dynamic response of double layer space structures subjected to seismic actions (earthquake). When the geometry is defined, it comes down to choosing the type of grid structure and type of boundary supports. To achieve the objective of the study, different variants are measured based on show results and recommended variant that has a behavior corresponding to the desired actual one.

The study of the dynamic response of space structures is parametric and therefore on step modal analysis must assess the resulting forms of vibration and undesirables to optimize or replace, for less weight in the later spectral analysis.

Table 1. Period of vibration and modal participating mass ratios for computational models

Mode №	Period	Modal Participating Mass Ratios			Mode №	Period	Modal Participating Mass Ratios		
	[sec]	Σ UX	Σ UY	Σ UZ		[sec]	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
		Model C.1					Model C.2		
1	0,460	0,817	0,168	0,000	1	0,649	0,029	0,971	0,000
2	0,460	0,985	0,985	0,000	2	0,649	1,000	1,000	0,000
3	0,419	0,985	0,985	0,000	3	0,497	1,000	1,000	0,000
...					...				
30	0,058	0,999	0,999	0,923	66	0,038	1,000	1,000	0,932
Mode №	Period	Modal Participating Mass Ratios			Mode №	Period	Modal Participating Mass Ratios		
	[sec]	Σ UX	Σ UY	Σ UZ		[sec]	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
		Model C.3					Model C.4		
1	1,792	0,998	0,002	0,000	1	2,695	0,000	1,000	0,000
2	1,792	1,000	1,000	0,000	2	2,695	1,000	1,000	0,000
3	0,967	1,000	1,000	0,000	3	1,980	1,000	1,000	0,000
...					...				
36	0,052	1,000	1,000	0,943	15	0,094	1,000	1,000	0,924

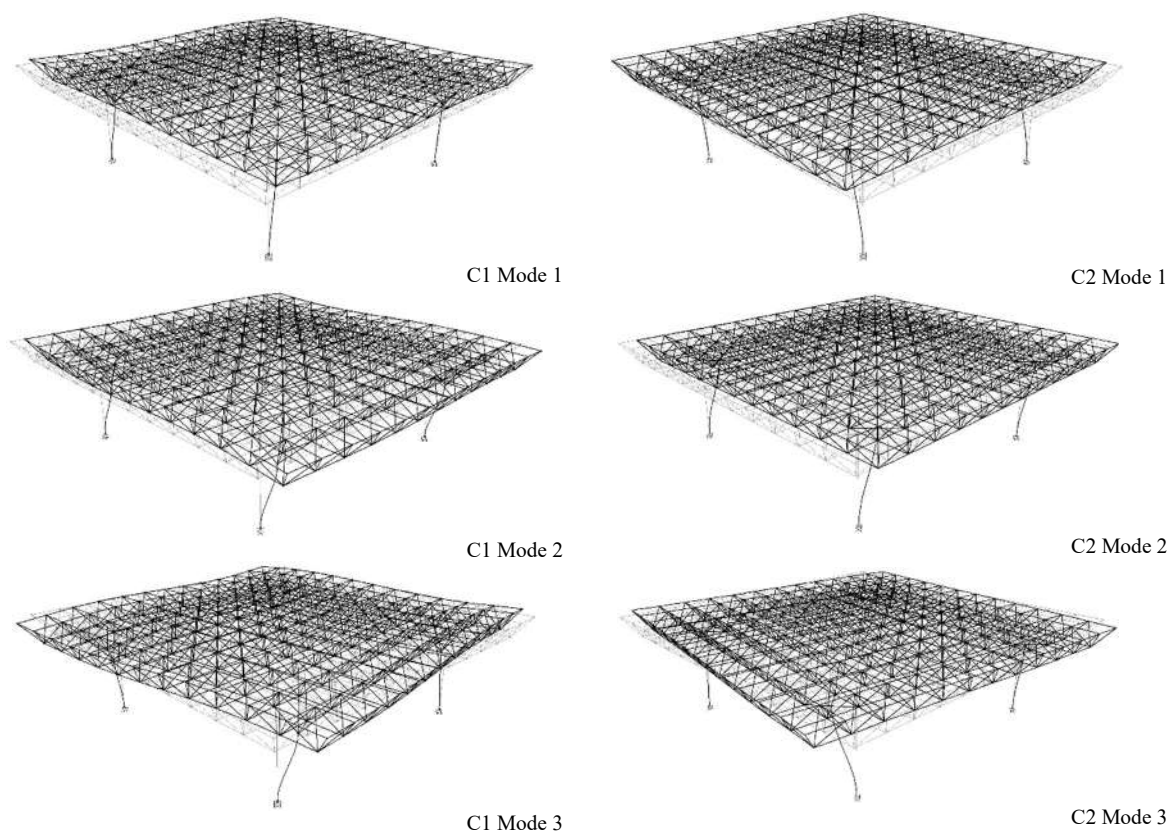


Figure 3. Modes of vibration for computational models of variant C.1 and C.2

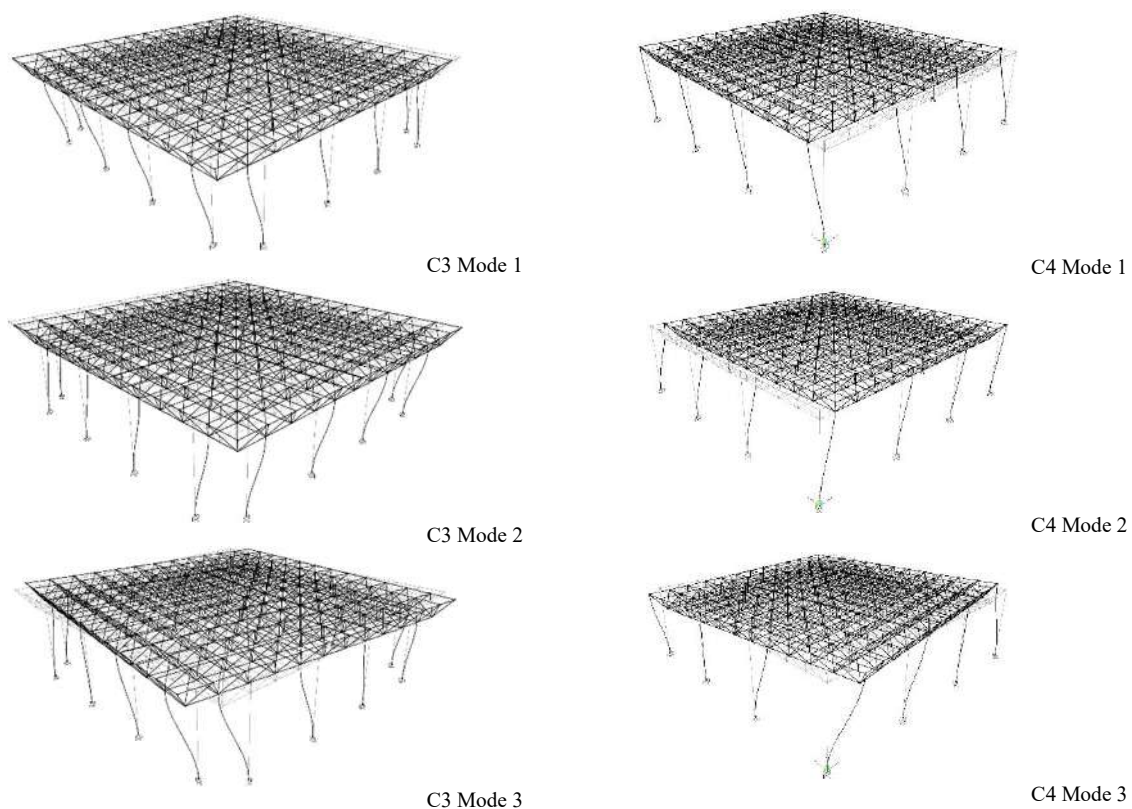


Figure 4. Modes of vibration for computational models of variant C.3 and C.4

Table 2. Displacement of characteristic point for computational models

		Displacement to the characteristic point in the direction:		
		X [m]	Y [m]	Z [m]
Model	C.1	0,0077	0,0077	0,0036
	C.2	0,0142	0,0142	0
	C.3	0,0387	0,0387	0
	C.4	0,0585	0,0585	0

Conclusions

From the comparison of the computational results the following conclusions can be formulated:

- 1) The periods of vibrations are an indicator of the dynamic response of the system. The structural configuration of the computational models in variant C.3 and C.4 is sensitive to deformations, so we observe significant values of the first periods of vibration, see Tab. 1.
- 2) The type of the modes of vibration (translational or rotational) has a significant effect on the overall behaviour of the structure, but is also an indicator of successful activation of the masses in the relevant direction, i.e. the coefficient of the effective modal mass to be satisfy.
- 3) The coefficient of effective modal mass is strongly dependent on the number of used modes of vibration. The type of supports affects the required number forms of vibration to reach the coefficient of the effective modal mass.

REFERENCES

- [1] Malla R. - Serrette R.: Double-Layer Grids: Review of Dynamic Analysis Methods and Special Topics, Journal of Structural Engineering, August 1996, p.882-892.
- [2] Chan S.L: Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Space Frames with Semi-Rigid Connections, Int. Journal of Space Structures, Vol.8, No.4, 1993, p.261-269.
- [3] Георгиев Г., Цветков Ст., Сравнителен анализ при изследване за хоризонтална и вертикална компоненти на сеизмичното въздействие при стоманобетонни водни кули, XV Международна научна конференция ВСУ'2015 - 4-5 юни, С., 2015, том II, стр. 233-238 (ISSN: 1314-071X)
- [4] Georgiev G., Tsvetkov St., Analysis reinforced concrete silos for horizontal and vertical components of the seismic, Fifth International Scientific Conference "Education, Science, Innovations" ESI'2015 Conference proceedings June 10, Pernik (Bulgaria); (ISSN: 1314-5711) p.157-p.162
- [5] I. Stoynova, Vibration analysis of a simply supported R/C beam, COMPUTATIONAL CIVIL ENGINEERING CCE 2021, May 27th-29th 2021, Iasi, Romania, In Proc.:IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1141 012036, SJR=0.19 (2018)), IOP Publishing, <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1141/1/012036/pdf>
- [6] Stoynova I, "Dynamic response of reinforced concrete members and connections", VSU Publishing house, Sofia, 2020, ISBN: 978-954-331-116-3.

FRACTURE ANALYSIS OF CORNER JOINTS OF PVC WINDOW FRAMES

Zlatka Geshkova¹, Veselin Iliev², Radan Ivanov^{3,*}

University of Chemical Technology and Metallurgy, Sofia, Bulgaria

** National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography, Sofia, Bulgaria*

Abstract: *Under normal operating conditions, structures made of welded profiles, such as PVC window frames, work together with the glazing and these two parts can be considered as a composite planar structure. However, before installation the two parts are transported separately, so it is necessary to secure them against static and dynamic transport loads. One of the most vulnerable locations of the window frames is the corner joints of its profiles. While for the thermal characteristics of these products a number of researches exist, research on their mechanical behavior is scarce. Detailed research of the total structure-load system and the fracture behavior is possible with the help of numerical modeling and computer simulation. The present article offers a methodology for the establishment of a model for numerical simulation of fracture behavior of UPVC window frames and identification of the parameters of the model related to the material characteristics. The methodology is based on the Cohesive Zone Model with maximum normal contact stress and contact gap at the completion of debonding as material characteristics of the model. Numerical experiments have been performed following the adopted methodology, varying the material characteristics, while the maximum stress at the tip of the crack and the crack status are monitored. The results obtained can be used in the identification of missing values of material characteristics and verification of models with similar features.*

Key words: *Fracture Analysis, UPVC Frames, Numerical Simulation*

1. Introduction

In the modern urban environment, facades made entirely or mostly of glass are increasingly used. Often they are realized as wide-format double-glazing, installed in window frames made of polymeric materials. Recently, Unplasticized Polyvinyl Chloride became the most common material, used for this purpose [1]. Results from a number of researches of the basic mechanical properties of the material exist, offered both by manufacturers [2], [3], [4] and in the scientific literature [5], [6]. Under normal operating conditions, the constructions of welded profiles, such as PVC window frames, work together with the glazing, and these two parts can be considered as a composite planar structure. Here the double-glazing creates rigidity in the plane of the structure, while the elements of the window frames bear the loads in the transverse direction. Before installation, the two parts are transported separately, so it is

¹ Zlatka Geshkova, PhD Student, Applied Mechanics, UCTM, Boulevard "Sveti Kliment Ohridski" 8, 1756, Sofia, Bulgaria; e-mail: geshkova@uctm.edu.

² Veselin Iliev, Assoc. Prof., PhD, Applied Mechanics, UCTM, Boulevard "Sveti Kliment Ohridski" 8, 1756 Sofia, Bulgaria; e-mail: veso@uctm.edu.

³ Radan Ivanov, Assoc. Prof, PhD, NIGGG, Acad. G. Bonchev str., bl. 3, 1113 Sofia, Bulgaria; e-mail: radaniv@yahoo.co.uk.

necessary to secure them against static and dynamic transport loads, with elements that replace the relevant components of the composite structure. While for the double-glazing this is absolutely necessary, for the window frames it may be economically advantageous that they be designed to take the loads without additional reinforcement.

One of the most vulnerable locations of the window frame is the corner joints of its profiles. Therefore, the research and the basic standards for mechanical testing are focused on this area. BDS EN 514:2018 [7] regulates the experimental determination of the strength of welded corners and T-joints of profiles of Unplasticized Polyvinyl Chloride (UPVC). A thorough laboratory study of the processes of fracture a corner joint by loading at the place of the joint is presented in [8]. In addition to the values of the fracture force at different temperatures and melting times during welding, different types of cracks are presented in the work - entirely along the welding line (type Z), entirely in the profile material (type P), mixed type Z + P (when the crack is initiated at the welding location and propagates in the profile material) and mixed type P + Z (when the crack is initiated in the profile material and propagates along the welding location). However, during transport, the structure is loaded not only at the corner welds and not only with static forces. Wider research of the total system structure-load is possible with the help of numerical modeling and computer simulation. While for the thermal characteristics of these products a number of researches exist [9], [10], [11], in terms of their mechanical behavior researches are scarce. The present article offers a methodology for the establishment of a model for numerical simulation of UPVC window frames, identification of the parameters of the model related to the material characteristics, and validation of the results with laboratory tests according to BDS EN 514: 2018.

The numerical simulation model is based on the Contact Debonding tool of the software system for numerical simulation - ANSYS Mechanical Workbench. This tool uses the Cohesive Zone Model with the maximum normal contact stress and the contact gap at the completion of debonding as features of the model. The derivation of the basic equations of the model is performed based on a generalized scheme of the crack, such as the one shown in Fig. 1.

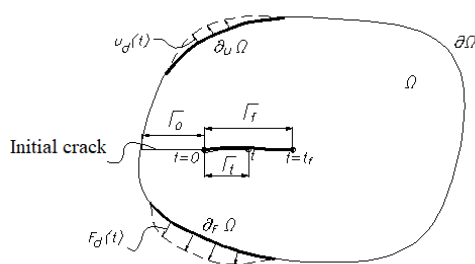


Figure 1. Generalized scheme of the boundary conditions

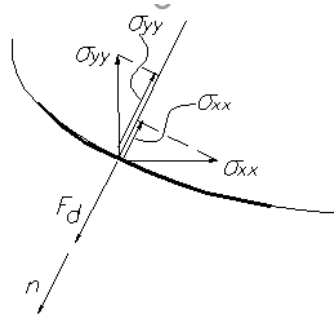


Figure 2. Force/stress boundary conditions

It is assumed that a body Ω with external boundary $\partial\Omega$ is loaded by forces $F_d(t)$ along part of the boundary $\partial_F\Omega$, as the current time t , varies from 0 to t_f . The displacements $u_d(t)$ are applied along part of the external boundary $\partial_u\Omega$. It is the surface of the initial crack; T_t - crack surface at the current time t ; G_f - crack surface area at the moment t_f .

It is assumed that in the zones far enough from the crack, the description of the mechanical behavior can be done by the equations of linear elasticity:

It is assumed that in the zones far enough from the crack, the description of the mechanical behavior can be done by the equations of linear elasticity:

- Equilibrium equations:

$$(1) \quad \nabla \sigma_{ij} = 0, \quad i = x, y, z; j = x, y, z,$$

where σ are the mechanical stresses at points in the body, ∇ is the Nabla operator;

- Equations of geometry:

$$(2) \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (\nabla u_i + (\nabla u_i)^T),$$

where u are the displacements of points in the body, ε are the strains;

- Hooke's Law:

$$(3) \quad \sigma_{ij} = C : \varepsilon_{ij},$$

where C is the fourth-order tensor of elastic constants.

In solving the problem, the following boundary conditions are applied:

- Force/stress boundary conditions (Fig. 1 and Fig.2):

$$(4) \quad F_d = \sigma_{ii} n \text{ on } \partial_F \Omega$$

- Displacement boundary conditions (Fig. 1):

$$(5) \quad u_i = u_d \text{ on } \partial_u \Omega.$$

In the crack zone, the mechanical behavior of the material is described by the approach given in [12]. In this approach, the process of severing the bond between the atoms during crack propagation occurs within a small area Γ_t next the tip of the crack. Therefore, modelling the propagation of cracks consists of artificially extending the crack in front of its tip, while applying traction forces T on the surfaces thus created to maintain equilibrium (Fig. 3).

The traction T decreases with increasing irreversible opening δ in the cohesion zone Γ_t according to the cohesive law:

$$(6) \quad T_i = f(\sigma_c, \lambda),$$

where σ_c is the material characteristic, determining the maximum traction between the particles of the material, λ is a damage parameter monitoring the traction. It varies from 0 when the crack is still closed to 1 when the cohesion force drops to zero and the crack opening is complete:

$$(7) \quad \lambda = \frac{\delta}{\delta_c},$$

where δ_c is the material characteristic, determining the critical value of δ at which the crack opening is completed. A law of cohesion in the present work is adopted in which the cohesion zone is created dynamically and expands during the simulation in the zones where the material reaches the critical stress [13]. External cohesive laws are monotonically decreasing functions that produce maximum stress when the displacement of the gap is zero (Fig. 4):

$$(8) \quad T(\delta) = \sigma_c \left(1 - \frac{\delta}{\delta_c}\right)$$

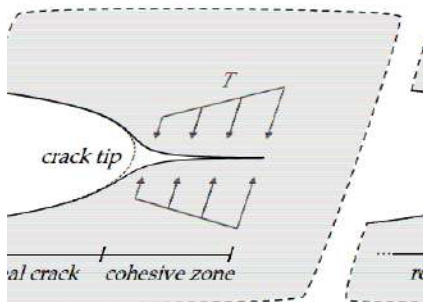


Figure 3. Modeling the crack propagation

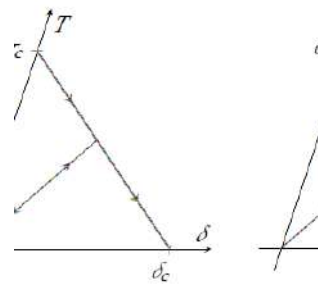


Figure 4. External cohesive law

To use this law, it is necessary to know the values of the material characteristics σ_c and δ_c . They can be determined by laboratory testing using the double cantilever beam test (DCB), to determine δ_c and the normal cohesive strength test (NCS), to determine σ_c [14]. The preparation of the specimens for these tests can be done according to the standard BDS EN 514: 2018. Two rectangular parts of the material are welded together by cutting to the desired angle and placing between them a heating element (plate), which melts the surfaces where the connection will be established. Then the heating element is removed and both parts are pressed and cooled. The heating plates are designed to create a cohesive zone on the periphery of the specimen for DCB and in the center of the specimen for NCS. In the DCB test, the specimens are loaded according to the scheme in Fig. 5, and δ_c is determined visually by a high-resolution camera or another method for linear measurements.

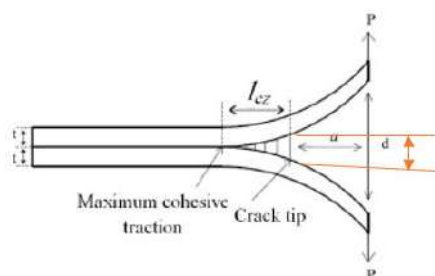


Figure 5. The load of specimen

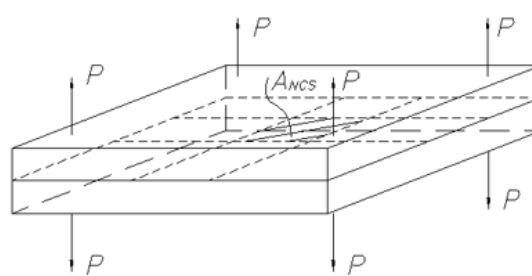


Figure 6. The area of the cohesion zone

In the NCS test, the maximum traction σ_c between the particles of the material is determined by the formula:

$$(9) \quad \sigma_c = \frac{P_{max}}{A_{NCS}},$$

where P_{max} is the maximum force at which the specimen is fractured, A_{NCS} – the area of the cohesion zone (Fig. 6).

The values obtained for these characteristics can be used to create a cohesive zone model (CZM) for computer simulation. In the present work, values of $\sigma_c = (10 \div 40) MPa$ and $\delta_c = (0.02 \div 0,1) mm$ are used to create a model in the ANSYS Mechanical Workbench of the fracture of a welded corner joint of UPVC profiles in conditions according to BDS EN 514: 2018. Numerical experiments have been performed on the model, the results of which can be used in the identification of missing values of material characteristics and validation of models with similar characteristics.

2. Experimental part

In the tests according to standard BDS EN 514: 2018, the corner joint of the profiles is loaded to fracture as shown in Fig. 7, and the fracture force P_{max} is recorded. For the present research, a model whose boundary conditions reproduce those of the laboratory experiment, has been created in ANSYS Mechanical Workbench. Due to the necessity to synchronize the displacements along the Y-axis in the place of loading, the loading and support locations of the numerical and physical model are reversed. (Fig. 8).

The two profiles are modeled as two separate bodies connected along the welding line with contact elements, that obey equations 6 to 8.

Thus, concerning the material, we can distinguish three fields in the model. The first one is the field of the base material, with material properties shown in Fig. 9. In the second field, the material properties are changed as a result of the welding process (Fig. 10). The third field is the contact between the two profiles, where the fracture process takes place.

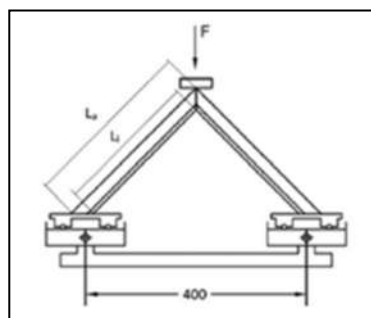


Figure 7. Test according to standard BDS EN 514: 2018

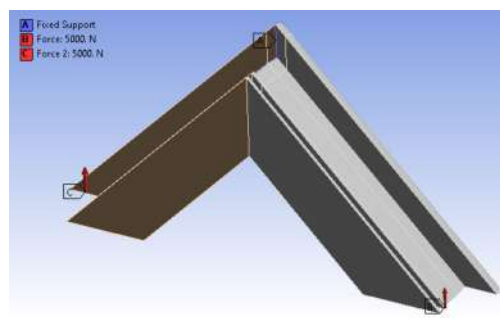


Figure 8. Boundary conditions in the model

Structural	
Isotropic Elasticity	
Derive from	Young's Modulus and Poisson's Ratio
Young's Modulus	2800 MPa
Poisson's Ratio	0.42
Bulk Modulus	5833.3 MPa
Shear Modulus	985.92 MPa
Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion	0.00023 1/°C
Compressive Ultimate Strength	0 MPa
Compressive Yield Strength	0 MPa
Tensile Ultimate Strength	60 MPa
Tensile Yield Strength	25 MPa

Figure 9. Material properties of base material welding

Structural	
Isotropic Elasticity	
Derive from	Young's Modulus and Poisson's Ratio
Young's Modulus	1300 MPa
Poisson's Ratio	0.42
Bulk Modulus	2708.3 MPa
Shear Modulus	457.75 MPa
Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion	0.00023 1/°C
Compressive Ultimate Strength	0 MPa
Compressive Yield Strength	0 MPa
Tensile Ultimate Strength	43 MPa
Tensile Yield Strength	35 MPa

Figure 10. Material properties of the zone

The fracture process is modeled by the Contact Debonding method, as a cohesive zone with characteristics shown in Fig. 11 defined on the contact surface.

Separation-Distance based Debonding	
Debonding Interface Mode	Mode I
Tangential Slip Under Normal Compression	No
Maximum Normal Contact Stress	30 MPa
Contact Gap at the Completion of Debonding	0.1 mm
Maximum Equivalent Tangential Contact Stress	MPa
Tangential Slip at the Completion of Debonding	mm
Artificial Damping Coefficient	0.1 s

Figure 11. Characteristics of the cohesive zone

Initially, numerical experiments were conducted to determine the potential locations of crack initiation and propagation. In these experiments, a simplified model without a contact area between the two profiles was used. Results are obtained for the stresses in the global coordinate directions, the principle normal stress, and the equivalent von Mises stress. The results are processed according to the method set out in [15].

The main part of the experiments was performed in the presence of a cohesion zone. The main purpose of the experiments is to establish a relationship of the material characteristics "Maximum Normal Contact Stress" σ_c and "Contact Gap at the Completion of Debonding" δ_c with the value of the fracture force P_{max} . To this end, forces $P/2$ are applied at the two supports, usually through the support surfaces, and the fracture process is monitored for 1s. For the range of values of σ_c and δ_c specified above, experiments were performed by values of P ranging from 3 kN to 10 kN. The start of crack propagation is determined by the crack status graph (Fig.

12). Propagation is considered to have started when the status at the tip of the crack changes from full sticking (sticking status) to near (near status) contact.

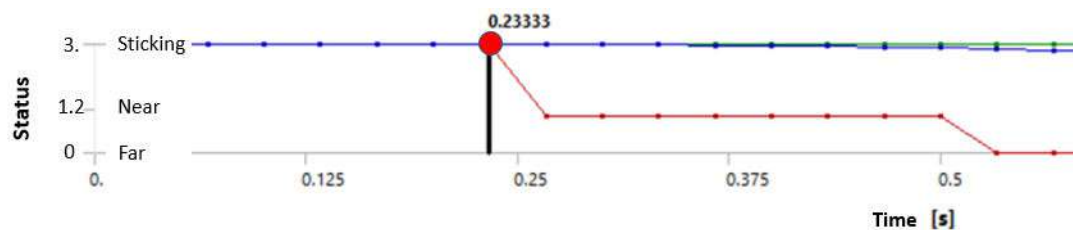


Figure 12. Start of crack propagation

3. Results and discussions

Some preliminary results on the stress state in the welding zone of the profiles are shown in Fig. 13 and Fig. 14.

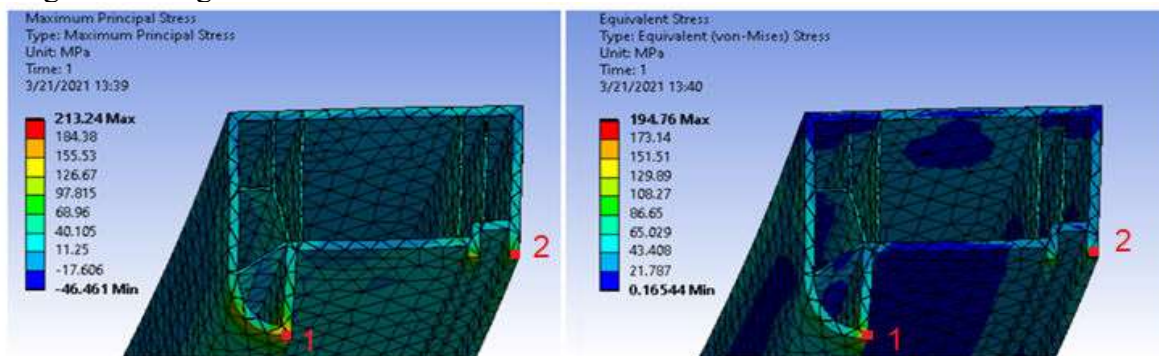


Figure 13. Principal and Equivalent stresses in the frame profile

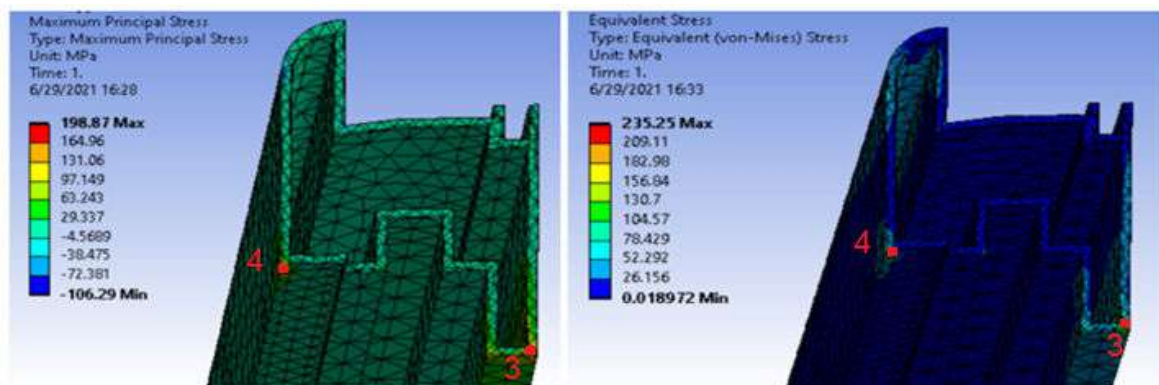


Figure 14. Principal and Equivalent stresses in the sash profile

The points with maximum stresses have been established (points 1 and 2 in Fig. 13, 3 and 4 in Fig. 14), from which the crack propagation is expected to start. After the introduction of a cohesive zone, when certain stress is reached, a change in the status of the contact begins at these points and spreads in the welding zone. This process is shown in Fig. 15. In the element mesh, the change of the contact status is observed as the formation and growth of the crack. Of interest for the present study is the maximum stress at the moment of crack formation for different values of the force P . The stress values are obtained from contour images such as that in Fig. 16, obtained at the time of crack formation. At this moment, the maximum stress σ_y , normal to the plane of separation (Fig. 17), is obtained and compared to the strength of the material. If the stress σ_y is close to the strength of the material, the force at which it is obtained

is considered to be the fracture force for the corner joint. If the stress σ_y is less than the strength of the material, the fracture force is sought at higher values and vice versa.

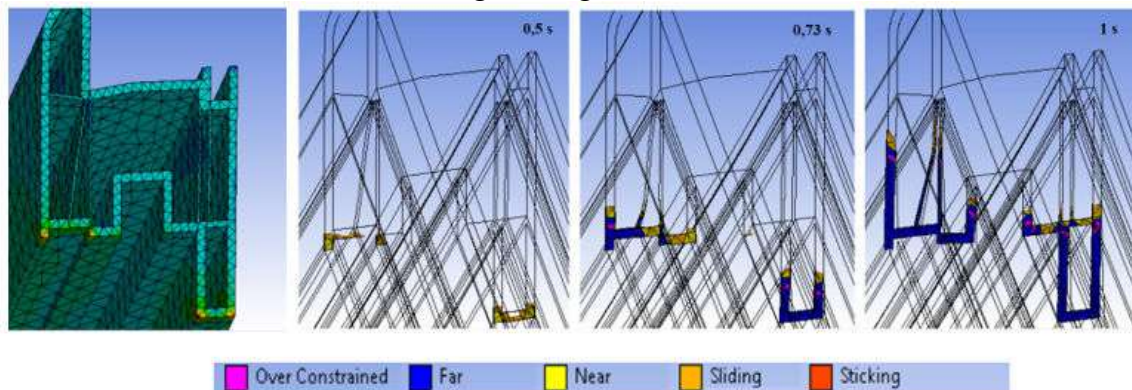


Figure 15. The status at the crack tip

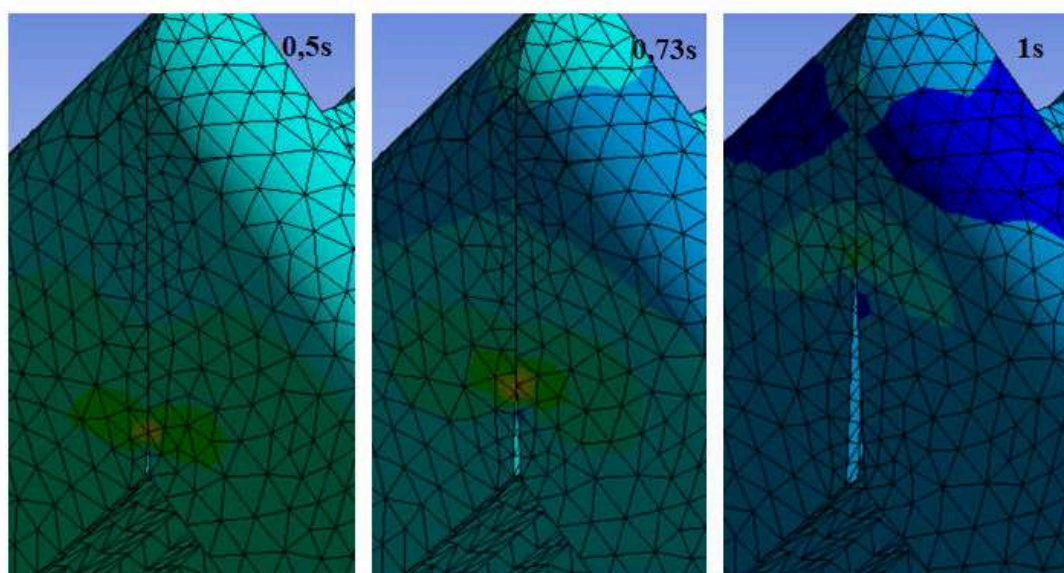


Figure 16. The crack propagation process

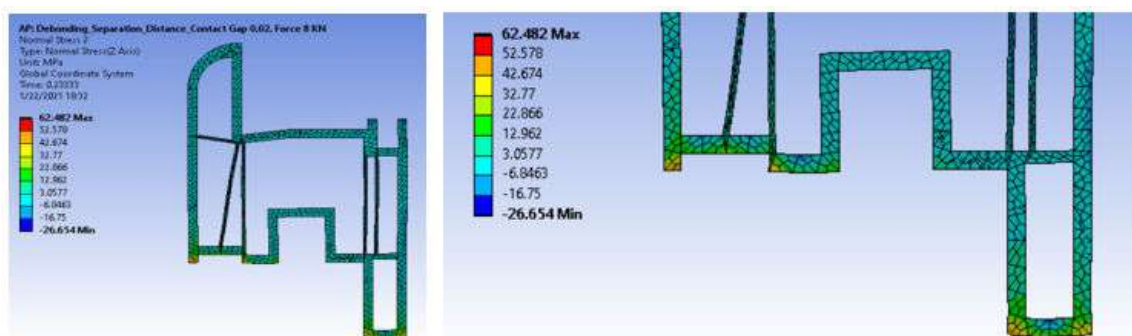


Figure 17. Stress normal to the plane of separation

In the chosen model, the main material characteristics related to crack formation are the Maximum Normal Contact Stress σ_c and the Contact Gap at the Completion of Debonding δ_c . The results of performed numerical experiments, for different values of these material characteristics and three values of the force P , within the operational load range of the window frames are presented in Fig. 18. The graphs show that the influence of δ_c on the maximum stress

at the crack tip is weakly expressed and linear. On the other hand, the influence of σ_c is stronger and nonlinear, and the nonlinearity is greater at lower values of the force P.

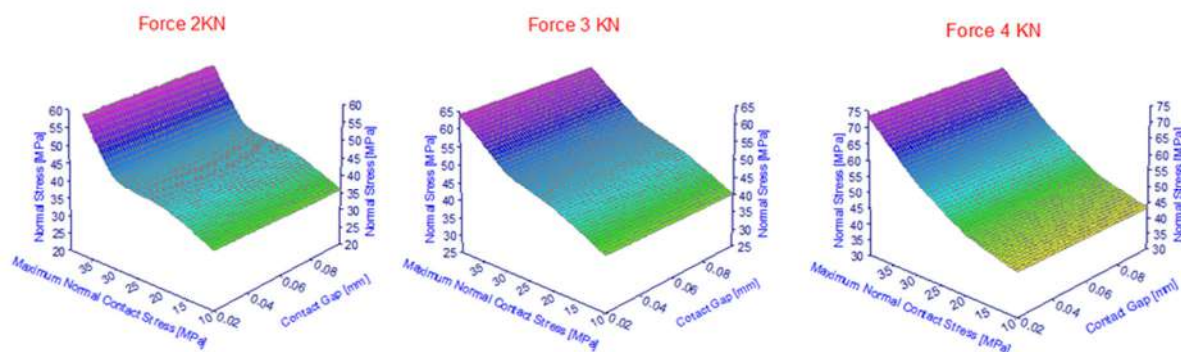


Figure 18. The results of performed numerical experiments

Conclusion

For a detailed study of the mechanical behavior of window frames, laboratory tests have to be supplemented with numerical simulation results. For the most sensitive part of the window frames - the corner joints of the profiles, such a simulation can be performed using a numerical model, based on the Contact Debonding tool of the software system for numerical simulation ANSYS Mechanical Workbench. The diagrams obtained from the numerical simulation can be used in assessing the load-bearing capacity of the window frames at non-standard loads during transport and installation. With known material characteristics and strength of the material, interpolation can be carried out between two of the three graphs to obtain the maximum force P, which the connection can bear without fracture. The results can also be used to identify one of the three applicable material characteristics. For example, at a known δ_c , a laboratory experiment according to BDS EN 514: 2018 can be performed to determine the maximum stress at the crack tip, whereafter using the obtained results the maximum normal contact stress σ_c can be determined.

Acknowledgement

The authors thank CMMNS at UCTM for the provided computing environment and assistance in conducting the numerical experiments.

REFERENCES

- [1] Shrestha A., Neupane1 S., Aryal L., Un-Plasticized Polyvinyl Chloride and its Growth on Nepalese Market, Journal of Innovations in Engineering Education, (3), 2020
- [2] REHAU, Product Specification, REHAU Euro-Design Slide System, S920, 2009, (<https://livingdesigndoubleglazing.com.au/wp-content/uploads/assets/ff-specification-1209-anz.pdf>)
- [3] VEKA, Technical data PVC-U for window profiles, 2014
- [4] Flint J., All About Polyvinyl Chloride Plastics. 3DInsider, (<https://3dinsider.com/polyvinyl-chloride/>)
- [5] Senna M., Abdel-Hamid H., Hussein M., Thermal and mechanical properties of unplasticized polyvinyl chloride (UPVC) copolymer irradiated with ion beams, Nuclear Instruments and Methods in Physics Research B, 187, 2002, 48-56.

- [6] Peng G., Feng Y., Huan Y., Zhang T., Characterization of the viscoelastic-plastic properties of UPVC by instrumented sharp indentation, *Polymer Testing* 32, 2013, 1358–1367
- [7] BDS EN 514:2018 Plastics – Poly (vinyl chloride) (PVC) based profiles - Determination of the strength of welded corners and T-joints. Bulgarian Institute for Standardization, (<https://www.bds-bg.org/bg/project/list>)
- [8] Postawa P., Stachowiak T., Gnatowski A., Strength analysis of welded corners of PVC window profiles, *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 225, 2017, 012003 (doi:10.1088/1757-899X/225/1/012003)
- [9] Gustavsen A. et al., Experimental and Numerical Examination of the Thermal Transmittance of High Performance Window Frames, *Proceedings of the Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Whole Buildings XI International Conference (Buildings XI)*, Clearwater Beach, Florida, USA, 2010
- [10] Bosschea N., Buffela L., Janssens A., Thermal optimization of window frames, 6th International Building Physics Conference (IBPC 2015), *Energy Procedia* 78, 2015, 2500-2505
- [11] Gastines M., Correa É., Pattini A., Heat transfer through window frames in Energy Plus: model evaluation and improvement, 2018, 138-155, (<https://doi.org/10.1080/17512549.2017.1421098>)
- [12] Vocialta M., Molinari J., Introduction to the Modeling of Dynamic Fragmentation with Extrinsic Cohesive Elements, 2015, (http://www.mecamat.asso.fr/Aussois/2015/Textes_orateurs/vendredi/J_F_Molinari.pdf)
- [13] Camacho G.T., Ortiz M., Computational modelling of impact damage in brittle materials, *International Journal of Solids and Structures* 33.20, 1996, 2899–2938
- [14] Moslemi M., Khoshnavan M., Cohesive Zone Parameters Selection for Mode-I Prediction of Interfacial Delamination, *Journal of Mechanical Engineering* 61, 2015, 507-516, (DOI:10.5545/sv-jme.2015.2521)
- [15] Iliev V., Geshkova Z., Influence of the grade of the stress triaxiality and the Lode angle on behavior in fracture of window frames. *Science, Engineering & Education, UCTM*, (1), 2021

ИЗСЛЕДВАНЕ ДВИЖЕНИЕТО НА ТОЧКА ОТНОСНО ДРУГА ДВИЖЕЩА СЕ ТОЧКА

Асен Стоянов¹, Теодор Тодоров²

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

STUDY OF THE MOTION OF A POINT WITH RESPECT TO ANOTHER MOVING POINT

Asen Stoyanov¹, Teodor Todorov²

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *An example problem of kinematics of a point is solved. The study is performed with the MathCAD application. The problem considers the complex motion of a point relative to another moving point. In the article the relative kinematic characteristics of point "B" with respect to point "A" are determined. The parameters are determined for a given moment in time as well as for a time period.*

Key words: *MathCAD, relative kinematic characteristics, trajectory of the relative motion*

1. Въведение

При решаване на задачи по кинематика е подходящо входните данни да бъдат представяни в матрична форма. Матричните операции върху кинематичните параметри определящи движенията на точки, в комбинация с MATLAB или MathCAD [1], [2], [3], [4] дават ясни и точни резултати, които могат да бъдат графично онагледени. Често графичното решение (особено 3D) без някое от споменатите софтуерни приложения е свързано с непреодолими трудности от чертожен характер.

Статията разглежда сложното движение точка, извършваща движение спрямо друга движеща се точка.

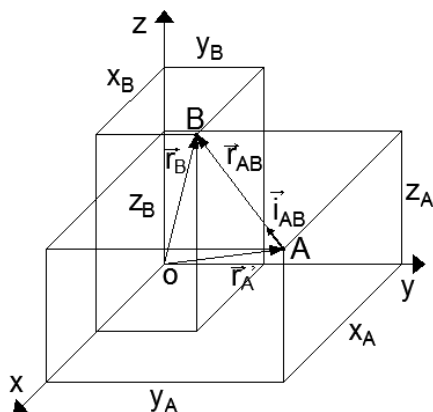
¹ Асен Стоянов, ас., д-р, инж. катедра "Техническа механика", ХТФ, УАСГ, София, бул. „Христо Смирненски“ № 1, e-mail: assendragomirov59@gmail.com.

Asen Stoyanov, Assist.Prof. PhD, Eng., Department of Technical Mechanics, FHE, UACEG, 1 Hristo Smirnenski blvd., e-mail: assendragomirov59@gmail.com

² Теодор Тодоров, ас., инж., катедра „Техническа механика“, ХТФ, УАСГ, София, бул. „Христо Смирненски“ № 1, e-mail: tstodorov_fhe@uacg.bg

Teodor Todorov, Assist. Prof., Eng., Department of Technical Mechanics, FHE, UACEG, 1 Hristo Smirnenski blvd, e-mail: tstodorov_fhe@uacg.bg

2. Постановка на задачата



Фигура 1.

Точките „А” и „В” се движат в пространство на глобална неподвижна координатна система Oxyz фиг.1.

Входни данни за координатите на двете точки в Oxyz са:

$$x_A(t) = 10 \cdot \sin(2 \cdot \cos(t));$$

$$y_A(t) = 10 \cdot \sin(2 \cdot \cos(t))^2;$$

$$z_A(t) = 10 \cdot \sin(2 \cdot \cos(t))^3;$$

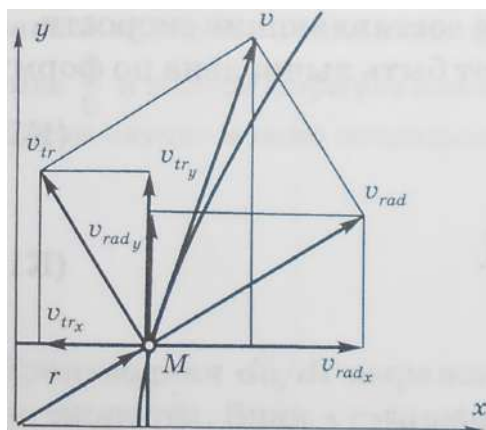
$$x_B(t) = 2 \cdot \varphi(t) + 4; \quad y_B(t) = 2 \cdot \varphi(t)^2 + 2 \cdot \varphi(t);$$

$$z_B(t) = 2 \cdot \varphi(t) \cdot \cos(\varphi(t));$$

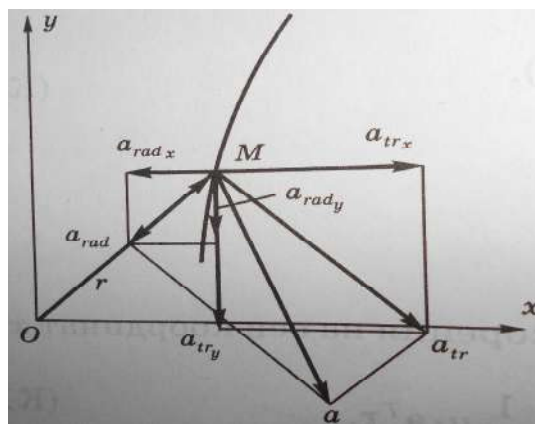
$$\varphi(t) = 2 \cdot \sin(\pi \cdot t); \quad t_1 = 6; \quad t_2 = 0,5 \cdot t_1; \quad [1].$$

Задачата е решена в следната последователност:

- Съставяне матрицата на относителните координати на т.В спрямо т.А и техните графични визуализации в зависимост от времето „t” в интервала $[0, t_1]$, а така също и пространствената относителна траектория на т.В за същия интервал от време – виж фигури 3, 4F и 4G;
- Определяне модулите на относителната скорост на т.В относно т.А, а също така и на нейните трансверзална и радиална компоненти – виж фигури 2А, 3 и 4 Н;
- Определяне модулите на относителното ускорение на т.В относно т.А, както и неговите компоненти – тангенциално, нормално, трансверзално и радиално ускорение – виж фигури 2В, 3 и 4I;



А



В

Фигура 2.

- Определяне радиуса на кривина на относителната траектория на т.В и неговото изменение във функция на времето „t”, изобразено графично в затворения интервал $[0, t_1]$ – виж фигури 3 и 4J;
- Изчисляване стойностите на гореупоменатите параметри за момента от време t_2 (s) – виж фиг.3.;

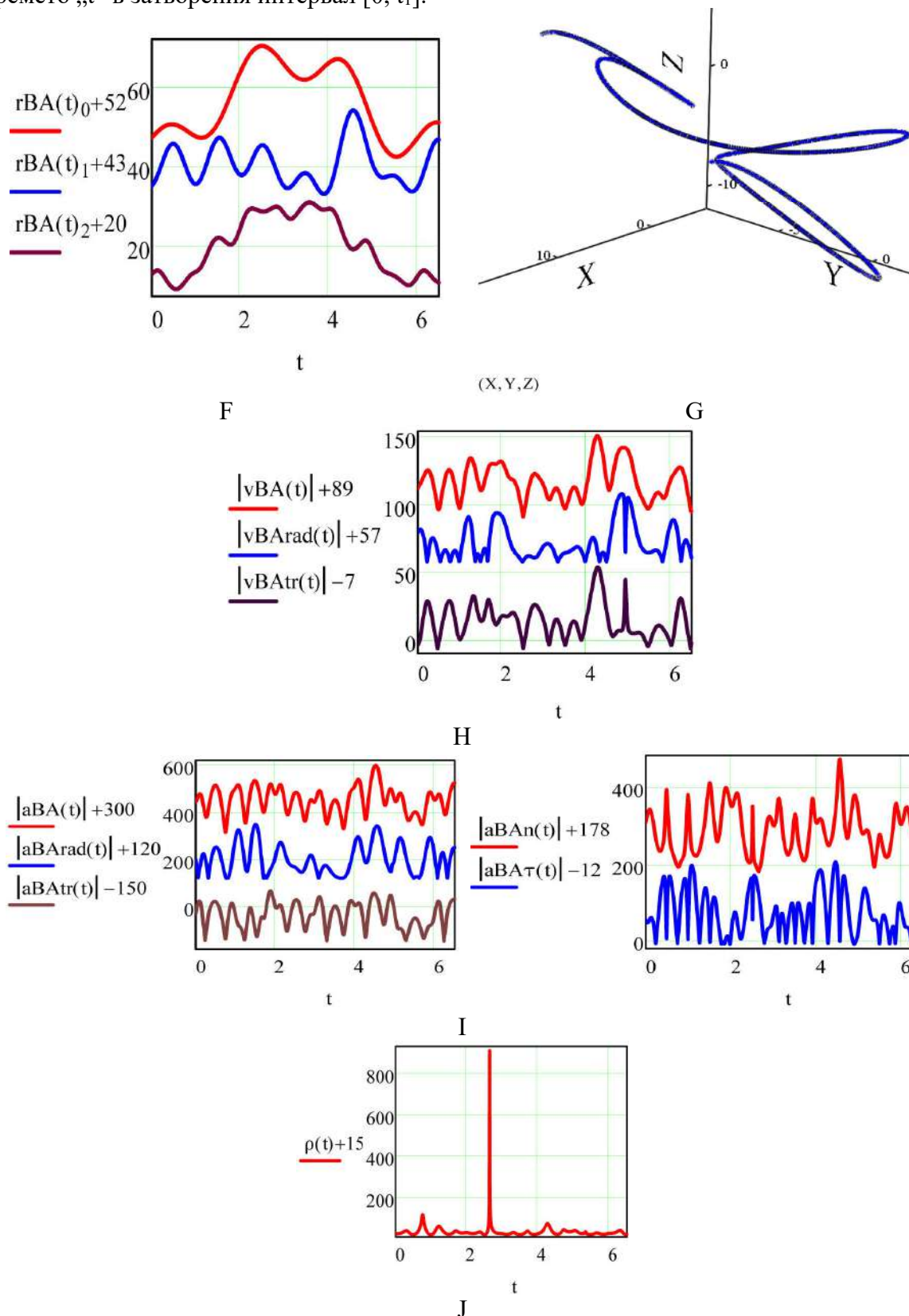
3. Числено решение на задачата

$$\begin{aligned}
 x_A(t) &:= 10 \cdot \sin(2 \cos(t)) \quad y_A(t) := 10 \cdot \sin(2 \cos(t))^2 \quad z_A(t) := 10 \cdot \sin(2 \cos(t))^3 \quad \varphi(t) := 2 \cdot \sin(\pi \cdot t) \\
 x_B(t) &:= 2 \cdot \varphi(t) + 4 \quad y_B(t) := 2 \cdot \varphi(t)^2 + 2 \cdot \varphi(t) \quad z_B(t) := 2 \cdot \varphi(t) \cdot \cos(\varphi(t)) \quad t_1 := 6 \quad t_2 := .5 \cdot t_1 \\
 r_A(t) &:= (x_A(t) \ y_A(t) \ z_A(t))^T \quad r_B(t) := (x_B(t) \ y_B(t) \ z_B(t))^T \quad r_{BA}(t) := r_B(t) - r_A(t) \\
 i_{BA}(t) &:= \frac{1}{|r_{BA}(t)|} \cdot r_{BA}(t) \quad v_{BAx}(t) := \frac{d}{dt} r_{BA}(t)_0 \quad v_{BAy}(t) := \frac{d}{dt} r_{BA}(t)_1 \quad v_{BAz}(t) := \frac{d}{dt} r_{BA}(t)_2 \\
 v_{BA}(t) &:= (v_{BAx}(t) \ v_{BAy}(t) \ v_{BAz}(t))^T \quad iv_{BA}(t) := \frac{1}{|v_{BA}(t)|} \cdot v_{BA}(t) \\
 v_{BArad}(t) &:= i_{BA}(t) \cdot (v_{BA}(t) \cdot i_{BA}(t)) \quad v_{BAtr}(t) := v_{BA}(t) - v_{BArad}(t) \quad a_{BAx}(t) := \frac{d}{dt} v_{BA}(t)_0 \\
 a_{BAy}(t) &:= \frac{d}{dt} v_{BA}(t)_1 \quad a_{BAz}(t) := \frac{d}{dt} v_{BA}(t)_2 \quad a_{BA}(t) := (a_{BAx}(t) \ a_{BAy}(t) \ a_{BAz}(t))^T \\
 a_{BArad}(t) &:= i_{BA}(t) \cdot (a_{BA}(t) \cdot i_{BA}(t)) \quad a_{BA\tau}(t) := iv_{BA}(t) \cdot (a_{BA}(t) \cdot iv_{BA}(t)) \\
 a_{BAan}(t) &:= a_{BA}(t) - a_{BA\tau}(t) \quad a_{BAtr}(t) := a_{BA}(t) - a_{BArad}(t) \\
 v_{BA}(t_2)^T &= (-13.689 \ -10.506 \ -15.402) \quad iv_{BA}(t_2)^T = (-0.592 \ -0.454 \ -0.666) \\
 v_{BAtr}(t_2)^T &= (-4.553 \ -16.343 \ -10.047) \quad v_{BArad}(t_2)^T = (-9.137 \ 5.837 \ -5.355) \\
 |v_{BA}(t_2)| &= 23.13 \quad |v_{BArad}(t_2)| = 12.093 \quad |v_{BAtr}(t_2)| = 19.717 \\
 a_{BA}(t_2)^T &= (7.147 \ 144.548 \ 18.741) \quad a_{BArad}(t_2)^T = (-42.368 \ 27.069 \ -24.834) \\
 a_{BAtr}(t_2)^T &= (49.515 \ 117.479 \ 43.575) \quad |a_{BAtr}(t_2)| = 134.729 \quad |a_{BArad}(t_2)| = 56.076 \\
 a_{BAan}(t_2)^T &= (-41.6 \ 107.137 \ -36.105) \quad a_{BA\tau}(t_2)^T = (48.747 \ 37.411 \ 54.846) \\
 |a_{BA}(t_2)| &= 145.933 \quad |a_{BA\tau}(t_2)| = 82.365 \quad |a_{BAan}(t_2)| = 120.467 \\
 \rho(t) &:= \frac{1}{|a_{BAan}(t)|} \cdot v_{BA}(t)^T \cdot v_{BA}(t) \quad \rho(t_2) = 4.441
 \end{aligned}$$

Фигура 3.

4. Графично решение

Задачата може да бъде решена и графично. На фигура 4 са изобразени измененията на съответните модули на параметрите на относителното движение на т.В спрямо времето „t” в затворения интервал $[0, t_1]$.



Фигура 4.

Изводи

За решаване на поставената задача е използван пакета MatCAD. Със същия успех тази задача може да бъде решена с други математически пакети, като MatLb, MuPAD, Mathematica и други, [5] [6]. В работата е показано как се определят относителната траектория на точка спрямо друга подвижна точка, а така също и нейната трансферзална и радиална компонента на скорост и ускорение. Следващото изследване ще е насочено към движение на точка върху пластина, която ротира около неподвижна точка върху неподвижна равнина. Настоящата статия ще легне в основата за изследване движението на точка по прът, краищата на който се движат по зададена траектория. Резултатите от изследването могат да бъдат използвани за кинематичния анализ на различни механизми.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Доев В. С., Ф. А. Доронин Сборник заданий по теоретической механике на базе MathCAD, Санкт Петербург, Москва, Краснодар, Лань, 2016, 585 с.практикум,
- [2] Бертяев, В. Теоретическая механика на базе MathCAD Санкт–Петербург, „БХВ–Петербург”, 2005, – 739 с.
- [3] Stoyanov A., The movement of a point set in Cartesian coordinates and studied in the MathCAD environment, JOURNAL OF MINING AND GEOLOGICAL SCIENCES, Vol. 61, Part III, Mechanization, Electrification and Automation in Mines, 2018, Sofia, 2018, ISSN 2535-1192, 64-69 p.
- [4] Stoyanov A. J. Javorova Determination of kinematic characteristics of the complex motion of particle by Mathcad, 2020, University of mining and geology “St. Ivan Rilski” JOURNAL of mining and geological sciences, volume 63, Number 3, Publishing House “St. Ivan Rilski”, Sofia, p. 178-182, ISSN 2682-9525 (print), ISSN 2683-0027 (online)
- [5] Anastas Ivanov, Mathematical pendulum wrapped around fixed cylinder. Proceedings of the Annual Scientific Conference, May 27-28, 2021, Electronic edition, Veliko Tarnovo 2021, Publishing Complex of Vasil Levski National University, pp. 2180-2189.
- [6] Anastas Ivanov Ivanov, Nonlinear oscilations of a pendulum wrapped around a cylinder. X Triennial International Conference “Heavy Machinery – HM 2021, Proceedings, ISBN 978-86-81412-09-1, Vrnjačka Banja, 23-25 June 2021, pp. D.1–D.7.

ДИНАМИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПРАВИ ГРЕДИ С ПРОМЕНЛИВО НАПРЕЧНО СЕЧЕНИЕ ПО ДЪЛЖИНАТА ИМ

Димитър Лолов¹, Светлана Лилкова-Маркова²

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

DYNAMIC INVESTIGATION OF STRAIGHT BEAMS WITH VARIABLE CROSS-SECTION OVER THE LENGTH

Dimitar Lolov¹, Svetlana Lilkova-Markova²

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *The article presents a dynamic study of a cantilever beam with a rectangular cross section, the width of which varies to the square function of the axial coordinate. The differential equation for the function of transverse displacements is rewritten into a first order matrix equation.*

Key words: *beam, natural vibration, circular frequency*

1. Въведение

Динамичното изследване на прави греди с непрекъснато променящо се напречно сечение по дължината им представлява интересна задача. Редица автори предлагат различни методи при решаване на диференциалното уравнение от четвърти ред с променливи коефициенти, описващо напречните трептения на гредата.

В [1] авторите прилагат метода на хомотопията и метода на Lindstedt-Poincare при изследване на трептенията на греди с променливо напречно сечение. Получени са аналитични изрази за кръговите честоти.

В [2] е разгледан случай, при който ширината на напречното сечение на гредата се изменя по експоненциален закон по дължината ѝ. Диференциалното уравнение е приведено до обикновено диференциално уравнение.

В [3] се изследват трептенията на Ойлер-Бернули греди с променливо напречно сечение по дължината им. Извършено е решение с програмния пакет Ansys и с метода на Wentzel- Kramers-Brillouin.

В [4] авторите получават кръговите честоти на свободните трептения на Ойлер-Бернули греди с форма на конус. Приложен е методът на клетъчната дискретизация.

В [5] е представен подход, при който диференциалното уравнение от четвърти ред е приведено до такова от първи ред.

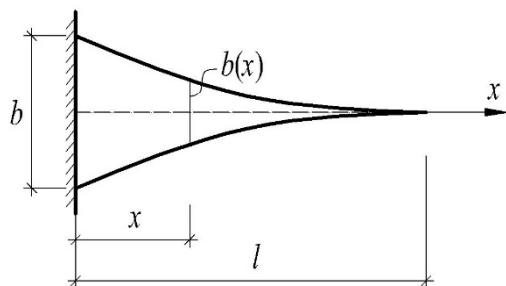
¹ Димитър Лолов, доцент, доктор, София, бул. „Христо Смирненски“ №1; e-mail: dlolov@yahoo.com

² Светлана Лилкова-Маркова, професор, доктор, София, бул. „Христо Смирненски“ №1;
e-mail: lilkovasvetlana@gmail.com

В тази статия се изследват свободните трептения на греда с променливо по дължината си правоъгълно напречно сечение. Основният проблем при динамичните изследвания на такава греда е свързан с решението на диференциалното уравнение с променливи коефициенти, описващо напречните трептения на оста ѝ. Получаването на точно решение е възможно само за някои диференциални уравнения с променливи коефициенти. В повечето случаи при решението се прилагат апроксимационни методи. В настоящата работа се прилага описаният в [5] метод за решение на диференциалното уравнение. Методът, посочен в [5], дава още една възможност за изследване на собствените трептения на греда с променливо напречно сечение. Методът с успех може да се използва и за решението на по-сложни проблеми.

2. Описание на методиката

Изследвана е показаната на фиг.1 греда с дължина l и правоъгълно напречно сечение. По дължината на гредата неговата височина $h = const$ е постоянна, а ширината му се мени по закона $b(x) = \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)b$.



Фигура 1. Статическа схема на изследваната греда

Тук x е осовата координата, а b е ширината на правоъгълното напречно сечение в левия край на гредата. Площта и инерционният момент на произволно напречно сечение на гредата се определят по формулите:

$$(1) \quad A(x) = bh \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right) = A_0 \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right) \rightarrow A_0 = A(0)$$

$$(2) \quad I(x) = \frac{1}{12}bh^3 \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right) = I_0 \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right) \rightarrow I_0 = I(0)$$

Диференциалното уравнение за функцията w на напречните премествания, описващо свободните трептения на гредата, има вида:

$$(3) \quad \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] + \rho A(x) \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0.$$

E е модулът на Юнг, а ρ - плътността на материала на гредата.

Функцията w на напречните премествания се представя като произведение на функцията $z(x)$ и функцията $e^{i\omega t}$ на времето t , като ω е кръговата честота на трептенията:

$$(4) \quad w(x, t) = z(x)e^{i\omega t}$$

След заместване на (4) в (3) се получава следното диференциално уравнение за функцията z :

$$(5) \quad \frac{d^2}{dx^2} \left[EI(x) \frac{d^2 z}{dx^2} \right] - \rho \omega^2 A(x) z = 0.$$

$$(6) \quad EI(x) z^{IV} + 2EI'(x) z^{III} + EI''(x) z^{II} - \rho \omega^2 A(x) z = 0$$

$$(7) \quad z^{IV} - 4 \frac{x}{l^2} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1} z^{III} - \frac{2}{l^2} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1} z^{II} - \Omega^4 z = 0$$

където:

$$(8) \quad \Omega^4 = \rho \omega^2 \frac{A_0}{EI_0}$$

Общият вид на диференциалното уравнение (7) е:

$$(9) \quad z^{IV} + a_4(x) z^{III} + a_3(x) z^{II} + a_2(x) z^I + a_1(x) z = 0$$

В него функциите $a_i(x)$, $i = 1, \dots, 4$ имат вида:

$$(10) \quad \begin{aligned} a_1(x) &= -\Omega^4; \quad a_2(x) = 0; \quad a_3(x) = -\frac{2}{l^2} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1} = -\frac{2}{l^2} a(x); \\ a_4(x) &= -4 \frac{x}{l^2} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1} = -4 \frac{x}{l^2} a(x) \end{aligned}$$

където:

$$(11) \quad a(x) = \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1}$$

Функцията (11) се развива в ред на Тейлър и се получава:

$$(12) \quad \begin{aligned} a(x) &= \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)^{-1} = \sum_{n=0}^{\infty} \left(\frac{x}{l} \right)^{2n} = \sum_{n=0}^{\infty} b_n x^{2n}, \quad \left| \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right| \leq 1, \quad b_n = \frac{1}{l^{2n}} \\ \frac{x}{l} a(x) &= \sum_{n=0}^{\infty} \left(\frac{x}{l} \right)^{2n+1} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{b_n}{l} x^{2n+1}, \quad \left| \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right| \leq 1 \end{aligned}$$

Уравнение (9) може да се запише в матрична форма, като се въведат следните функции [5]:

$$(13) \quad \begin{aligned} z(x) &= z_1(x) \\ z_1^I(x) &= z_2(x) \\ z_2^I(x) &= z_3(x) \\ z_3^I(x) &= z_4(x) \\ z_4^I(x) &= -\sum_{n=1}^4 a_n(x) z_n(x) \end{aligned}$$

След преобразования се получава следната система уравнения, записана в матричен вид:

$$(14) \quad Z^I(x) = B(x)Z(x)$$

Тук са в сила зависимостите:

$$(15) \quad Z(x) = [z_1(x) \ z_2(x) \ z_3(x) \ z_4(x)]^T = \sum_{n=0}^{\infty} [z_{1n} \ z_{2n} \ z_{3n} \ z_{4n}]^T \frac{x^n}{n!} = \sum_{n=0}^{\infty} Z_n \frac{x^n}{n!}$$

Граничните условия за гредата се дават със следното уравнение:

$$(16) \quad Z(0) = Z_0$$

$$(17) \quad B(x) = \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -a_1(x) & -a_2(x) & -a_3(x) & -a_4(x) \end{vmatrix}$$

За уравнение (2.7), (2.17) добива вида:

$$(18) \quad B(x) = \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \Omega^4 & 0 & \frac{2}{l^2}a(x) & 4\frac{x}{l^2}a(x) \end{vmatrix} = \sum_{n=0}^{\infty} B_n \frac{x^n}{n!}$$

където

$$(19) \quad B_0 = \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \Omega^4 & 0 & -a_{30} & -a_{40} \end{vmatrix}; \quad B_n = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -a_{3n} & -a_{4n} \end{vmatrix}$$

$$(20) \quad -a_{3n} = \frac{2}{l^2} b_n \rightarrow \begin{cases} n = 0, 2, 4, \dots \rightarrow b_n = \frac{n!}{l^n} \\ n = 1, 3, 5, \dots \rightarrow b_n = 0 \end{cases}$$

$$(21) \quad -a_{4n} = \frac{4}{l} b_n \rightarrow \begin{cases} n = 0, 2, 4, \dots \rightarrow b_n = 0 \\ n = 1, 3, 5, \dots \rightarrow b_n = \frac{n!}{l^n} \end{cases}$$

Решението на (9) може да се представи във вида:

$$(21) \quad Z(x) = \sum_{n=0}^{\infty} Z_n = \sum_{n=0}^{\infty} (\Psi_n Z_0) \frac{x^n}{n!}$$

Където, $\Psi_0 = I$, където I е единичната матрица, а Ψ_n се пресмята по следните формули:

$$(22) \quad \begin{aligned} \Psi_1 &= B_0; \quad \Psi_2 = B_0^2 + B_1; \quad \Psi_3 = B_0^3 + 2B_0B_1 + 3B_1B_0 + 3B_1B_0^2 + 3B_1^2 + 3B_2; \\ \Psi_4 &= B_0^4 + B_0^2B_1 + 2B_0B_1B_2 + B_0B_2 + 3B_1B_0^2 + 3B_1^2 + 3B_2B_0 + B_3 \end{aligned}$$

3. Числени изследвания

За диференциалното уравнение, описващо трептенията на гредата с променливо напречно сечение, е приложен метод за привеждането му към диференциално уравнение от първи ред [5].

Изследваната гредата със статическа схема представена на Фиг.1 и е със следните характеристики:

$$l = 3 \text{ m}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad b = 15 \text{ cm}$$

Гредата е стоманена. Обемното тегло на материала на гредата е $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, а модулът на линейна еластичност е $E = 2.10^4 \text{ kN/cm}^2$.

След приложение на описаната по-горе методика са получени първите две кръгови честоти за гредата - $\omega_1 = 121,9 \text{ s}^{-1}$ и $\omega_2 = 497,42 \text{ s}^{-1}$

Изводи

Предложеният в [5] метод, който е приложен за динамичен анализ на гредата от фиг.1, се оказва изключително удобен за решаване на подобен тип задачи. Диференциалното уравнение за напречните трептения на гредата се редуцира във форма, която е подходяща за решение с компютър. Единственото условие е функциите a_i в диференциално уравнение (9) да могат да се развият в ред на Тейлър.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Ahmadiani M., M. Mojahedi, H. Moeenfar, Free Vibration Analysis of a Nonlinear Beam Using Homotopy and Modified Lindstedt-Poincare Methods, Journal of Solid Mechanics, 1, 2009, 29-36.
- [2] Mehmet Cem Ece, Aydogdu M., Taskin V., Vibration of a variable cross-section beam, Mechanics Research Communications 34, 2007, 78-84.
- [3] B. Hugo Aya, Ricardo Cano M., Zhevandrov V., Non-uniform Euler Bernoulli beams natural frequencies, Ing. Investig., 31(1), 2011.

- [4] De Rosa M., M. Lippiello, Natural vibration frequencies of tapered beams, Engineering transactions, Polish Academy of Sciences, 57(1), 2009, 45-66.
- [5] Zamorska I., Solution of differential equation for the Euler-Bernoulli beam, Journal of Applied Mathematics and Computational Mechanics, 13(4), 2014, 157-162.

ДИНАМИЧНО РЕАГИРАНЕ НА КОНЗОЛНА СТОМАНОБЕТОННА ГРЕДА, ПОДЛОЖЕНА НА ХАРМОНИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

Илиана Стойнова¹

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

DYNAMIC RESPONSE OF A REINFORCED CONCRETE CANTILEVER BEAM SUBJECT TO HARMONIC LOADS

Iliana Stoynova¹

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

Abstract: The mechanical vibrations on the structural elements can be of different origin - caused by machines, caused by impact, by the action of engines and others. This article discusses the behavior of a cantilever reinforced concrete beam under the action of harmonic influence. The differences between the static and dynamic analysis of a reinforced concrete beam with a static cantilever scheme are presented. A numerical model with a software product based on the finite element method has been developed. Time history analysis was used to study the behavior of the beam. The dynamic impact is applied at the free end of the cantilever beam and the load seal is 25/25 cm.

Key words: Dynamic analysis, harmonic analysis, cantilever R/C beam

1. Въведение

Уравнението за равновесие, описващо принудените трептения на система с краен брой степени на свобода при отчитане на съпротивителните сили, има вида (1) и без отчитане на съпротивителните сили (2): [1]

$$(1) \quad [m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{F(t)\},$$

$$(2) \quad [m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{F(t)\}.$$

Хармоничното смущение се описва с (3):

$$(3) \quad \begin{aligned} \{F(t)\} &= \{\bar{F}\} \cdot \sin(\theta t + \varphi_\theta) \\ \{\ddot{u}\} &= -\theta^2 \{u\} \end{aligned}$$

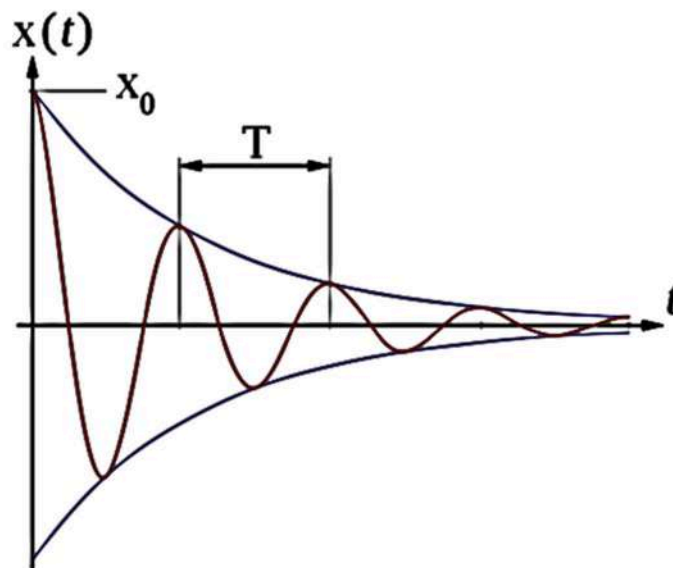
¹ Илиана Стойнова, доц., д-р, инж., ВСУ „Любен Каравелов“, Строителен факултет, Катедра „Механика и математика“, 1373 София, ул. „Суходолска“ №175; e-mail: stoynova@vsu.bg
Iliana Stoynova, Assoc. Prof., PhD, Eng. USEA (VSU) “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: stoynova@vsu.bg

Тогава (2) се записва във вида (4):

$$(4) \quad [[k] - \theta^2[m]]\{u\} = \{\bar{F}\}. \sin(\theta t + \varphi_\theta).$$

Векторът $\{u\}$ се търси във вида (5):

$$(5) \quad \{u\} = \{u_0\}. \sin(\theta t + \varphi_\theta).$$



Фигура 1. Принудени хармонични затихващи трептения.

Като векторът $\{u_0\}$ съдържа амплитудните стойности на преместванията по направление на степените на свобода.

Общото решение за вектора на преместванията, когато системата е в режим на свободни и принудени трептения е:

$$(6) \quad \{u\} = \{u\}^c + \{u\}^p = \{U\}. \sin(\theta t + \varphi_\theta) + \{u\}^p,$$

където:

$\{u\}^c$ е вектор на преместванията вследствие на свободните трептения;

$\{u\}^p$ е вектор на преместванията вследствие на външното хармонично въздействие;

$\{U\}$ е вектор, съдържащ амплитудните стойности на обобщените премествания по направление на степените на свобода вследствие на свободните трептения.

Ако външното въздействие се описва с функция от вида (7), тогава:

$$(7) \quad \{u\} = \{u\}^c + \{u\}^p = \{U\}. \sin(\theta t + \varphi) + \frac{\bar{F}}{k} \frac{1}{1 - \eta^2} \cdot \sin(\theta t + \varphi),$$

$$\eta = \frac{\theta}{\omega}.$$

В [3] е показана една друга гледна точка към динамиката, конструкцията и материалите.

2. Реагиране на стоманобетонна греда със статическа схема конзола.

2.1. Изчислителен модел

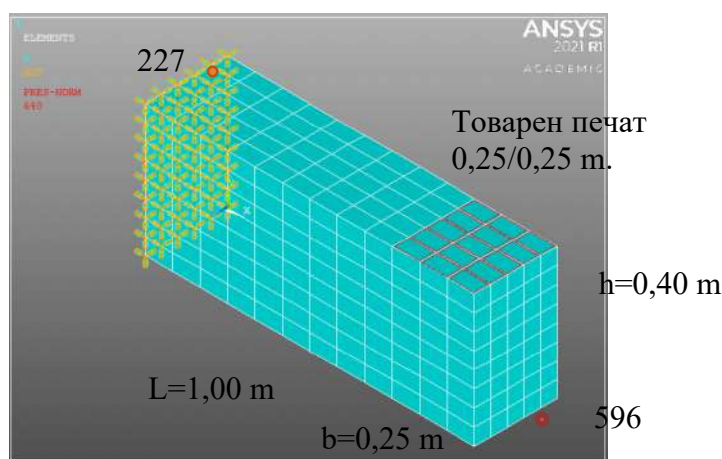
Материалните характеристики на бетона и армировката са приети в съответствие с Еврокод 2 и таблици 1 и 2.

Таблица 1. Характеристики на бетона – линейно еластичен материален модел

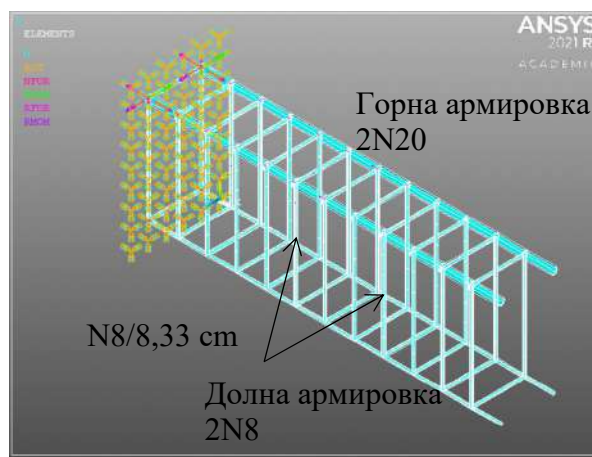
Материален модел за бетона C20/25
Линейно изотропен
Модул на еластичност $E_c=3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
Коефициент на Поасон $\nu=0,2$

Таблица 2. Характеристики на армировката – линейно еластичен материален модел

Модел на армировъчна стомана B500
Линейно изотропен
Модул на еластичност $E_s=2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
Коефициент на Поасон $\nu=0,3$



Фигура 2. Статическа схема и разположение на товарната площ



Фигура 3. Разположение и диаметър на армировъчните пръти

Напречното сечение на конзолната греда е: $b=0,25$ m, $h=0,40$ m, дължината ѝ е $L=1,00$ m.

2.2. Статичен анализ. Линеен-еластичен модел на бетона и армировъчната стомана.

Изграден е изчислителен модел на конзолна греда с програмен продукт ANSYS (Фигура 2). Опорните условия на конзолната греда са дефинирани чрез ограничаване на преместванията и завъртанията по оси x , y и z при запъването. Товарният печат е с размери $0,25/0,25$ m. Статично е приложен товар $q=370$ kN/m². Бетонът е моделиран с краен елемент SOLID 65 (CONCRET 65) и материалните характеристики, дадени в таблица 1. Армировъчните пръти са моделирани с краен елемент BEAM188 и материалните характеристики, дадени в таблица 2.

2.3. Статичен анализ. Нелинейно пластичен материален модел на бетона и би-линеен модел на армировъчната стомана.

Приложено е стъпково натоварване върху товарния печат като започва от 160 kN/m² и е със стъпка от 160 kN/m². Бетонът е моделиран с краен елемент SOLID 65 (CONCRET 65) като нелинейно пластичен материал. Константите от модела на Willam и Warnke's [10] са дадени в таблица 3.

Таблица 3. Нелинейно пластичен материален модел на бетона в опънатата зона

1. Коефициент на пренасяне на срязване при отваряне на пукнатина (β_t)	0,2
2. Коефициент на пренасяне на срязване при затваряне на пукнатина (β_c)	0,9
3. Осово опънно напрежение при напукване (f_{tr})	2800 kN/m ²
4. Осово напрежение при разрушаване (f_c)	-1

Би-линейният материален модел на армировката е възприет съгласно Еврокод 2. [4] Повече информация за изчисляване и реализиране на закотвянето на армировъчните пръти може да се намери в [7].

2.4. Динамичен анализ. Хармонично въздействие.

Изследвано е поведението на стоманобетонна греда със статическа схема конзола от динамично въздействие изменящо се по хармоничен закон. За целите на изследването върху изчислителния модел са приложени смущения, описани със следните зависимости:

$$q(t) = q \cdot \sin(\theta_i \cdot t), \quad q=370 \text{ kN/m}^2$$

за стоманобетонната греда със статическа схема конзола:

$$\theta_i = 2 \cdot \pi \cdot \tilde{f}_i, \text{ като } \tilde{f}_i=10,20,43,52,65, 80, 100 \text{ и } 200 \text{ s}^{-1}.$$

Коефициент на затихване на амплитудата $\gamma = 0,005$ и $0,05$

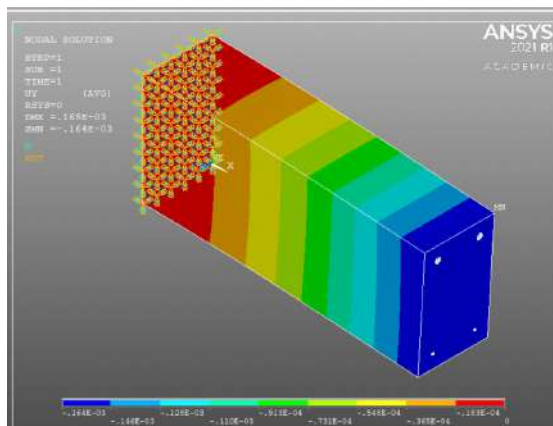
Повече информация за динамичния анализ в строителната механика може да се намери в [1], [5], [6] и [8].

3. Числени резултати

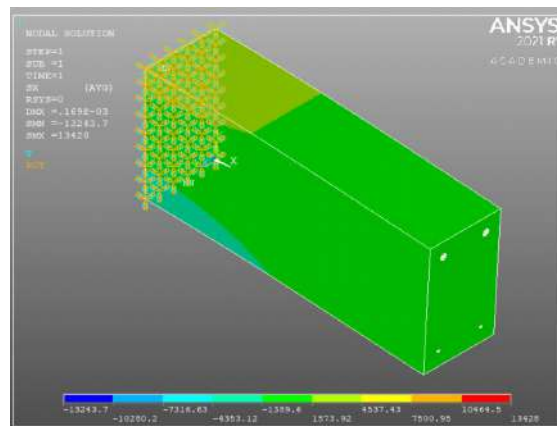
3.1. Статичен анализ

На фигура 4 са показани преместванията u_y , а на фигура 5 нормалните напрежения σ_x при натоварване от 370 kN/m^2 , приложено върху товарния печат. Резултатите от статичния анализ за възел № 596 са дадени в таблица 4.

3.1.1. Линеенно – еластични материални модели на бетона и армировъчната стомана

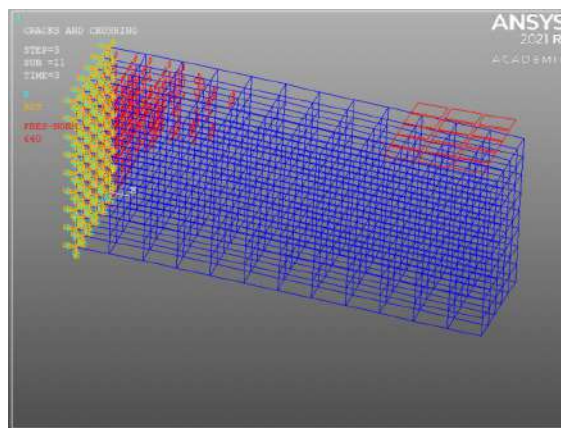


Фигура 4. Премествания u_y в конзолна греда

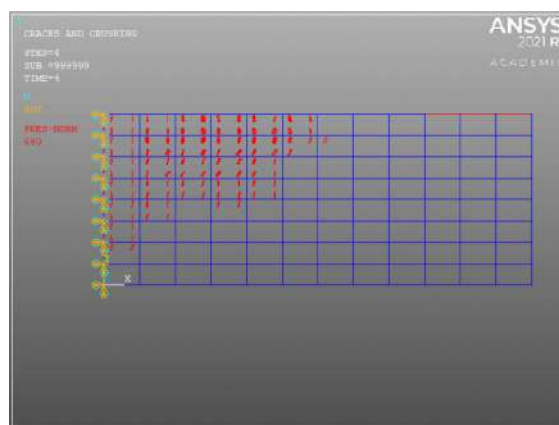
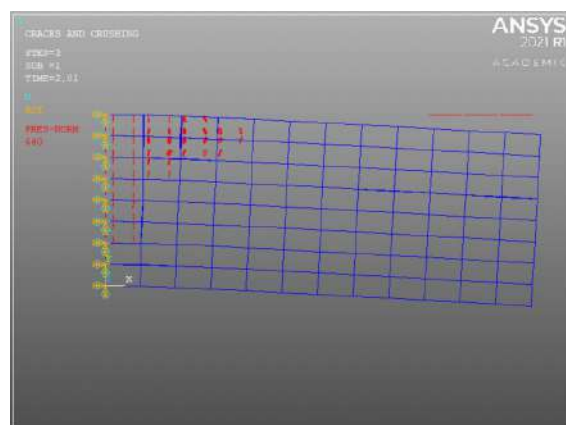


Фигура 5. Разпределение на нормалните напрежения σ_x при $q=370 \text{ kN/m}^2$

3.1.2. Нелинейно пластичен материален модел на бетона и би – линеен модел на армировъчната стомана.



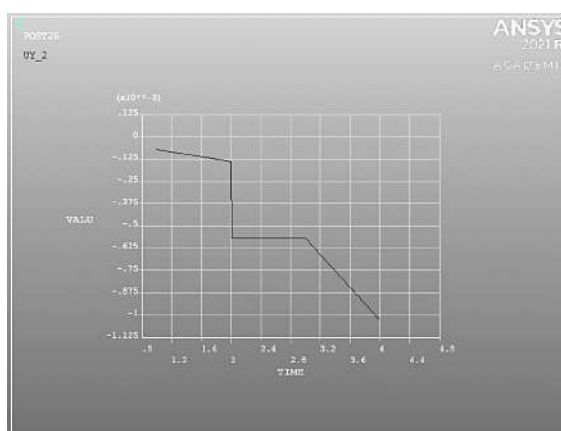
Фигура 6. Образуване на пукнатини при $q=370 \text{ kN/m}^2$



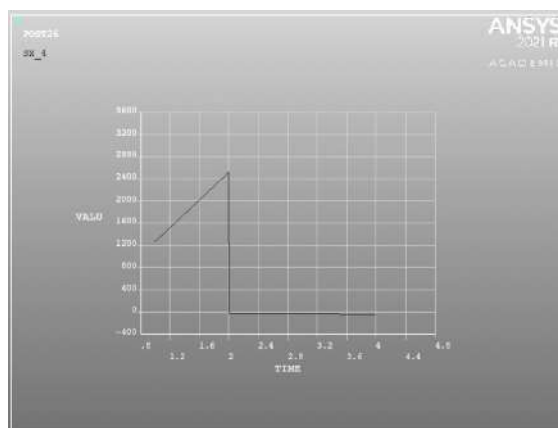
Фигура 7. Нарастване и разпространение на пукнатините.

Таблица 4. Резултати от статичния анализ във възли
№№ 596 и 227, $q=370 \text{ kN/m}^2$

Параметър	Линейно-еластичен материален модел	Нелинейно пластичен материален модел
$ u_y $ - възел 596	0,000161757 m	0,00102674 m
σ_x – възел 227	2911,42 kN/m^2	2517,98 kN/m^2



Фигура 8. Зависимостта премествания – натоварване във възел 596 от нелинеен статичен анализ.

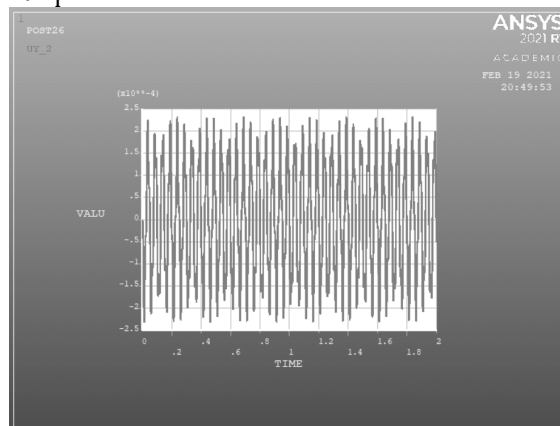


Фигура 9. Зависимостта нормални напрежения σ_x – натоварване във възел №227 от нелинеен статичен анализ.

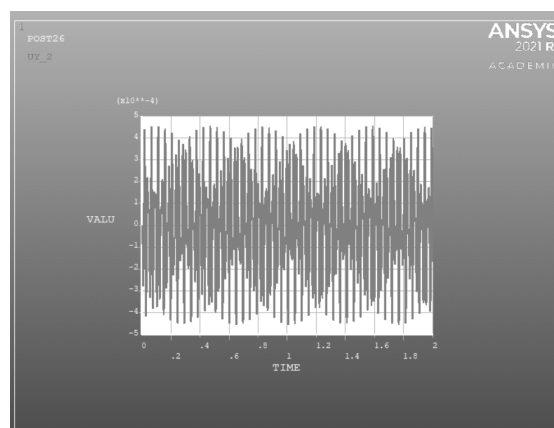
На фигура 6 са показани образуваните пукнатини в опънната зона на гредата – в зоната на запъването, а самото нарастване и разпространение на образуваните пукнатини в опънната зона на разглежданата конзолна греда е показано на фигура 7.

3.1.3. Динамичен анализ. Хармонична въздействие.

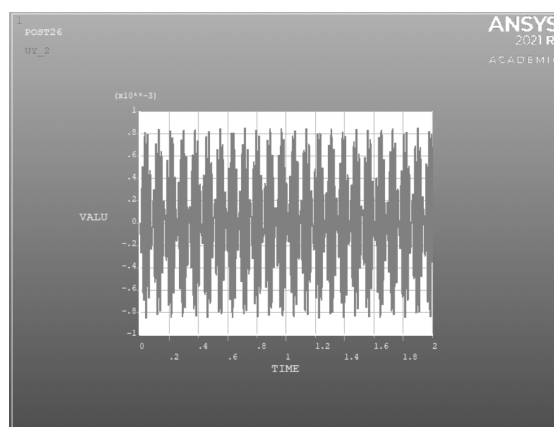
На фигури 10 до 15 са изобразени „преместване-време“ във възел № 596 от конзолната греда от хармонични въздействия $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$ при различни стойности на $\tilde{f}_1$, а $\theta_i = 2\pi.\tilde{f}_1$



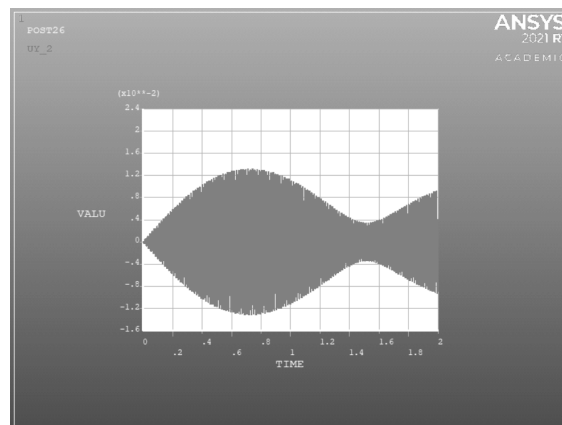
Фигура 10. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=20\text{ s}^{-1}$.



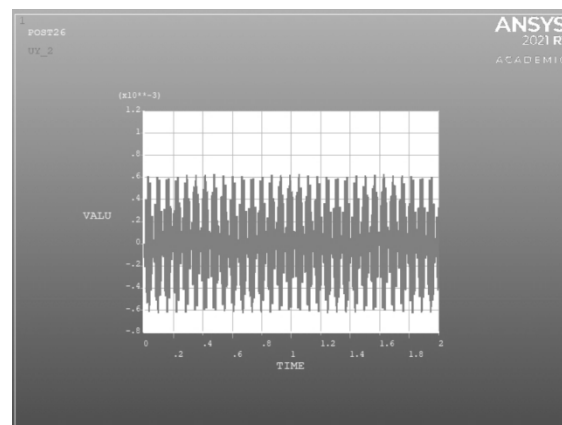
Фигура 11. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=43\text{ s}^{-1}$.



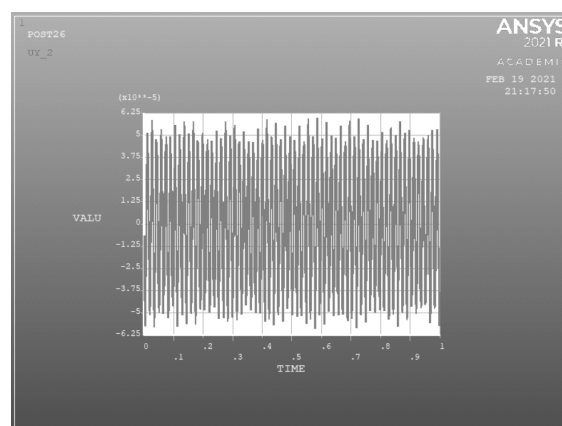
Фигура 12. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=52\text{ s}^{-1}$.



Фигура 13. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=65 \text{ s}^{-1}$.

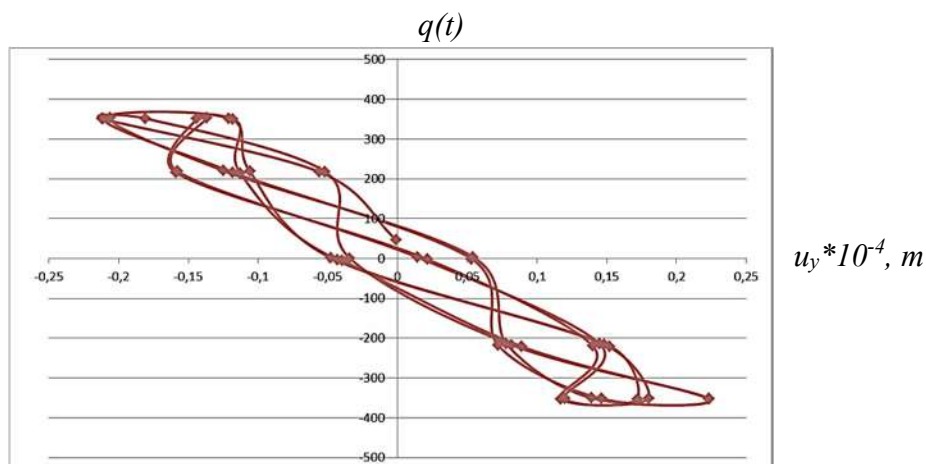


Фигура 14. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=80 \text{ s}^{-1}$.



Фигура 15. Премествания във възел №596 от динамично - хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=400 \text{ s}^{-1}$.

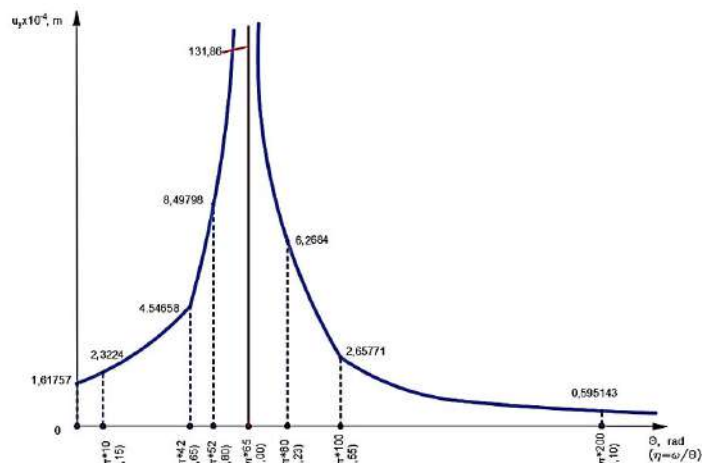
На фигура 16 е изобразена зависимостта „ $q(t)$ - u_y “ от действието на хармоничен товар $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=20\text{ s}^{-1}$, приложен в свободния край на стоманобетоната конзолна греда



Фигура 16. Зависимостта „ $q(t)$ - u_y “ от хармонично въздействие $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$, $\gamma=0,005$, $\tilde{f}_1=20\text{ s}^{-1}$.

Таблица 5. Резултати от динамичен анализ – хармонични въздействия $q(t)=q.\sin(\theta_i.t)$ – премествания във възел № 596

Въздействие	$u_y, \text{ m}$
	$\gamma=0,005$
Статичен анализ	0,000161757
Динамичен хармоничен анализ	
$q(t)=370.\sin(2.\pi.10.t)$	0,000232224
$q(t)=370.\sin(2.\pi.43.t)$	0,000454658
$q(t)=370.\sin(2.\pi.52.t)$	0,000849798
$q(t)=370.\sin(2.\pi.65.t)$	0,013860
$q(t)=370.\sin(2.\pi.80.t)$	0,00062684
$q(t)=370.\sin(2.\pi.100.t)$	0,000265771
$q(t)=370.\sin(2.\pi.200.t)$	0,0000595143



Фигура 17. Реагиране на стоманобетонна конзолна греда на хармонични въздействия. Зависимостта „ u_y - η “ - във възел № 596.

Изводи

От резултатите дадени в таблица 4 и фигури 8 и 9 се вижда рязко намаляване на нормалните напрежения вследствие образуването на пукнатини и настъпилото преразпределение на напреженията след пукнатинообразуването. При статичния анализ натоварванията са постоянни по големина и местоположение и се прилагат бавно върху конструкцията. Ускоренията и инерционните сили, които се развиват по време на деформация и причиняват допълнително натоварване, са много малки. В повечето случаи натоварванията върху конструкциите и елементите имат динамичен характер. Те причиняват деформации в еластичните системи с големи ускорения, така че допълнителното инерционно натоварване не може да бъде пренебрегнато. Динамичният анализ изяснява количествено и качествено действителните явления, свързани с напрежения и деформации, причинени от динамични натоварвания. При малки стойности на съотношението η , т.е. когато силата се променя бавно, амплитудата на вертикалните премествания е близка до преместванията при статичното натоварване.

Когато стойностите на η са по-малки от 0,6 и по-големи от 1,2 съпротивленията не оказват съществено влияние върху реагирането на системата. При стойности на η са близки до 1,00, т.е. в зоната на резонанса, коефициента на динамичност значително се повлиява от изменението на съпротивленията.

При хармонични вибрации с нарастваща честота, които вероятно ще достигнат честоти, близки до резонанса - Фигура 17, вертикалните премествания се увеличават, достигайки стойности от 2 до над 85 пъти по-големи от стойностите, получени при статичен анализ. Необходимо е да се предпази конструкцията от честоти, близки до резонансната.

Благодарности

Този доклад е подкрепен финансово от ВСУ „Л. Каравелов“, проект сигн. № 08/2019

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Банков Б., Теория на еластичността, устойчивост и динамика на еластичните системи – избрани въпроси, УАСГ, София, 2004;
- [2] Банков Б, Ю. Павлова, Метод на крайните елементи в строителната механика, УАСГ, София, 1999;
- [3] Генов Пл. „Споделено проектиране на резидентни жилищни сгради” – XX-та Международна конференция ВСУ'2020, 18-20-ти октомври, 2020г., София, България, том II-ри, 1-35, стр. 265-270 (ISSN: 1314-071X);
- [4] БДС EN 1992-1-1 Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции;
- [5] Хандрулева А., Механизми на разрушение на пространствени прътови конструкции, Издател: ВСУ "Любен Каравелов" (ISBN 978-954-331-114-9);
- [6] Handruleva A., Determination of the critical loading areas on discrete spherical domes using influence surfaces, Engineering Sciences, LVII, 2020, No. 3, pp. 22-34, (ISSN: 1312-5702) DOI:10.7546/EngSci.LVII.20.03.02;
- [7] Цветков Ст., Дължина на закотвяне на носещата армировка при стоманобетонни греди, XIII Международна научна конференция ВСУ'2013 6-7 юни, С., 2013, том II, стр. II-108-111, (ISSN: 1314-071X) под ред. на В. Стоянов, М. Хамова, Д. Партов;
- [8] Chopra A., "Dynamic of structures", Prentice Hall Inc. 1995, (ISBN 0-13-855214-2).
- [9] Willam, K. J., E.P. Warnke, Constitutive models for the triaxial behavior of concrete". Proc. Int. Assoc. for Bridge and Structural Engineering, 1975, vol 19, pp. 1- 30.

**ИЗСЛЕДВАНЕ НА НАПРЕГНАТОТО И ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ
НА ДИСКРЕТНИ СФЕРИЧНИ КУПОЛИ, ПОДЛОЖЕНИ
НА НЕСИМЕТРИЧНО ВЕРТИКАЛНО НАТОВАРВАНЕ**

Анита Хандрулева¹, Симеон Атанасов²

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

**ANALYSIS OF THE STRESS AND STRAIN OF DISCRETE SPHERICAL
DOME SUBJECTED TO ASYMMETRIC VERTICAL LOAD**

Anita Handruleva¹, Simeon Atanasov²

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

Abstract: *This article has studied stress and strain state of discrete spherical dome subjected to unsymmetrical vertical loading. As objects of study are discussed twenty-four models of discrete domes to generate are used frame finite elements. Computational models differ in the type of structural grid. It has been compared with smooth and continuous domes, and for this purpose are constructed three additional models. These domes are generated by shell finite elements with different dimensions of discrete grid. Compliance is a condition of uniformity of the removal of the applied point force, compared with the discrete models. The vertical load is concentrated force applied at different nodes in the radial farms. As a main parameter for comparison of calculation models are selected base reactions. Results are presented in graphical and tabular form.*

Key words: *discrete spherical dome, asymmetric load*

1. Описание на избраните изчислителни модели

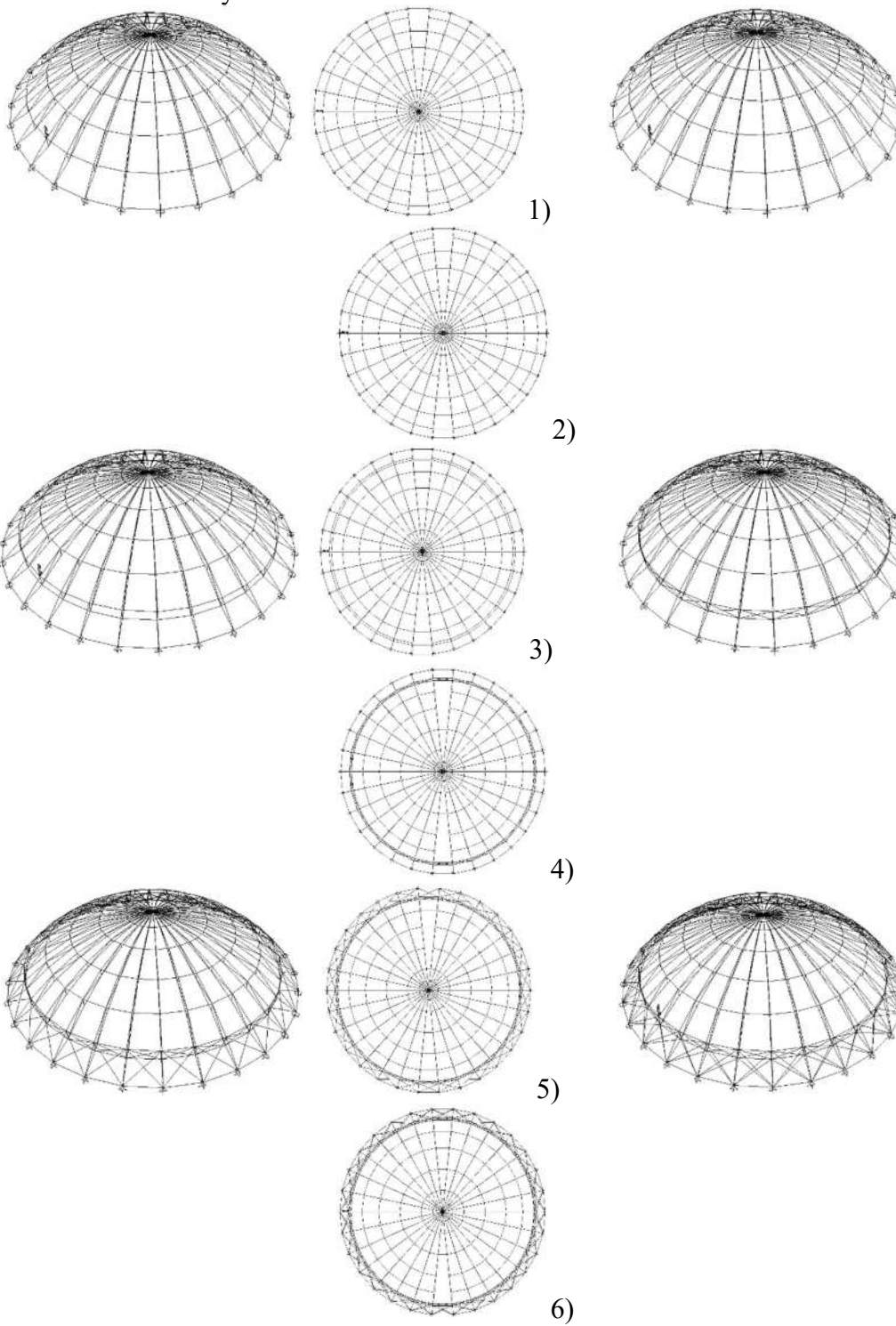
Като обекти за изследване на пространствени конструкции са разгледани четиридесет представители на куполи. Куполите са условно означени съответно с **K.1÷K.40**, показани на фиг. 1.

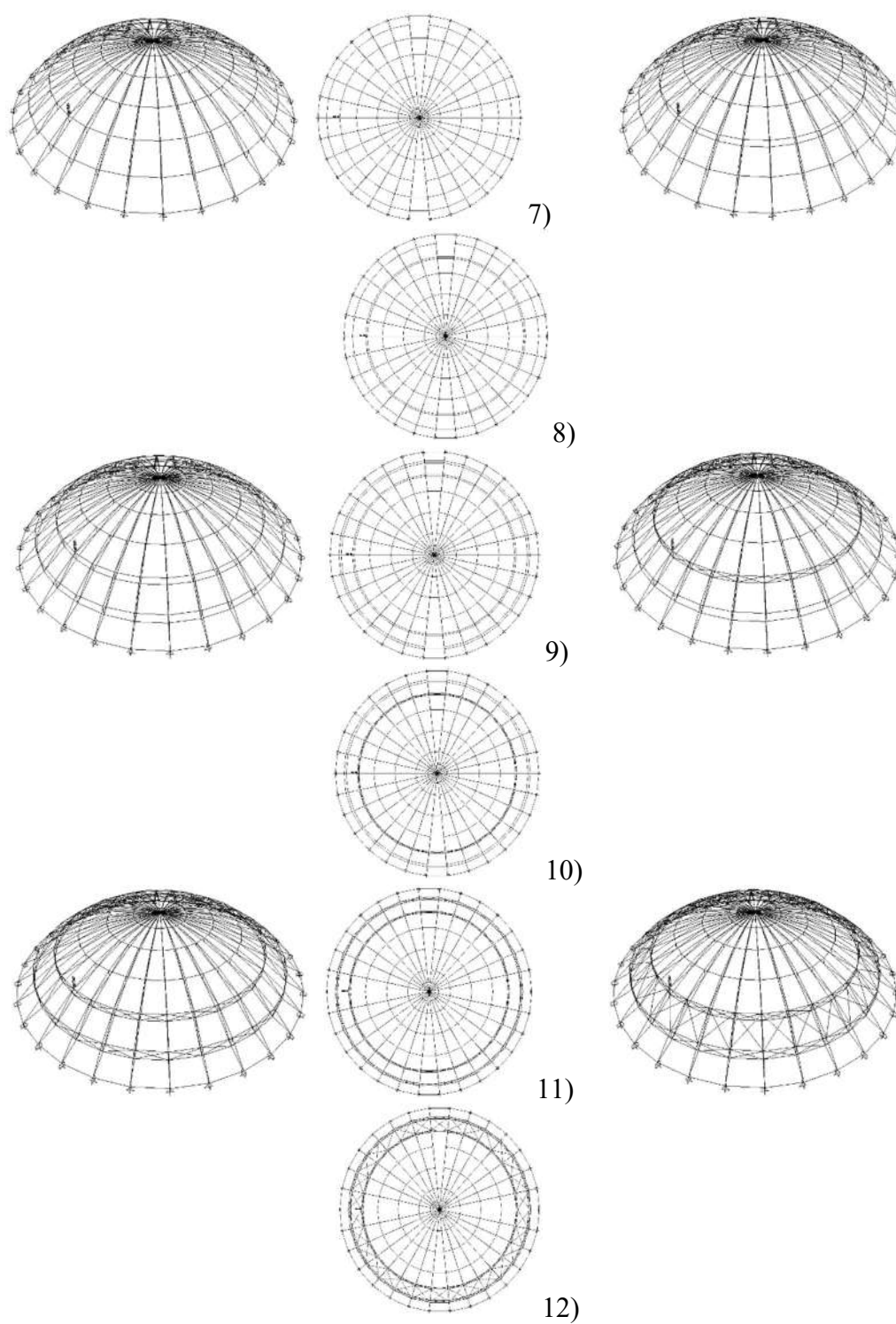
¹ Анита Хандрулева, доц., д-р, инж., Висше строително училище „Л. Каравелов“, Строителен факултет, катедра „Механика и математика“, София 1373, ул. „Суходолска“ 175; e-mail: anita_handruleva@abv.bg; Anita Handruleva, Associate Professor, PhD, Eng. University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Faculty of Construction, Department of Mechanics and Mathematics, 175 “Suhodolska” Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: anita_handruleva@abv.bg

² Симеон Атанасов, Висше строително училище „Любен Каравелов“, София 1373, ул. „Суходолска“ 175; e-mail: prector@vsu.bg; Simeon Atanasov, MSc, Eng.; University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, 175 “Suhodolska” Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: prector@vsu.bg;

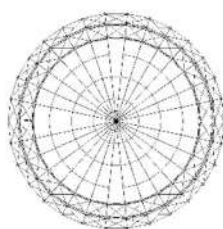
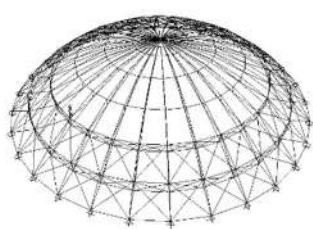
За избраните модели на прътови и гладки куполи са приети следните фиксирани параметри:

- диаметър на основата $D=30m$;
- височина на купола $h=7m$.

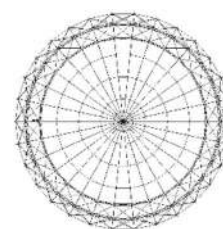
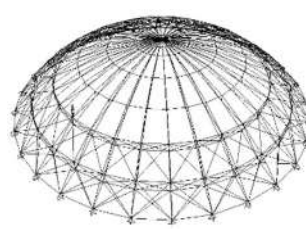




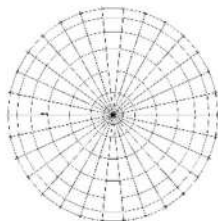
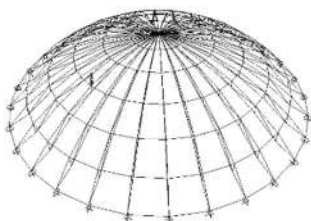
Фигура 1а. Избрани дискретни куполи (*К.1 – К.12*)



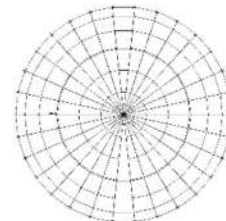
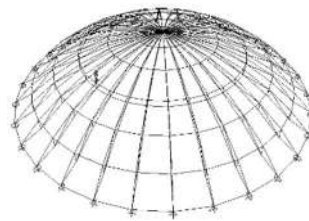
13)



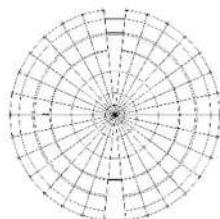
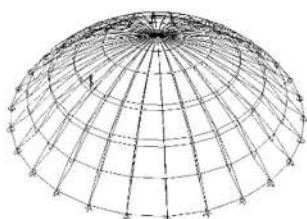
14)



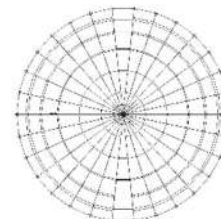
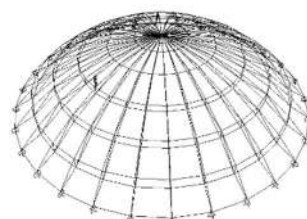
15)



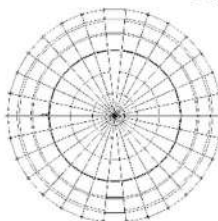
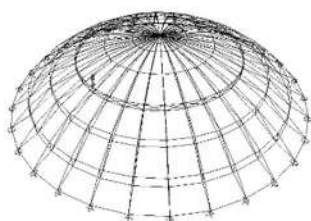
16)



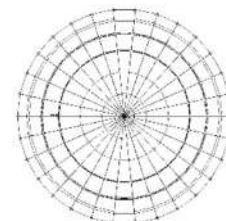
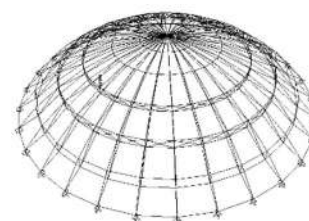
17)



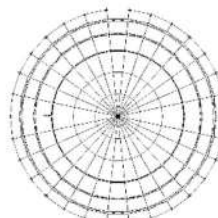
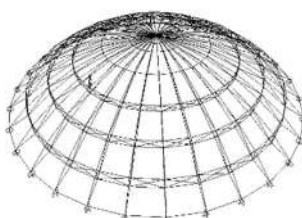
18)



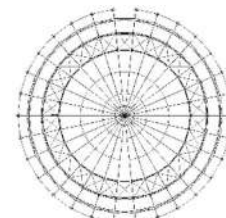
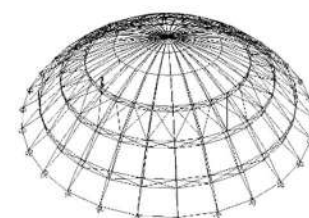
19)



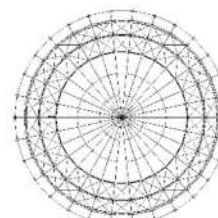
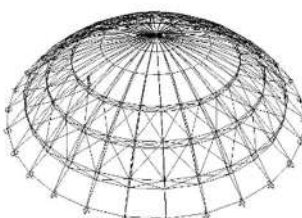
20)



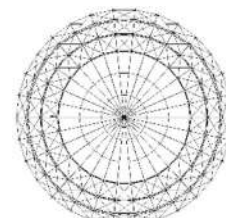
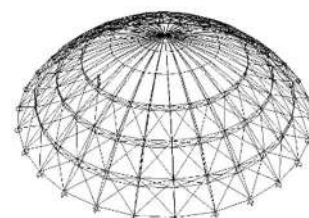
21)



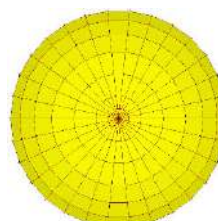
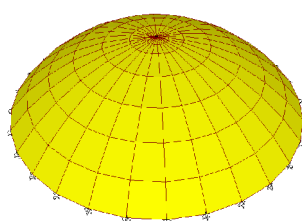
22)



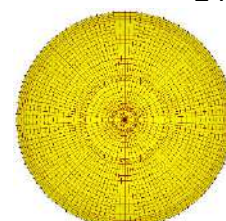
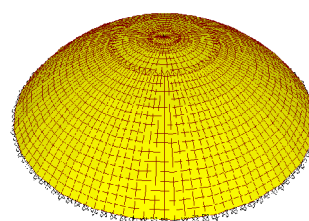
23)



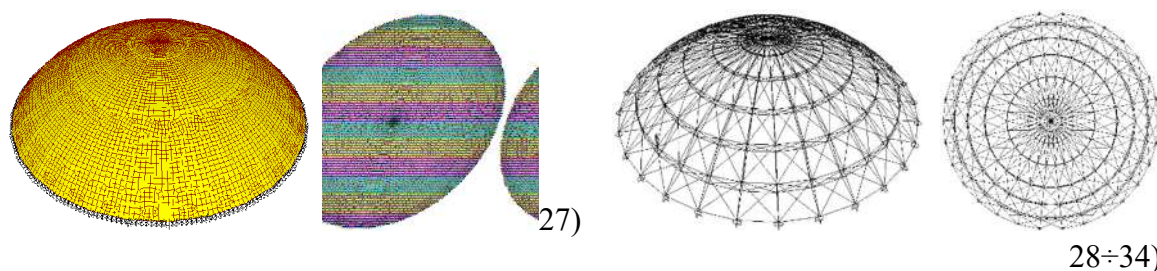
24)



25)



26)



Фигура 16. Избрани дискретни (*K.13÷K.24; K.28÷K.34*) и гладки (*K.25÷K.27*) куполи

При генерирането на изчислителните модели е прието:

- Гранични опорни условия: опорен пръстен върху радиално подвижни опори;
- Корава връзка на елементите с опорния пръстен;
- Корава връзка между елементите от ребрата и вътрешните пръстени от решетката (за куполи *K.2÷K.24*);
- Ставна връзка между елементите от ребрата и вътрешните пръстени от решетката (за купол *K.1*);
- Възлово натоварване (концентрирана сила) с интензивност **1000kN**.

За конструктивните елементи са приети напречни сечения от тръбни профили. За елементите от двадесет и седемте купола по меридианите и пръстените са приети еднакви геометрични характеристики на напречните сечения.

За изграждане на изчислителните модели на дискретните сферични куполи (*K.1÷K.24; K.28÷K.34*) са използвани гредови крайни елементи с 6 степени на свобода, тип *frame*. Изследването е параметрично с изменение на вида на структурната решетка (*K.1÷K.24*) и приложената точка на концентрираната сила (*K.28÷K.34*).

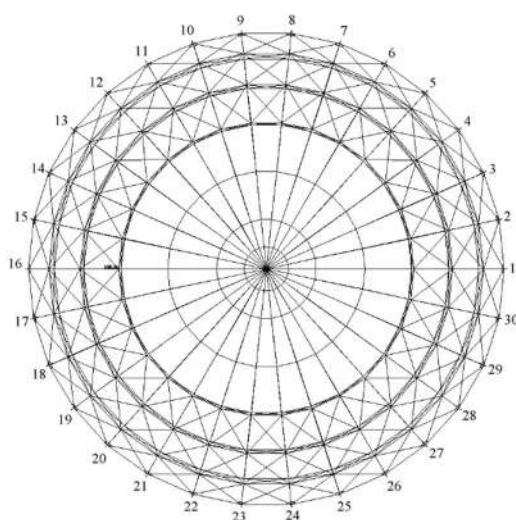
Куполи *K.25÷K.27* и *K.35÷K.40* са генерирани чрез *shell* крайни елементи. Трите изчислителни модела (*K.25÷K.27*) се различават по размерност на дискретизационната мрежа. Съблюдавано е условието за еднаквост на вертикалното преместване на приложената точка на силата, отчетено от модел *K.24*.

Куполите *K.28÷K.34* са дискретни и с еднаква по вид структурна решетка (фиг. 1.6). При тях се варира с приложената точка на концентрираната сила (по височина на радиалната ферма).

Куполите *K.35÷K.40* са гладки непрекъснати и с дискретизационна мрежа идентична с тази на купол *K.27* (фиг. 1.6). При тях се варира отново с приложената точка на концентрираната сила.

2. Сравнителен анализ на получените резултати

Като основен параметър за съпоставка на изчислителните модели са използвани опорните реакции (възли *1÷30*, фиг.2). В таблици от табл. 1 до табл. 4 последователно са дадени опорните реакции, получени при различните модели на изследваните куполи.



Фигура 2. Поглед отгоре на изчислителен модел *K.24*

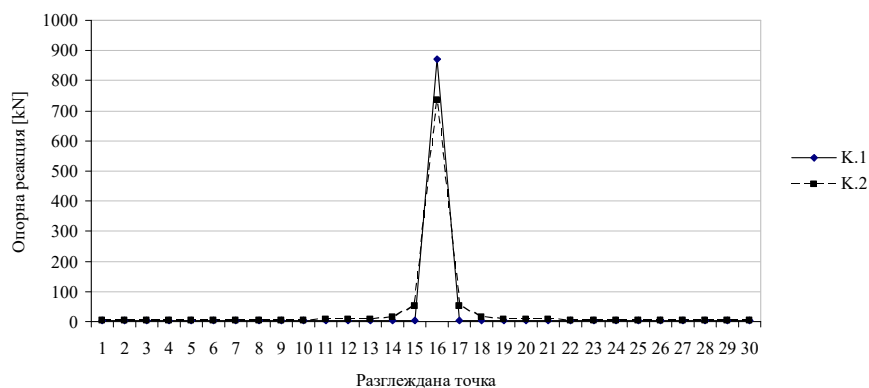
В табл. 1 са представени резултатите за изчислителни модели от *K.1* до *K.6*.

Таблица 1. Опорни реакции в куполи *K.1÷K.6*

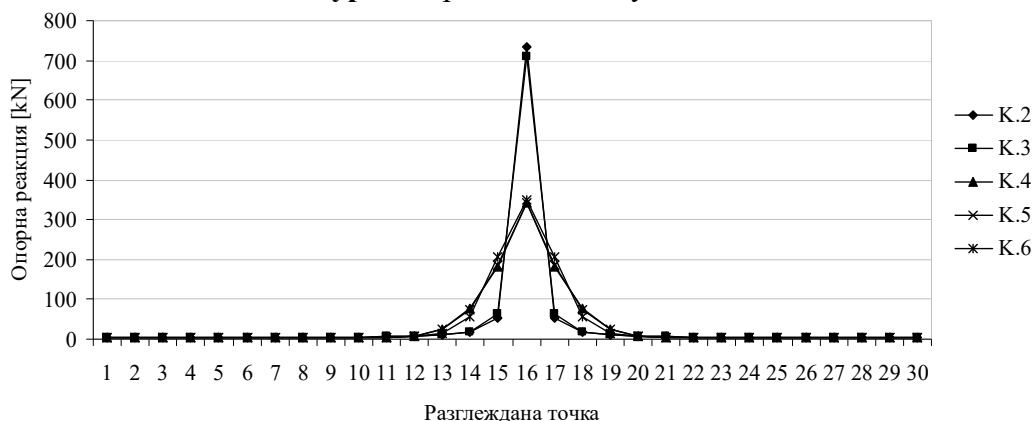
		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ					
		K.1	K.2	K.3	K.4	K.5	K.6
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	3,835	4,251	4,106	4,061	3,689	3,446
	т.2	3,841	4,259	4,113	4,064	3,697	3,45
	т.3	3,982	4,303	4,163	4,093	3,696	3,494
	т.4	4,011	4,349	4,21	4,131	3,72	3,503
	т.5	4,052	4,416	4,281	4,184	3,753	3,538
	т.6	4,105	4,499	4,372	4,215	3,805	3,636
	т.7	4,171	4,603	4,487	4,161	3,856	3,829
	т.8	4,249	4,733	4,635	3,907	3,851	4,151
	т.9	4,342	4,904	4,831	3,324	3,695	4,576
	т.10	4,449	5,151	5,117	2,491	3,405	4,967
	т.11	4,571	5,571	5,601	2,415	3,713	5,203
	т.12	4,71	6,468	6,614	6,74	7,714	6,362
	т.13	4,867	8,822	9,23	24,86	24,28	15,27
	т.14	5,043	16,22	17,74	75,36	72,64	57,54
	т.15	5,24	52,21	63,47	182,8	184,4	204,9

		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ					
		K.1	K.2	K.3	K.4	K.5	K.6
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.16	872,9	734,7	710,2	342,5	343,8	347,8
	т.17	5,24	52,21	63,47	182,8	184,4	204,9
	т.18	5,043	16,22	17,74	75,36	72,64	57,54
	т.19	4,867	8,822	9,23	24,86	24,28	15,27
	т.20	4,71	6,468	6,614	6,74	7,714	6,362
	т.21	4,571	5,571	5,601	2,415	3,713	5,203
	т.22	4,449	5,151	5,117	2,491	3,405	4,967
	т.23	4,342	4,904	4,831	3,324	3,695	4,576
	т.24	4,249	4,733	4,635	3,907	3,851	4,151
	т.25	4,171	4,603	4,487	4,161	3,856	3,829
	т.26	4,105	4,499	4,372	4,215	3,805	3,636
	т.27	4,052	4,416	4,281	4,184	3,753	3,538
	т.28	4,011	4,349	4,21	4,131	3,72	3,503
	т.29	3,982	4,303	4,163	4,093	3,696	3,494
	т.30	3,841	4,259	4,113	4,064	3,697	3,45

На фиг. 3 и фиг. 4 са показани в графичен вид получените резултати за куполи *K.1÷K.6*.



Фигура 3. Сравнение на купол *K.1* и *K.2*

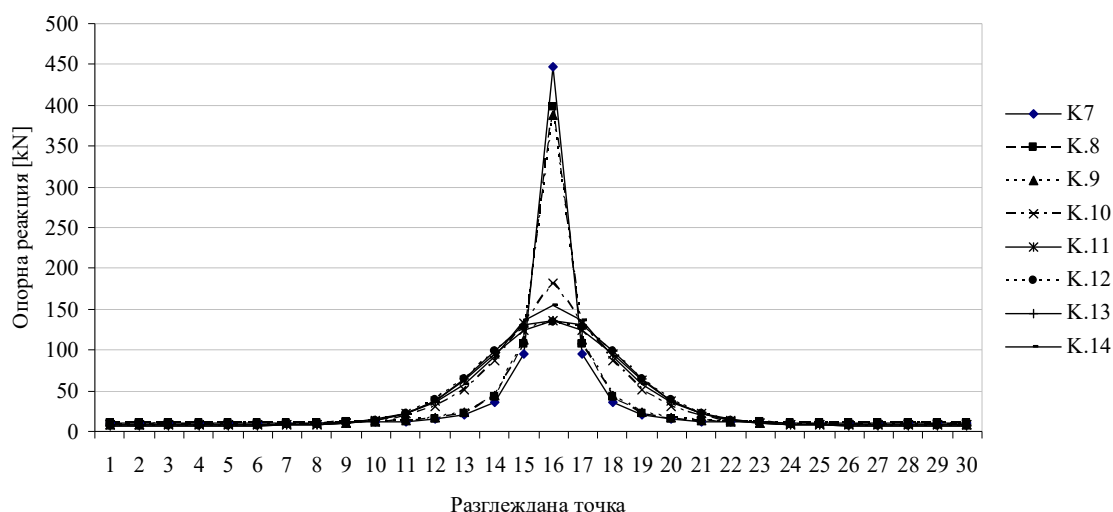


Фигура 4. Сравнение на куполи *K.2*, *K.3*, *K.4*, *K.5*, *K.6*

Таблица 2. Опорни реакции в куполи *K.7÷K.14*

		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ							
		K7	K.8	K.9	K.10	K.11	K.12	K.13	K.14
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	9,635	9,577	9,231	9,215	9,057	7,005	6,682	6,409
	т.2	9,653	9,592	9,244	9,2	9,038	7,026	6,72	6,442
	т.3	9,753	9,695	9,363	9,226	9,018	7,014	6,738	6,53
	т.4	9,86	9,795	9,47	9,193	8,945	7,096	6,885	6,683
	т.5	10,013	9,945	9,637	9,145	8,842	7,208	7,073	6,926
	т.6	10,205	10,136	9,854	9,061	8,711	7,386	7,337	7,314
	т.7	10,444	10,379	10,132	8,989	8,636	7,718	7,751	7,941
	т.8	10,742	10,694	10,498	9,115	8,884	8,452	8,522	9,006
	т.9	11,133	11,132	11,007	9,908	10,104	10,196	10,192	10,955
	т.10	11,694	11,816	11,794	12,328	13,615	14,245	13,965	14,707
	т.11	12,649	13,078	13,217	18,095	21,685	22,901	22,067	21,92
	т.12	14,681	15,863	16,272	29,922	37,348	39,237	37,746	35,135
	т.13	19,987	22,957	23,856	51,398	62,801	65,287	63,926	57,55
	т.14	36,1	43,084	44,992	85,899	95,494	97,824	99,114	92,674
	т.15	94,505	107,99	111,861	133,088	124,092	127,498	130,39	135,465
	т.16	447,528	398,112	388,376	181,649	136,515	134,817	136,468	155,098
	т.17	94,505	107,99	111,861	133,088	124,092	127,498	130,39	135,465
	т.18	36,1	43,084	44,992	85,899	95,494	97,824	99,114	92,674
	т.19	19,987	22,957	23,856	51,398	62,801	65,287	63,926	57,55
	т.20	14,681	15,863	16,272	29,922	37,348	39,237	37,746	35,135
	т.21	12,649	13,078	13,217	18,095	21,685	22,901	22,067	21,92
	т.22	11,694	11,816	11,794	12,328	13,615	14,245	13,965	14,707
	т.23	11,133	11,132	11,007	9,908	10,104	10,196	10,192	10,955
	т.24	10,742	10,694	10,498	9,115	8,884	8,452	8,522	9,006
	т.25	10,444	10,379	10,132	8,989	8,636	7,718	7,751	7,941
	т.26	10,205	10,136	9,854	9,061	8,711	7,386	7,337	7,314
	т.27	10,013	9,945	9,637	9,145	8,842	7,208	7,073	6,926
	т.28	9,86	9,795	9,47	9,193	8,945	7,096	6,885	6,683
	т.29	9,753	9,695	9,363	9,226	9,018	7,014	6,738	6,53
	т.30	9,653	9,592	9,244	9,2	9,038	7,026	6,72	6,442

На фиг. 5 са показани в графичен вид получените резултати за куполи *K.7÷K.14*.

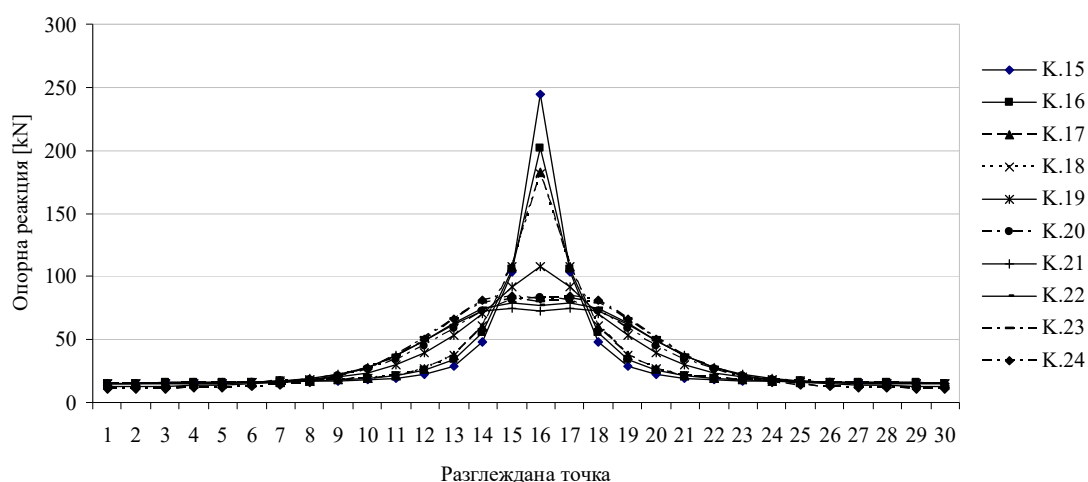


Фигура 5. Сравнение на куполи *K.7, K.8, K.9, K.10, K.11, K.12, K.13, K.14*

Таблица 3. Опорни реакции в куполи *K.15÷K.24*

		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ									
		K.15	K.16	K.17	K.18	K.19	K.20	K.21	K.22	K.23	K.24
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	15,398	15,459	15,226	14,847	14,853	14,731	14,599	13,116	11,089	10,883
	т.2	15,421	15,478	15,243	14,862	14,851	14,735	14,614	13,152	11,13	10,93
	т.3	15,563	15,615	15,39	15,034	14,973	14,859	14,717	13,242	11,226	11,027
	т.4	15,709	15,753	15,53	15,18	15,089	14,999	14,866	13,481	11,514	11,326
	т.5	15,918	15,963	15,749	15,419	15,346	15,306	15,176	13,906	12,01	11,823
	т.6	16,178	16,233	16,04	15,74	15,79	15,861	15,765	14,645	12,841	12,642
	т.7	16,498	16,584	16,428	16,171	16,549	16,842	16,858	15,923	14,258	14,028
	т.8	16,9	17,059	16,968	16,771	17,854	18,558	18,845	18,128	16,688	16,396
	т.9	17,424	17,751	17,778	17,667	20,087	21,512	22,34	21,862	20,794	20,389
	т.10	18,173	18,874	19,117	19,13	23,825	26,421	28,142	27,914	27,448	26,876
	т.11	19,43	20,929	21,569	21,762	29,877	34,11	36,972	37,012	37,483	36,758
	т.12	22,052	25,123	26,485	26,945	39,24	45,115	48,819	49,204	51,027	50,415
	т.13	28,732	34,422	37,001	37,837	52,855	58,849	61,956	62,926	66,395	66,586
	т.14	48,004	56,036	60,138	61,322	70,95	72,559	72,328	74,381	79,289	80,637
	т.15	104,079	105,342	107,897	108,239	91,516	81,358	75,18	79,382	82,323	83,87
	т.16	244,44	202,215	182,106	180,994	107,542	83,098	72,244	76,569	80,059	81,712
	т.17	104,079	105,342	107,897	108,239	91,516	81,358	75,18	79,382	82,323	83,87
	т.18	48,004	56,036	60,138	61,322	70,95	72,559	72,328	74,381	79,289	80,637
	т.19	28,732	34,422	37,001	37,837	52,855	58,849	61,956	62,926	66,395	66,586
	т.20	22,052	25,123	26,485	26,945	39,24	45,115	48,819	49,204	51,027	50,415
	т.21	19,43	20,929	21,569	21,762	29,877	34,11	36,972	37,012	37,483	36,758
	т.22	18,173	18,874	19,117	19,13	23,825	26,421	28,142	27,914	27,448	26,876
	т.23	17,424	17,751	17,778	17,667	20,087	21,512	22,34	21,862	20,794	20,389
	т.24	16,9	17,059	16,968	16,771	17,854	18,558	18,845	18,128	16,688	16,396
	т.25	16,498	16,584	16,428	16,171	16,549	16,842	16,858	15,923	14,258	14,028
	т.26	16,178	16,233	16,04	15,74	15,79	15,861	15,765	14,645	12,841	12,642
	т.27	15,918	15,963	15,749	15,419	15,346	15,306	15,176	13,906	12,01	11,823
	т.28	15,709	15,753	15,53	15,18	15,089	14,999	14,866	13,481	11,514	11,326
	т.29	15,563	15,615	15,39	15,034	14,973	14,859	14,717	13,242	11,226	11,027
	т.30	15,421	15,478	15,243	14,862	14,851	14,735	14,614	13,152	11,13	10,93

На фиг. 6 са показани в графичен вид получените резултати за куполи *K.15÷K.24*.

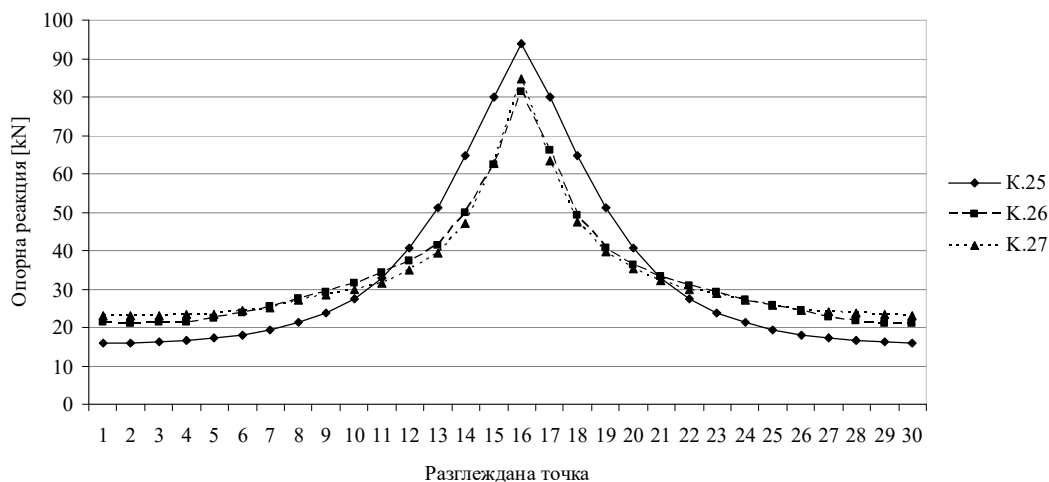


Фигура 6. Опорни реакции за куполи *K.15÷K.24*

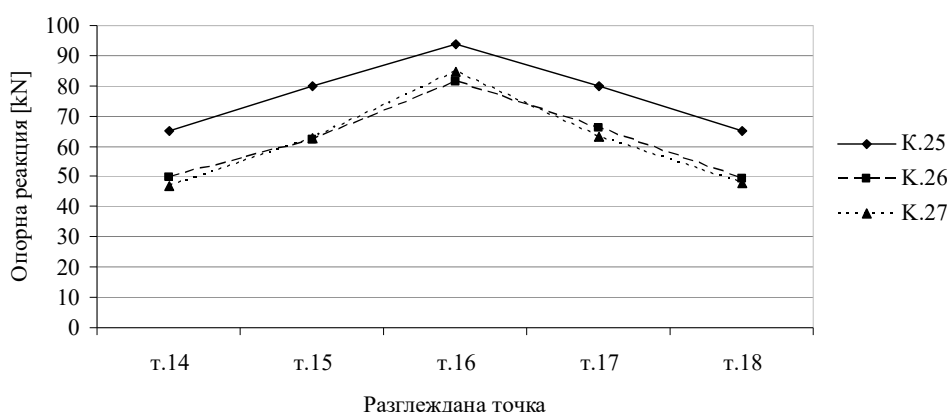
Таблица 4. Опорни реакции в куполи *K.25÷K.27*

		ВИД КУПОЛ		
		K.25	K.26	K.27
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	15,807	21,349	22,998
	т.2	15,881	21,027	23,044
	т.3	16,11	21,27	23,171
	т.4	16,517	21,373	23,445
	т.5	17,144	22,502	23,54
	т.6	18,056	23,893	24,494
	т.7	19,358	25,472	25,098
	т.8	21,207	27,386	27,114
	т.9	23,838	29,314	28,541
	т.10	27,595	31,519	29,92
	т.11	32,966	34,083	31,534
	т.12	40,592	37,184	34,955
	т.13	51,136	41,204	39,231
	т.14	64,906	49,746	46,995
	т.15	79,875	62,337	62,812
		ВИД КУПОЛ		
		K.25	K.26	K.27
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.16	93,831	81,338	84,645
	т.17	79,875	65,977	63,312
	т.18	64,906	49,128	47,616
	т.19	51,136	40,826	39,785
	т.20	40,592	36,127	35,1
	т.21	32,966	33,319	32,37
	т.22	27,595	30,926	29,951
	т.23	23,838	29,049	28,82
	т.24	21,207	27,219	27,286
	т.25	19,358	25,619	25,696
	т.26	18,056	24,274	24,484
	т.27	17,144	22,842	24,021
	т.28	16,517	21,687	23,635
	т.29	16,11	21,155	23,292
	т.30	15,881	20,855	23,094

На фиг. 7 и фиг. 8 са показани в графичен вид получените резултати за куполи *K.25÷K.27*.



Фигура 7. Опорни реакции за куполи *K.25÷K.27*

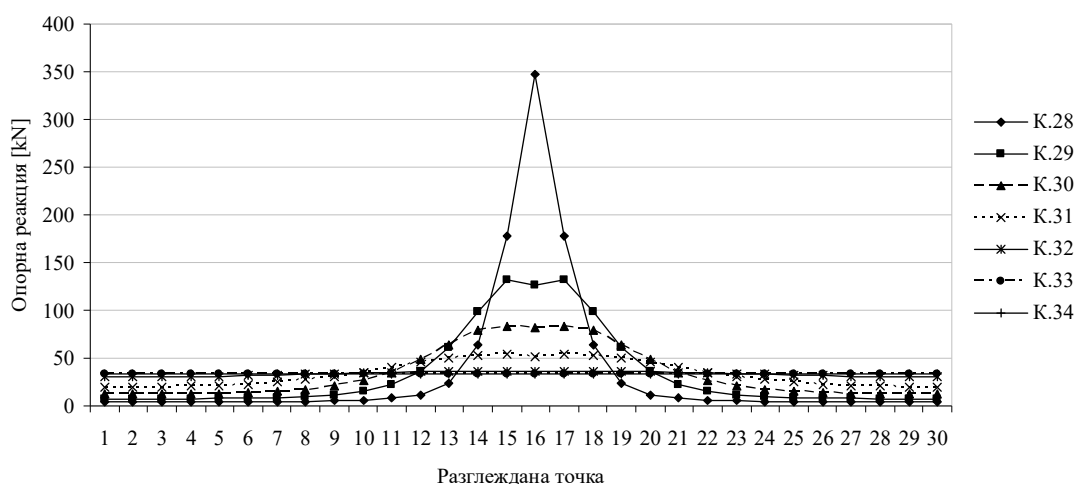


Фигура 8. Опорни реакции във възли 14÷18 за куполи K.25÷K.27

Таблица 5. Опорни реакции в куполи K.28÷K.34

		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ						
		K.28	K.29	K.30	K.31	K.32	K.33	K.34
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	3,665	7,155	11,834	19,42	30,318	32,742	33,319
	т.2	3,676	7,193	11,902	19,53	30,366	32,755	33,316
	т.3	3,711	7,309	12,111	19,875	30,511	32,792	33,323
	т.4	3,772	7,509	12,477	20,493	30,752	32,851	33,324
	т.5	3,868	7,805	13,039	21,453	31,093	32,932	33,328
	т.6	4,017	8,223	13,879	22,854	31,532	33,03	33,334
	т.7	4,253	8,826	15,168	24,818	32,068	33,143	33,337
	т.8	4,635	9,78	17,237	27,473	32,692	33,264	33,338
	т.9	5,242	11,496	20,664	30,917	33,389	33,39	33,339
	т.10	6,197	14,922	26,323	35,158	34,133	33,515	33,339
	т.11	7,848	21,993	35,256	40,055	34,886	33,633	33,339
	т.12	11,724	36,034	48,152	45,26	35,605	33,74	33,339
	т.13	23,932	61,176	64,186	50,121	36,223	33,831	33,339
	т.14	63,944	98,416	79,087	53,381	36,643	33,894	33,339
	т.15	177,7	132,358	83,93	53,553	36,659	33,916	33,338
	т.16	347,297	126,764	81,341	50,698	36,574	33,886	33,338
	т.17	177,7	132,358	83,93	53,553	36,659	33,916	33,338
	т.18	63,944	98,416	79,087	53,381	36,643	33,894	33,339
	т.19	23,932	61,176	64,186	50,121	36,223	33,831	33,339
	т.20	11,724	36,034	48,152	45,26	35,605	33,74	33,339
	т.21	7,848	21,993	35,256	40,055	34,886	33,633	33,339
	т.22	6,197	14,922	26,323	35,158	34,133	33,515	33,339
	т.23	5,242	11,496	20,664	30,917	33,389	33,39	33,339
	т.24	4,635	9,78	17,237	27,473	32,692	33,264	33,338
	т.25	4,253	8,826	15,168	24,818	32,068	33,143	33,337
	т.26	4,017	8,223	13,879	22,854	31,532	33,03	33,334
	т.27	3,868	7,805	13,039	21,453	31,093	32,932	33,328
	т.28	3,772	7,509	12,477	20,493	30,752	32,851	33,324
	т.29	3,711	7,309	12,111	19,875	30,511	32,792	33,323
	т.30	3,676	7,193	11,902	19,53	30,366	32,755	33,316

На фиг. 9 са показани в графичен вид получените резултати за куполи K.28÷K.34.



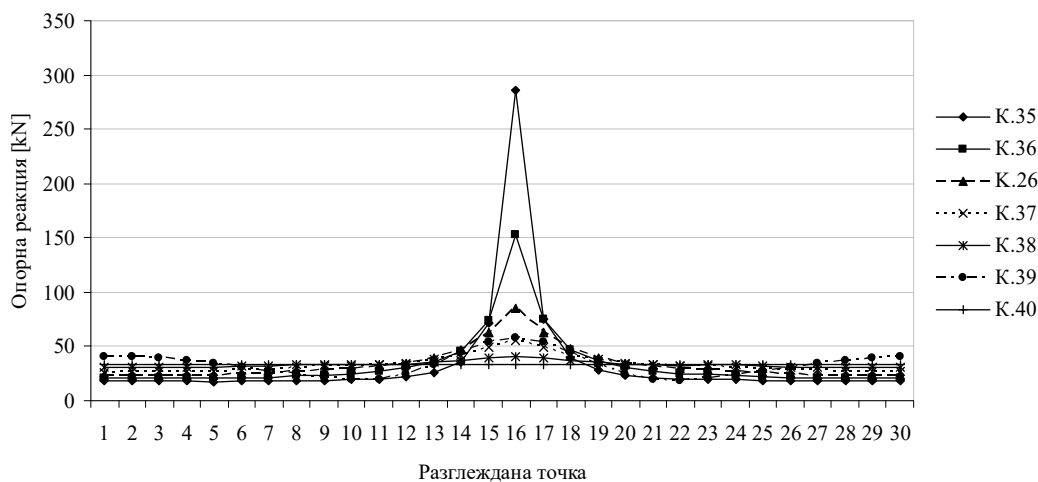
Фигура 9. Опорни реакции за куполи K.28÷K.34

Таблица 6. Опорни реакции в куполи K.26, K.35÷K.40

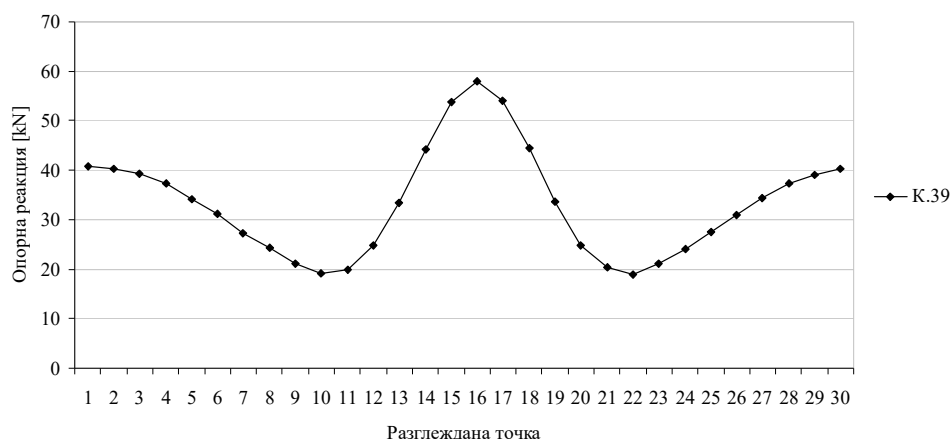
		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ						
		K.35	K.36	K.26	K.37	K.38	K.39	K.40
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.1	16,906	19,509	21,349	26,229	28,363	39,349	32,292
	т.2	16,717	19,199	21,027	25,8	27,973	38,256	32,686
	т.3	16,883	19,325	21,27	25,974	28,369	36,985	32,634
	т.4	16,816	19,248	21,373	25,925	28,632	34,737	32,251
	т.5	17,431	20,001	22,502	26,961	30,106	32,944	32,924
	т.6	18,104	20,895	23,893	28,164	31,734	30,843	33,667
	т.7	18,764	21,868	25,472	29,365	33,209	28,441	34,194
	т.8	19,523	23,072	27,386	30,703	34,607	26,399	34,706
	т.9	20,182	24,296	29,314	31,78	35,392	24,903	34,741
	т.10	21,055	25,898	31,519	32,892	35,807	24,762	34,57
	т.11	22,451	28,158	34,083	34,208	35,963	26,461	34,267
	т.12	25,323	31,75	37,184	35,839	35,707	29,923	33,504
	т.13	30,634	37,256	41,204	38,346	35,532	34,778	32,655
	т.14	45,837	50,47	49,746	43,651	36,459	41,067	32,42
	т.15	78,279	76,111	62,337	49,39	37,032	45,288	31,845

		ВИД ИЗСЛЕДВАН КУПОЛ						
		K.35	K.36	K.26	K.37	K.38	K.39	K.40
ОПОРНА РЕАКЦИЯ	т.16	266,59	145,74	81,338	55,122	38,284	48,033	32,271
	т.17	104,06	85,695	65,977	51,208	38,005	46,611	32,566
	т.18	36,447	48,152	49,128	43,531	36,537	41,085	32,547
	т.19	23,015	36,022	40,826	38,015	35,094	34,528	32,197
	т.20	18,146	29,691	36,127	35,076	35,031	29,323	32,888
	т.21	17,069	26,705	33,319	33,574	35,316	25,963	33,642
	т.22	16,799	24,731	30,926	32,44	35,376	24,455	34,175
	т.23	16,896	23,519	29,049	31,651	35,311	24,86	34,69
	т.24	16,927	22,487	27,219	30,65	34,599	26,424	34,728
	т.25	16,91	21,646	25,619	29,637	33,547	28,771	34,562
	т.26	16,856	20,956	24,274	28,671	32,308	31,392	34,264
	т.27	16,548	20,1	22,842	27,422	30,634	33,533	33,51
	т.28	16,242	19,379	21,687	26,32	29,071	35,127	32,687
	т.29	16,269	19,129	21,155	25,869	28,267	36,904	32,545
	т.30	16,318	18,993	20,855	25,586	27,737	37,853	32,37

На фиг. 10 и фиг. 11 са показани в графичен вид получените резултати за куполи K.35÷K.40.



Фигура 10. Опорни реакции за куполи K.26, K.35÷K.40



Фигура 11. Опорни реакции за купол *K.39*

Заклучение и изводи

От съпоставяне на изчислителните резултати, могат да се направят следните по-съществени изводи:

- Коровата връзка между възлите от радиалните ферми и вътрешните разпределителни пръстени, виж фиг.1а – 1), 2), води до съществено намаляване на опорната реакция на натоварената ферма и увеличаване на тези на съседните, виж табл.1 – *K.1, K.2* и фиг.3. Дължи се на наличието на огъващи моменти и напречна сила в прътите от споменатите пръстени. Този ефект е по-засилен при двоен вътрешен разпределителен пръстен, табл.1, купол *K.3*. Подобни изводи могат да се направят и при натоварване в по-горните възли от фермата, виж табл.2 и табл.3.

- Добавянето на укрепващи връзки в пръстеновидно направление по долен пояс между радиалните ферми, виж фиг.1а – 3), 8), 9) и фиг.1б – 16), 17), 18), не води до съществен ефект, виж табл.1 – *K.3*, табл.2 – *K.8, K.9* и табл.3 – *K.16, K.17, K.18*.

- Наличието на вертикални диагонални връзки, т.е. връзки свързващи възли от горен и долен пояс на две съседни радиални ферми, виж фиг.1а – 4), 10), 11) и фиг.1б – 19), 20), 21), силно преразпределя усилията във фермите и води до чувствително (двойно) намаляване на вертикалната опорна реакция в натоварената ферма и съществено увеличаване на тези на съседните, виж табл.1 – *K.4*, табл.2 – *K.10, K.11* и табл.3 – *K.19, K.20, K.21*. Наблюдаваното силно преразпределение е вследствие на осовата коравина на диагоналите. Сходни, но както може да се предположи, още по-изразени, са ефектите и при сила, приложена в по-горни фермови възли, виж фиг.1а – 10), 11), фиг.1б – 19), 20), 21), табл.2 – *K.10, K.11* и табл.3 – *K.19, K.20, K.21*.

- Добавянето на хоризонтални укрепващи връзки по горен пояс, т.е. връзки свързващи възли от горен пояс на две съседни радиални ферми, виж фиг.1а – 5), 12) и фиг.1б – 13), 14), 22), 23), 24), води също до съществено намаляване на вертикалната опорна реакция в натоварената ферма и преразпределение в съседните, виж табл.1 – *K.5*, табл.2 – *K.12, K.13, K.14* и табл.3 – *K.22, K.23, K.24*.

- Хоризонталните укрепващи връзки по долен пояс между радиалните ферми, виж фиг.1а – 6) и фиг.1б – 14), имат по-малък принос за преразпределение на реакциите между опорите, виж табл.1 – *K.6* и табл.2 – *K.14*.

- Допълнителните прътови конфигурации на куполи *K.12* и *K.13* в сравнение с *K.11*, виж фиг.1а – 11), 12) и фиг.1б – 13), не водят до съществен ефект, виж табл.2 – *K.11, K.12, K.13*. Наблюдава се единствено намалени по стойност реакции в по-отдалечените опори за сметка на по-близките;

- При куполи от *K.21* до *K.24*, виж фиг.1б – 21), 24) е налице и известно засвояване в силовия поток, виж табл.3 – *K.21, K.24*. Допълнително изясняване на този ефект може

да се направи въз основа на фиг.9, онагледяваща резултатите за куполи от **K.28** до **K.34**. Засводяването е най-засилено при **K.29**, т.е. при сила, приложена в третия фермов възел. Може да се обясни с местоположението му, т.е. най-близко до средата на фермата;

- прътовата конфигурация на **K.24** има опорни реакции близки до тези на непрекъснат купол с еквивалентна вертикална коравина в приложната точка на силата.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Malla R. Serrette R.: Double-Layer Grids: Review of Static and Thermal Analysis Methods, Journal of Structural Engineering, August 1996, p.873-881.
- [2] Malla R. Serrette R.: Double-Layer Grids: Review of Dinamic Analysis Methods and Special Topics, Journal of Structural Engineering, August 1996, p.882-892.
- [3] Smith E.: Space Truss Nonlinear Analysis, Journal of Structural Engineering 1984, p.688-705.
- [4] Vasek M.: Non-Linear Small Strain-Separate Effects Solution of 3D Beam System, Computational Mechanics, Barcelona, Spain, 1998.
- [5] See T., McConnel R.: Large Displacement Elastic Buckling of Space Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE 112(5), 1986, p.1052-1069.
- [6] Ikarashi K. Kato S.: Elasto-Plastic Dynamic Buckling Analysis of Reticular Domes Subjected to Earthquake Motion, Int. Journal of Space Structures, Vol.12, No.3&4, 1997, p.205-215.
- [7] Brodka J., Czehlowski A., Grudka A., Kowal Z., Lubinski M.: Przekricia Strukturalne, Arkady, Warszawa, 1985.
- [8] El-Sheikh A.I.: Sensitivity of Composite and Non-Composite Space Trusses to Member Loss, Int.Journal of Space Structures, Vol.9, No.2, 1994, p.107-119
- [9] Levy R., Hanaor A., Rizzuto N.: Experimental Investigation of Prestressing in Double-Layer Grids, Int. Journal of Space Structures, Vol.9, No.1, 1994, p.21-25.
- [10] El-Sheikh A.I.: Sensitivity of Space Trusses to Sudden Member Loss, Int. Journal of Space Structures, Vol.12, No.1, 1997, p.31-41.
- [11] El-Sheikh A.I.: Design of Web members in Space Trusse, Int. Journal of Space Structures, Vol.14, No.1, 1999, p.25-33.
- [12] See T. McConnel R.: Large Displacement Elastic Buckling of Space Structures, Journal of Structural Engineering, Vol.112, No.5, May 1986, pp. 1052-1069
- [13] Цветков Ст., Проектиране на стоманени дъговидни покриви и осъществяване връзката „стомана-бетон(стоманобетон)“ при основите, IX Международна научна конференция по архитектура и строителство ArCivE 2019 Варна, България, Доклад 86, стр. 811-820 ISSN: 2535-078.
- [14] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Втора: Подготовка на курсов проект (Проектиране на резервоари), ВСУ, С., 2014 (ISBN 978-954-331-058-6).
- [15] Stoyanova I., Hristov T., “Comparative analysis between by classic solutions methods of flat slab and numerical solutions. Verification of finite elements”, 18-th International Symposium MASE 2019, 2-5 October 2019, Ohrid, North Macedonia, ISBN 978-608 4510-35-2, on USB, pp. 1020-1029.
- [16] Stoyanova I, T Christov, “Response of a reinforced concrete cantilever beam subject to impulse impact loads”, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, vol. 951 SJR=0.19 (2018)), Web of Science (CPCI) 012015 IOP Publishing, DOI:10.1088/1757-899X/951/1/012015.

СЕИЗМИЧЕН „TIME HISTORY“ АНАЛИЗ НА ЗАСИПАН ДЪГОВИДЕН СТОМАТОБЕТОНОВ ПЪТЕН МОСТ

Константин Казаков¹, Лена Михова^{2,*}, Дончо Партов³

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

* Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

SEISMIC TIME HISTORY ANALYSIS OF BURIED ARCH REINFORCED BRIDGE

Konstantin Kazakov¹, Lena Mihova^{2,*}, Doncho Partov³

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

* University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia

Abstract: Seismic response of the bridge's structure is studied. Three representative strong earthquakes for the Balkan Peninsula are considered – Vrancea 1976, Kalamata 1986, Pernik 2012. Dynamic analysis is performed using time history of acceleration for the input motion. FE model by the Plaxis 2D software is created of the soil-structure interaction. Dashpots are applied as supports of the soil body for simulation of the infinite soil space in the numerical analysis. The Hardening-Soil-Small (HSS) constitutive model is used for the soil. This constitutive model is a new scientific achievement which works with more than ten material parameters and can describe the mechanical behavior of the soil with a high accuracy. The most important feature of the HSS model is the determination of the soil stiffness degradation during the earthquake. Additional Rayleigh's viscose damping of 5% is applied to the soil. Seismic time history analysis of the bridge structure is compared with the pseudostatic analysis involved in the Eurocode 8.

Key words: FEM, constitutive model HSsmall, earthquake, time history analysis, PGA, acceleration, G-modulus of the soil

1. Въведение

Механичното поведение на засипания пътен мост „Три водици“, с ширина 15,29 m и височина 8,67 m, е изследван с помощта на числени модели по МКЕ в редица публикации [1]-[5]. В настоящата публикация е направен сравнителен анализ на реакцията на мостовата конструкция от три знакови за Балканския полуостров

¹ Konstantin Kazakov, Prof., DSc. Eng., 175 Suhodolska street, Sofia, Department of Mechanics&Mathematics, Univ. Str. Eng. and Arch.; e-mail: kazakov@abv.bg

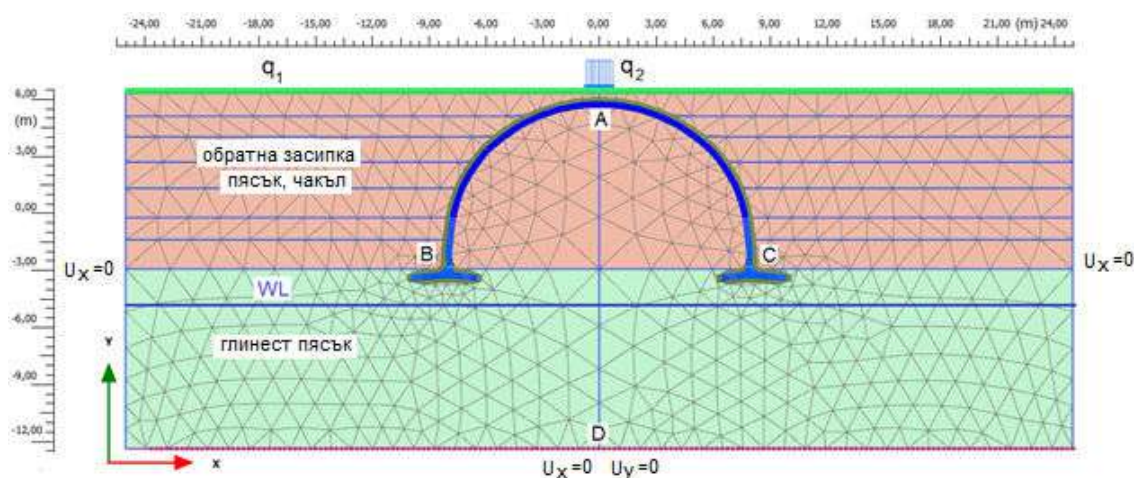
² Lena Mihova, Prof., PhD, 1 Hr. Smirnenski Blvd., Sofia, Department of Geotechnics, UACEG; e-mail: l_mihova@yahoo.com

³ Doncho Partov, Prof., PhD, 175 Suhodolska Str., Sofia, Department of Mechanics&Mathematics, Univ. Str. Eng. and Arch.; e-mail: partov@vsu.bg

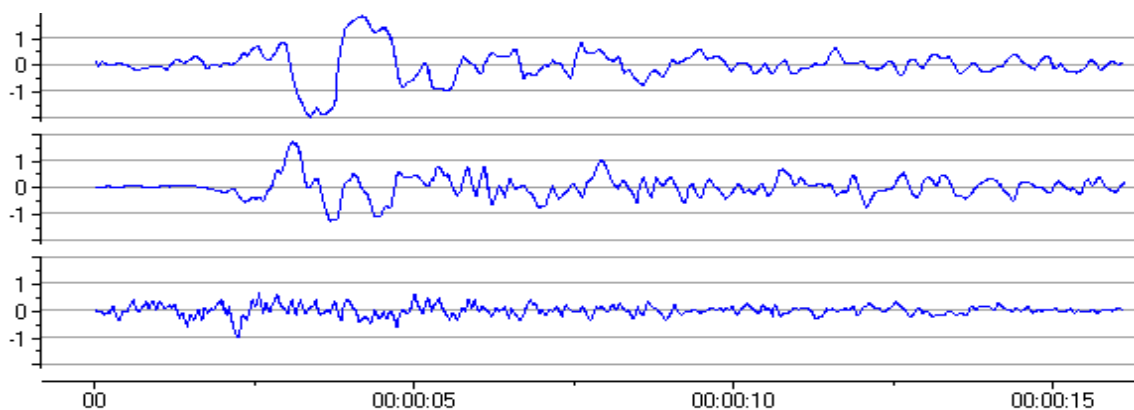
земетресения - Вранча (1976г.), Каламата (1986г.) и Перник (2012г.), на базата на модел по МКЕ [5], разработен със софтуера Plaxis. Решенията са проведени като „time history“ анализи със земетръсно натоварване във вид на акселерограми и с използване на авангардния конститутивен модел за почви HSS (Hardening Soil-Small). Този тип анализи адекватно моделират поведението на конструкцията и нейното взаимодействие с околния почвен масив, тъй като, въвеждайки фактора „време“, те дават възможност да бъде отчетена деградацията на коравината на почвата при земетръсното натоварване. Деградацията на коравината на почвата при динамично натоварване е установена от редица автори. Обикновено тя се представя във вид на графична или аналитична зависимост на G -модула на почвата от развитието на деформациите на срязване γ в почвата в процеса на натоварването [6]-[12]. Аналогични изследвания на поведението на транспортни почвени съоръжения при действие на земетресения Вранча (1976г.) и Каламата (1986г.), са проведени в труда [13]. В допълнение, в настоящата публикация максималната реакция на мостовата конструкция от динамичните решения е сравнена с тази от псевдостатичния земетръсен анализ, проведен в [5] в съответствие с Еврокод 8 [14].

2. Модел по МКЕ

На фиг. 1 е показан моделът по МКЕ, като детайлите за него са описани в източника [5]. В табл. 1 са представени материалните параметри за почвените видове в съответствие с използвания в настоящето изследване конститутивен модел Hardening Soil-Small (HSS) [15]. Характеристиките на земетресенията за проведените „time history“ анализи са представени на фиг. 2-7 и табл. 2.



Фигура 1. Модел по МКЕ на пътен мост „Три водици“ [5]

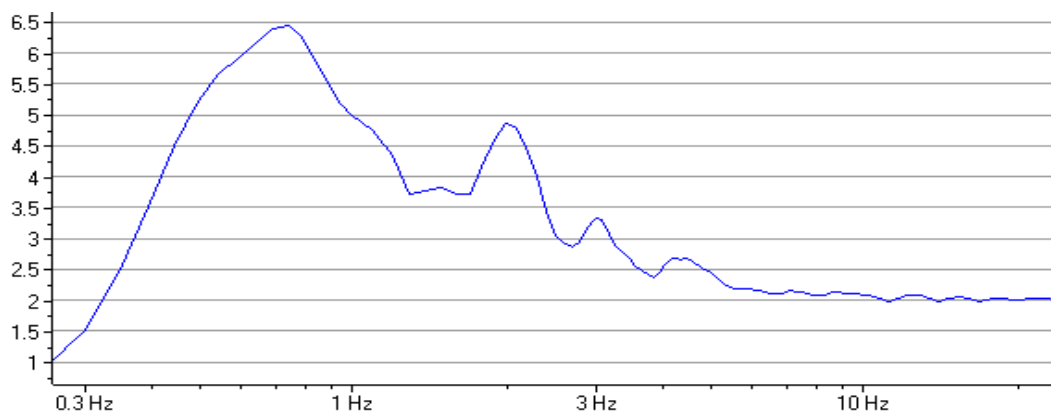


Фигура 2. Земетресение Вранча, 1976г.: акселерограми по направление x, y, z

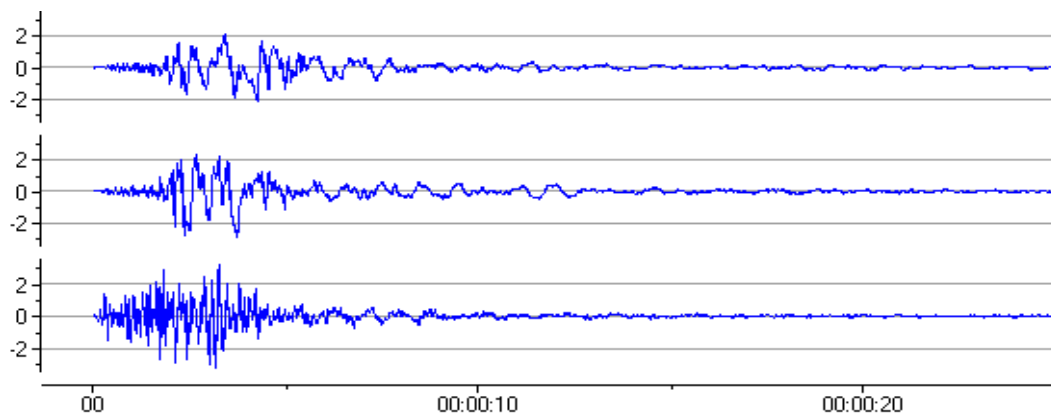
(абсциса – време, sec; ордината – ускорение, m/s^2)

Таблица 1. Почвени параметри в съответствие с конститутивния модел HSS

Параметър	Озна- чение	Димен- сия	Земна основа (Глинест пясък)	Обратна засипка (Пясък, чакъл)
Естествено обемно тегло	γ_n	kN/m^3	18	18
Обемно тегло на водонаситена почва	γ_r	kN/m^3	20	-
Референтно напрежение	p_{ref}	kPa	100	100
Оedomетричен модул при p_{ref}	$E_{oed,ref}$	kPa	20 000	50 000
Модул при 50% от якостта при p_{ref}	$E_{50,ref}$	kPa	20 000	50 000
Модул при разтоварване при p_{ref}	$E_{ur,ref}$	kPa	60 000	150 000
Начален модул на срязване при p_{ref}	$G_{0,ref}$	kPa	120 000	30 000
Коефициент на <i>Poisson</i>	ν'	-	0,3	0,3
Коеф. на <i>Poisson</i> при разтоварване	ν_{ur}	-	0,2	0,2
Срязващи деформации при 30% редукия на модула на срязване	$\gamma_{0.7}$	%	0,05	0,003
Параметър n	n	-	0,6	0,5
Параметър m	m	-	0,6	0,5
Параметър R_f	R_f	-	0,9	0,9
Ъгъл на вътрешно триене	φ	°	29	38
Кохезия	c	kPa	10	5
Ъгъл на дилатация	ψ	°	0	8
Коефициент на натиск в покой	k_0	-	0,515	0,380



Фигура 3. Земетресение Вранча, 1976г.: честотен състав
(абсциса – честота, Hz; ордината – ускорение, $m/s^2 \cdot 10^{-2}$)

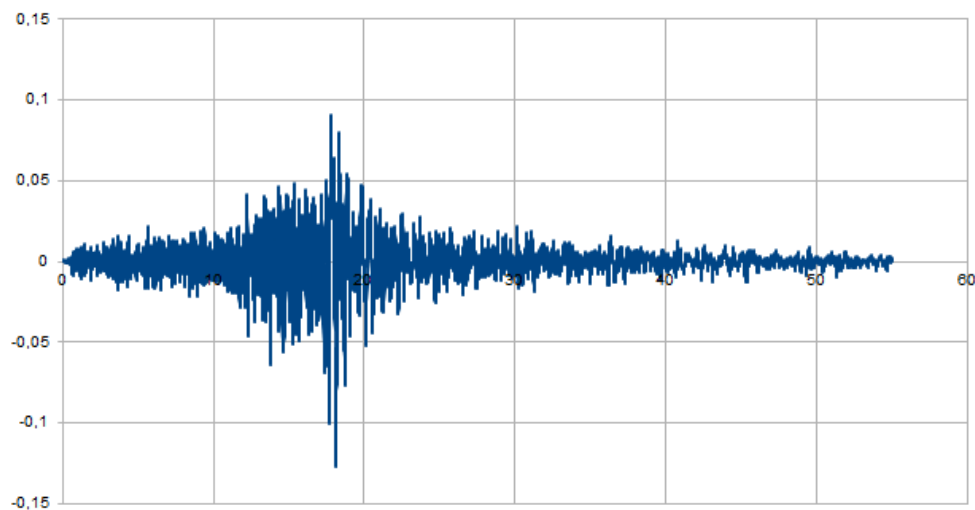


Фигура 4. Земетресение Каламата, 1986г.: акселерограми по направление x,y,z

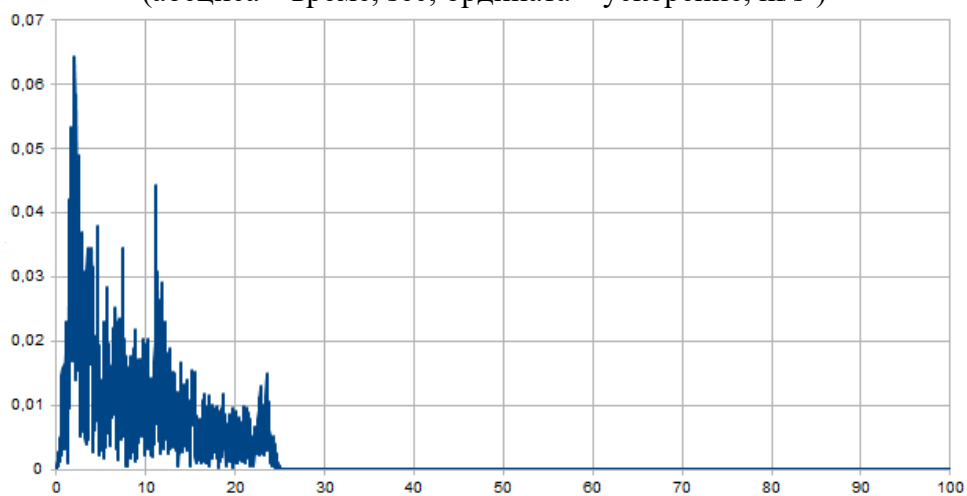
(абсциса – време, sec; ордината – ускорение, m/s^2)



Фигура 5. Земетресение Каламата, 1986г.: честотен състав
(абсциса – честота, Hz; ордината – ускорение, $m/s^2 \cdot 10^{-2}$)



Фигура 6. Земетресение Перник, 2012г.: акселерограма по направление x
(абсциса – време, sec; ордината – ускорение, m/s^2)



Фигура 7. Земетресение Перник, 2012г.: честотен състав-спекър на ускорението по Fourier (абсциса – честота, Hz; ордината – ускорение, m/s^2)

Таблица 2. Показатели на земетресенията

Земетресение	PGA, g	Преобладаваща честота, f_p (Hz)
Вранча, 1976 г.	0,19	0,8
Каламата, 1986 г.	0,21	3
Перник, 2012 г.	0,23	2

Вискозните свойства на почвата, триенето между частиците и развитието на пластични деформации предизвикват затихване на силата на земетръсното въздействие в почвения масив. Конститутивният модел HSS частично отчита тази особеност и затова се въвежда допълнително затихване по теорията на Rayleigh [16], което се дефинира с коефициенти на вискозно демпфиране α и β . Стойностите на коефициентите α и β са определени чрез подхода, предложен в [17] и [18], на базата на две целеви честоти – тези на земната основа f_1 (Hz) и на земетръсното въздействие f_p (Hz). Честотата на земната основа е определена по формулата [19]

$$(1) \quad f_1 = V_s / (4H),$$

където: V_s е скоростта на разпространение на срязващите вълни; H – мощност на почвения масив.

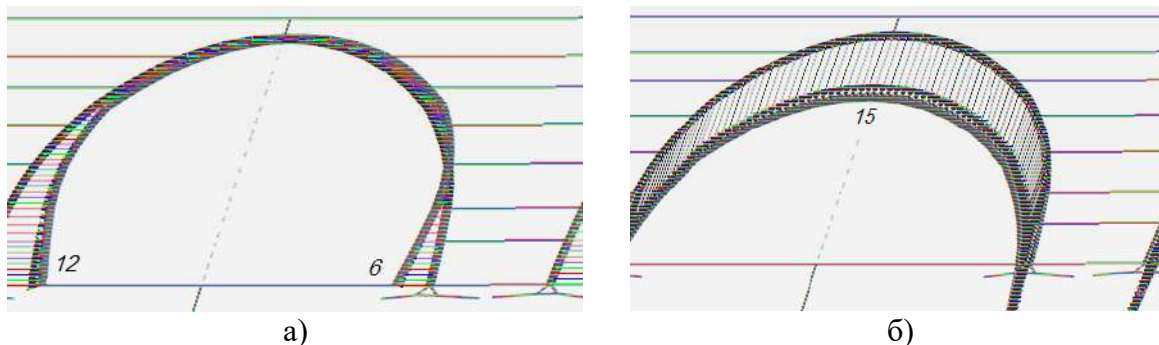
За усреднените стойности на земната основа $H = 50 \text{ m}$ и $V_s = 200 \text{ m/s}^2$ е получена стойността $f_1 = 1 \text{ Hz}$.

В съответствие с препоръките в литературните източници, за почвата е прието вискозно демпфиране от 5% по Rayleigh. Получени са следните стойности на коефициентите α и β :

- Земетресение Вранча, 1976г. - $\alpha = 0,4712$, $\beta = 3,979 \cdot 10^{-3}$;
- Земетресение Каламата, 1986г. - $\alpha = 0,4712$, $\beta = 3,979 \cdot 10^{-3}$;
- Земетресение Перник, 2012г. - $\alpha = 0,3141$, $\beta = 7,958 \cdot 10^{-3}$.

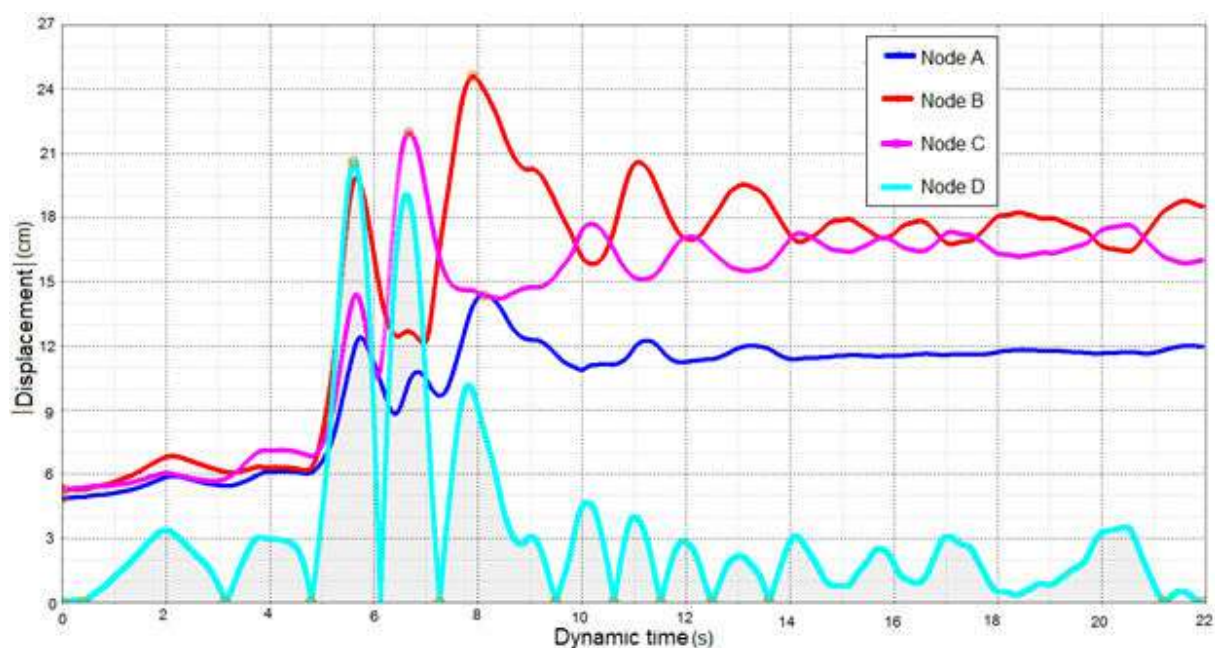
3. Резултати от „time history“ анализите

3.1. Земетресение Вранча, 1976г.

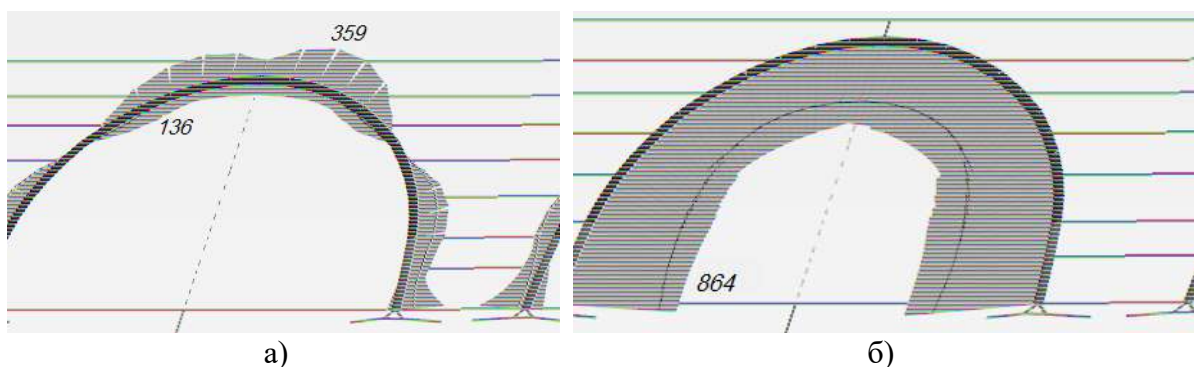


Фигура 8. Земетресение Вранча, 1976г.:

а) Горизонтално преместване U_x (cm); б) Вертикално преместване U_y (cm)

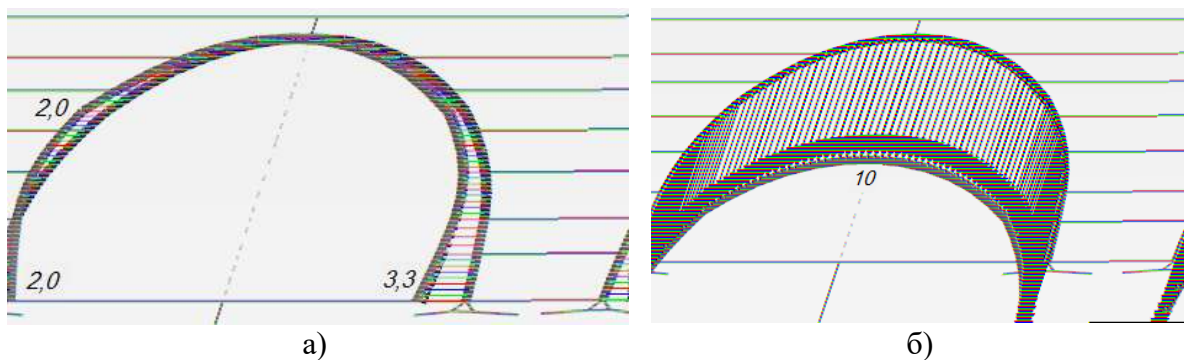


Фигура 9. Земетресение Вранча, 1976 г.:
Преместване/време на точки А, В, С и D от фиг. 1

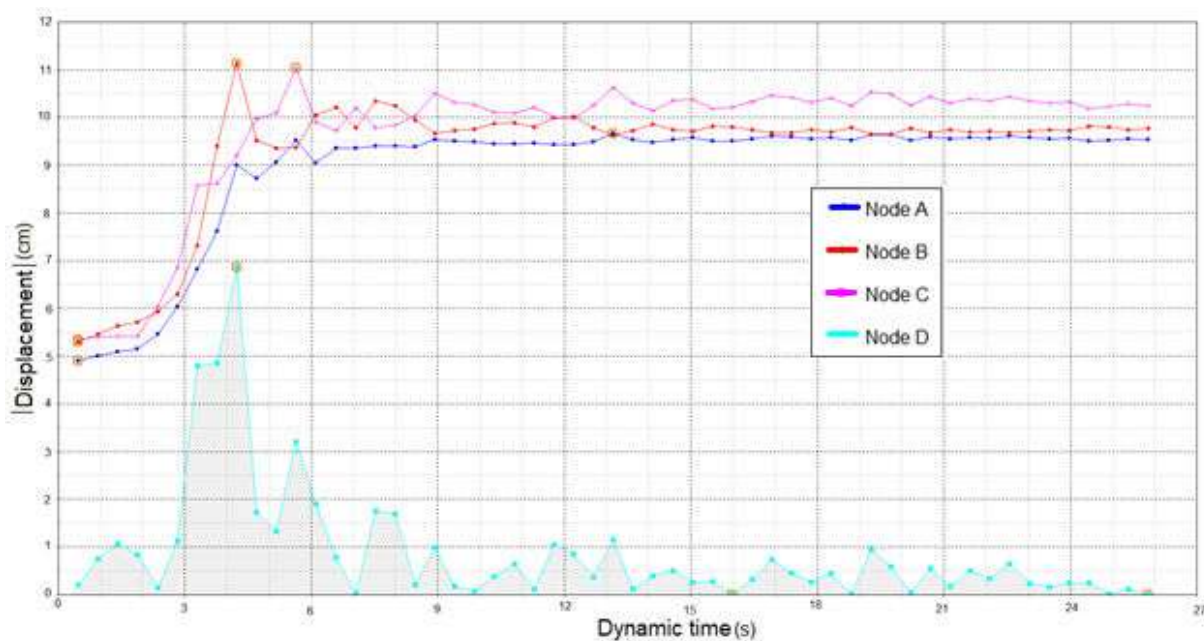


Фигура 10. Земетресение Вранча 1976 г. Обвивни диаграми на:
а) Огъващи моменти M (kNm); б) Нормални усилия N (kN)

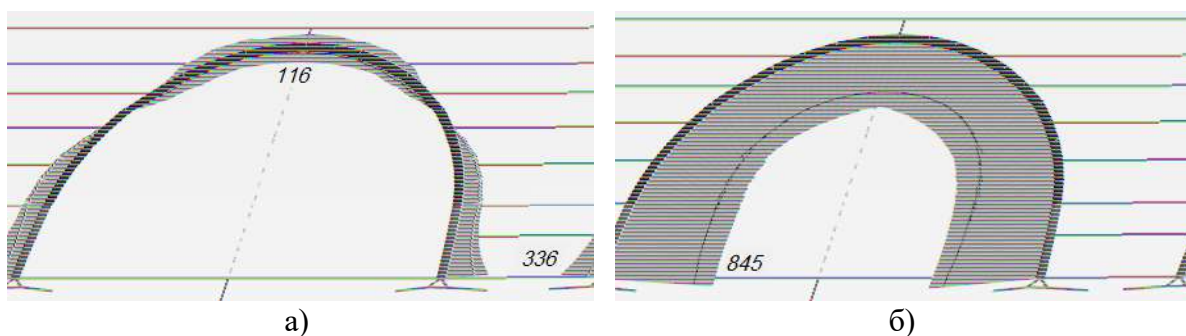
3.2. Земетресение Каламата, 1986г.



Фигура 11. Земетресение Каламата, 1986 г.:
а) Хоризонтално преместване U_x (cm); б) Вертикално преместване U_y (cm)

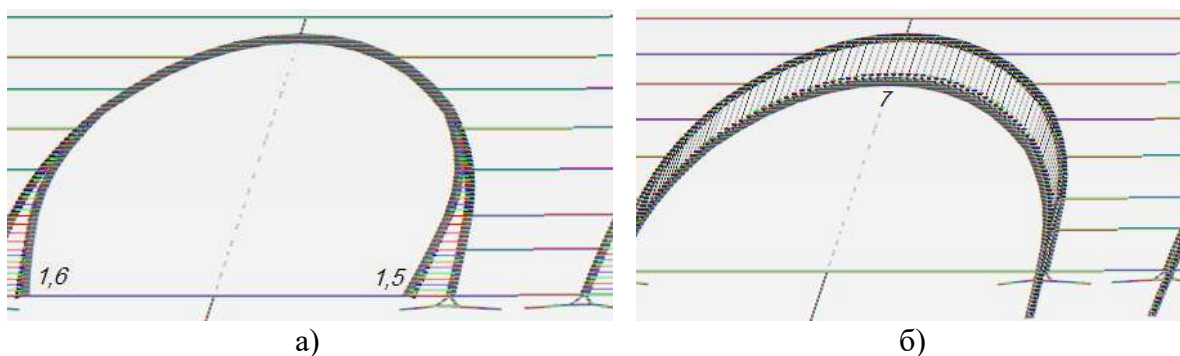


Фигура 12. Земетресение Каламата, 1986г.:
„Преместване/време“ на точки А, В, С и D от фиг. 1

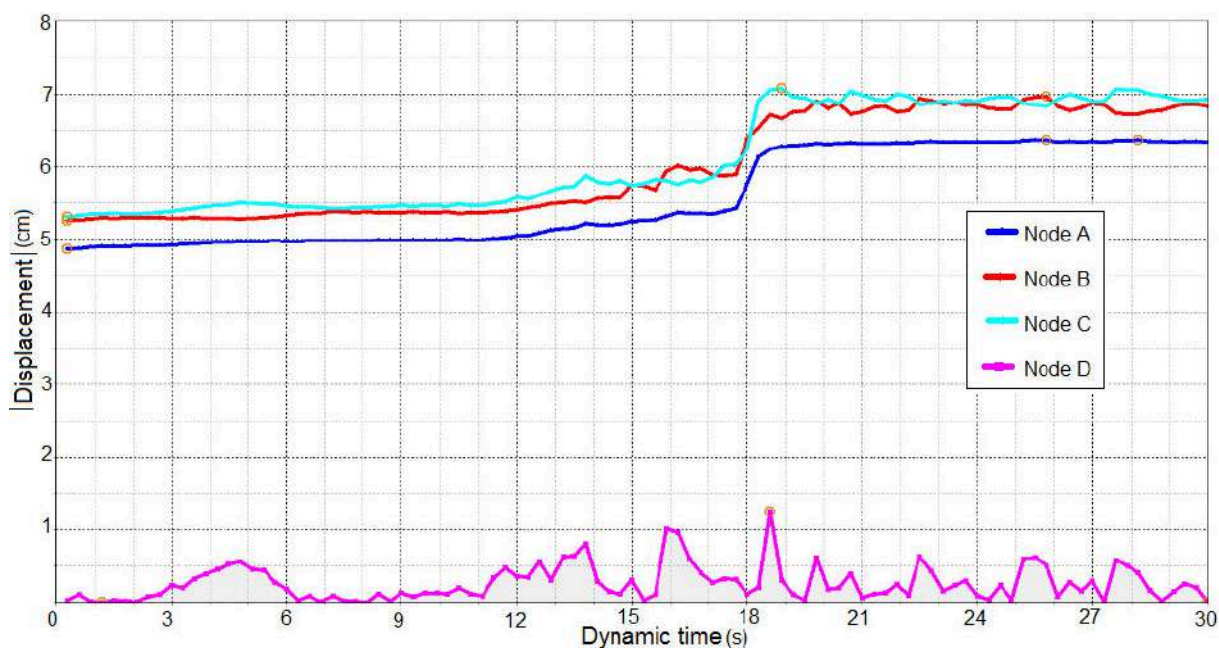


Фигура 13. Земетресение Каламата, 1986 г. Обвивни диаграми на:
а) Огъващи моменти M (kNm); б) Нормални усилия N (kN)

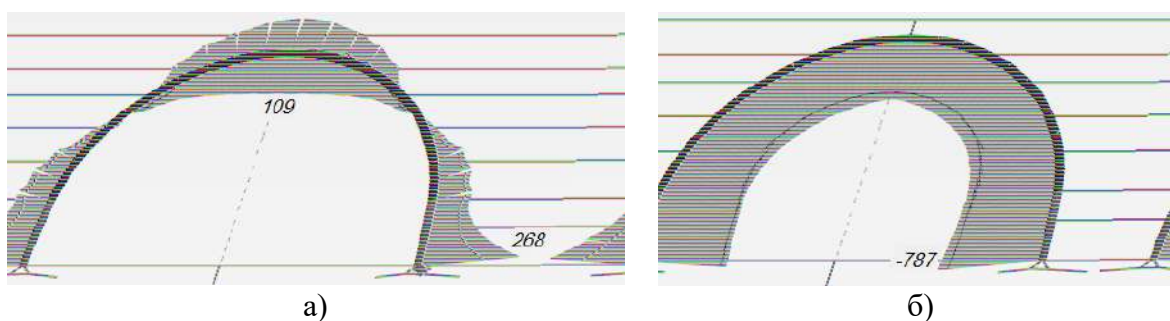
3.3. Земетресение Перник



Фигура 14. Земетресение Перник, 2012 г.:
а) Горизонтално преместване U_x (cm); б) Вертикално преместване U_y (cm)



Фигура 15. Земетресение Перник, 2012 г.:
„Преместване/време“ на точки А, В, С и D от фиг. 1



Фигура 16. Земетресение Перник, 2012 г. Обвивни диаграми на:
а) Огъващи моменти M (kNm); б) Нормални усилия N (kN)

3.4. Анализ на резултатите

Таблица 3. Максимални стойности на реакцията на конструкцията

Земетресение	$U_{x,max}$ (cm)	$U_{y,max}$ (cm)	M_{max} (kNm)	N_{max} (kN)
Вранча, 1976	12,0	15,0	359	864
Каламата, 1986	3,3	10,0	336	845
Перник, 2012	1,6	7,0	268	787
Псевдостатичен анализ [5]	1,4	5,3	179	658

- Земетресението Вранча е със стойност на преобладаваща честота 0,8 Hz, близка до стойността на собствената честота на земната основа, която, определена с усреднени почвени характеристики, е 1 Hz. Ето защо, въпреки, че при земетресението Вранча стойността на PGA е най-ниска, показателите на реакцията на конструкцията – премествания и усилия – имат най-високи

стойности, като разликите са по-изразителни при преместванията. Максималното хоризонтално преместване $U_{x,max}$ при земетресението Вранча е съответно 3,6 и 7,5 пъти по-голямо от това при земетресение Каламата и при земетресението Перник. Максималното вертикално преместване $U_{y,max}$ при земетресението Вранча е съответно 1,5 и около 2 пъти по-голямо от това при земетресението Каламата и при земетресението Перник. Максималният огъващ момент M_{max} е съответно със 7% и с 25% по-голям от това при земетресението Каламата и при земетресението Перник, а максималното нормално усилие N_{max} е съответно с 2% и с 10% по-голямо от това при земетресението Каламата и при земетресението Перник.

- Най-ниски стойности на реакцията на конструкцията се получават при земетресението Перник, въпреки, че то има най-висока стойност на PGA. Причината е в локално изразената стойност на PGA на фона на значително по-ниски амплитуди на земетръсно ускорение.
- Псевдостатичният анализ, проведен в [5], дава значително по-ниски резултати за реакцията на конструкцията в сравнение с „time history“ анализите. Например, в сравнение с решението с акселерограма Вранча, при псевдостатичния анализ максималното хоризонтално преместване е 8,5 пъти по-малко, а вертикалното – 2,8 пъти. По отношение на максималните усилия разликите са следните: 3 пъти по-малък огъващ момент и 1,3 по-малко нормално усилие.

REFERENCES

- [1] Kazakov, K., Mihova, L., Partov, D., Finite element Modelling of the road buried arch bridge “Tri Vodici” in Bulgaria. 18th Int. Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE), Ohrid. ISBN 978-608-4510-36-9, 2019.
- [2] Kazakov, K., L., Partov, D., Soil-Structure Interaction Models of a Buried Arch Bridge in Plaxis 2D Software. XIX Int. Scientific Conf. by Construction and Architecture VSU'2019, Sofia, 2019.
- [3] Kazakov, K., Mihova, L., Partov, D., Comparative analysis of different finite element models of the soil-buried arch bridge interaction. Journal Building Materials and Structures – Journal for Research of Materials and Structures, Issue No. 4, pp. 15-28, Serbia, ISSN 2217-8139 (print), ISSN 2334-0229 (online), 2019.
- [4] Kazakov, K., Mihova, L., Partov, D., Constitutive models for FE analysis of pile founded buried arch bridge. IOP Conference Series: Material Science and Engineering, 951 012004, ISSN 1757-8981 (177-899X), 2020.
- [5] Kazakov K., I. Sulay, D. Partov, Seismic analysis of buried arch bridge. XX Int. Scientific Conf. by Construction and Architecture VSU'2020, Vol. 1, pp. 81-92, Sofia, 2020.
- [6] Vucetic M., R. Dobry, Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, 1991.
- [7] Seed H. B., I. M. Idriss, Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. University of California, Berkeley, Report No. EERC 70-10, 1970.
- [8] Ishihara, K. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Oxford University Press Inc., New York, 2003.
- [9] Zhang, J., Andrus, R. D., Juang, C. H. Normalized shear modulus and material damping ratio relationships. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131, pp. 453–464, 2005.

- [10] Martin, P., Seed, B. One-dimensional dynamics ground response analyses. Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 108, No. GT7, 1982.
- [11] Ishibashi, I., Zhang, X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191, 1993.
- [12] Kokusho, T., Yoshida, Y., Esashi, Y. Dynamic properties of soft clays for wide strain range. Soils and Foundations, 22, pp. 1-18, 1982.
- [13] Керенчев, Н., Инерционна устойчивост и деформации на откоси при сеизмично натоварване, дисертация за присъждане на ОНС „Доктор“, УАСГ, София, 2014.
- [14] Еврокод 8. БДС EN 1998-5: 2004. Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия.
- [15] Plaxis, Material Model Manual, 2015.
- [16] Rayleigh J. W. S., R. B. Lindsay, The theory of sound, Dover Publications, New York, 1945.
- [17] Hashash Y., D. Park, Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil dynamic earthquake engineering, 22 (7), pp. 611-624, 2002.
- [18] Hudson M., I. M. Idriss, M. Beikae, QUAD4M : A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. rev. 2003, Center for Geotechnical Modeling Dept. of Civil and Environmental Engineering University of California Davis, 2003.
- [19] Kramer, S. L., Geotechnical Earthquake Engineering. University of Washington, William J. Hall, 1996.

**ОТНОСНО РАЗРАБОТКАТО НА ЕКВИВАЛЕНТЕН РАМКОВ МОДЕЛ
ЗА НЕЛИНЕЕН СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА ЗИДАНИ СГРАДИ
И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ В БЪЛГАРСКАТА ПРОЕКТАНТСКА ПРАКТИКА
ЧАСТ I (ТЕОРЕТИЧЕН ПОДХОД)**

Петър Греков¹, Антон Гороломов², Дончо Партов³, Гаетано Пианессе^{4,*}

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

** Политехника Милано, Милано, Италия*

**ABOUT DEVELOPMENT OF AN EQUIVALENT FRAME MODEL
FOR THE NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS
AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE
PART I (THEORETICAL TREATMENT)**

Petar Grekov¹, Anton Gorolomov², Doncho Partov³, Gaetano Pianese^{4,*}

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

** Politecnico di Milano, Milano, Italy*

Abstract: *For design of new masonry buildings and assessment and retrofitting of existing ones, in last time effective tools for seismic analysis of such types of buildings requires reliable nonlinear models. Performance based assessment in last decades is mainly oriented now to the use of nonlinear analysis methods, thus their capability to simulate the nonlinear response, in particular in case of masonry buildings, is crucial. Among the different modelling strategies proposed in literature, the equivalent frame approach seems particularly attractive, since it allows the analysis of complete 3D buildings with a reasonable computational effort, suitable also for practice engineering aims. Moreover, it is also expressly recommended in several national and international codes. Within this context, the paper presents the solutions adopted for the implementation of the equivalent frame model in the TREMURI program for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings in Italy and its application in one study case in Bulgaria.*

Key words: *masonry buildings, equivalent frame, nonlinear analysis methods*

¹ Petar Grekov, Assoc. Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: petargrekov@gmail.com

² Anton Gorolomov, Assist. Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: toningor@gmail.com

³ Doncho Patov, Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

⁴ Gaetano Pianese, PhD Student, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32; e-mail: gaetano.pianese@outlook.it

1. Въведение

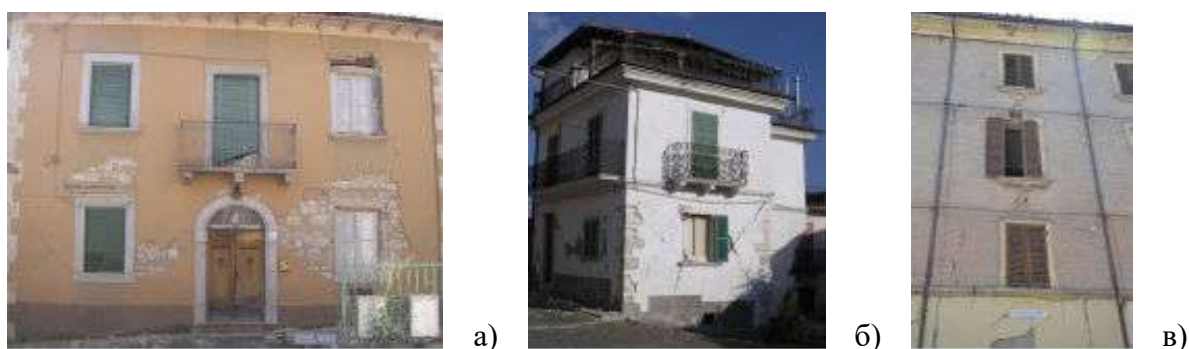
В контекста на заглавието, статията представя, обяснява и препоръчва на българската инженерна аудитория, решенията приети за прилагане на еквивалентен рамков модел в програмата TREMURI за нелинеен сеизмичен анализ на зидани сгради, разработен от италиански екип в периода на 1999 - 2019 год. и публикувани в списанието: Engineering Structures 56, 2013,(стр.1787-1799), на реномираното издателство Elsevier, с автори: S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, S. Cattari., под наименованието: „TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings”.

Интересът към този софтвер е обусловен от голямата наличност на съществуващи исторически, зидани сгради по целия свят, включително и у нас, и тяхната потенциално висока уязвимост от земетресение, което изисква повишаване на знанията за тяхното сеизмично поведение, чрез създаване на аналитични и числени модели за тяхната конструктивна оценка при земетръс. Сеизмичният анализ на зидани сгради изисква надеждни нелинейни модели като ефективен инструмент, както за проектиране на нови сгради, така и за оценка и усилване на съществуващи такива. Сред различните стратегии за моделиране, предложени в литературата, еквивалентният подход чрез рамков модел изглежда особено привлекателен, тъй като позволява анализ на цялостни 3D сгради с разумни изчислителни усилия, подходящи за практически инженерни цели. В този материал, съгласно съдържанието на програмния продукт, вниманието е фокусирано единствено и само върху глобалното реагиране на зиданите сгради, което предполага, че правилните връзки предотвратяват активирането на локални режими на повреда, свързани главно с реакцията на стените извън равнината. В рамките на този контекст, глобалната сеизмична реакция е строго свързана както с капацитета на стените в равнината, така и с ефектите на връзката и прехвърлянето на товар, дължащи се на диафрагменото поведение на конструктите на пода и покрива. Що се отнася до методите за анализ на сеизмичната оценка, през последните десетилетия концепциите за земетресение, доведоха до все по-широко използване на нелинейни статични анализи (pushover). Както е добре известно, тези опростени процедури, базирани на pushover analysis [1, 2], водят до сравнение между способността за **(displacement capacity- капацитивно преместване)** на конструкцията (идентифицирана за различни гранични състояния на експлоатационните характеристики) и търсенето на **(displacement demand – способност за преместване)** на конструкцията, което зависи както от сградата, така и от характеристиките на земетресението. Определянето на капацитета на преместването (**displacement capacity**) за гранични пределни състояния изисква анализ и оценка на кривата: **(“pushover” curve= сила-преместване)**, способна да опише цялостната нееластична реакция на конструкцията при хоризонтални сеизмични натоварвания и да предостави основна информация за идеализиране на нейното поведение по отношение на коравина, глобална здравина и граничен капацитет на преместване. **Тази крива се получава чрез нелинеен инкрементален статичен (pushover) анализ**, т.е. чрез подлагане на конструкцията, идеализирана чрез адекватен статически модел, на статическо по характер постоянно нарастващо натоварване (симулиращо сеизмичните инерционни сили), като по този начин получаваме увеличение на общата хоризонтална сила и/или премествания, с възможно абдейтване на разпределението на силата, което като процес наричаме: **(adaptive pushover=адаптивен pushover)**. Сред възможните стратегии за моделиране, предложени в литературата и съответните правилници за проектиране, тази работа е фокусирана върху еквивалентната стратегия за рамково моделиране [3, 4]. Съгласно този подход всяка устойчива зидана стена е подразделена на *набор от деформируеми зидани панели(фрагменти)*, в които са концентрирани деформацията и нелинейната реакция, както *и корави части, които свързват деформируемите*. Този подход, който също се предлага в някои сеизмични

правилници [5, 6], изисква ограничен брой степени на свобода, с разумни изчислителни усилия, позволяващи анализ на сложни триизмерни модели на URM конструкции, получени чрез сглобяване на стени и подове, анализирани главно от гледна точка на тяхната якост и коравина в равнината им. Освен това идеализирането като еквивалентна рамка, лесно позволява да се въведат и други структурни елементи, като стоманобетонни греди или колони. По този начин, изглежда особено гъвкаво да се моделират също смесени стени и подове, главно по отношение на техния принос в силата и коравината в равнината. Развитието на процедурата, приета за внедряване в еквивалентния рамков модел на компютърната програма TREMURI, следва следната хронология: TREMURI първоначално е разработен и постепенно усъвършенстван в Университета в Генуа, започвайки от 2001 г. [7, 8], а впоследствие също е внедрен в търговския софтуер 3Muri [9]. По отношение на формулировките на конструктивните елементи (както зидани, така и стоманобетонни) вниманието е насочено единствено към нелинеен прътов модел, в рамката на конструкцията, **идеализиран с концентрирана пластичност в поведението му.**

2. Еквивалентна рамка за моделиране на стени в неармирани зидани конструкции

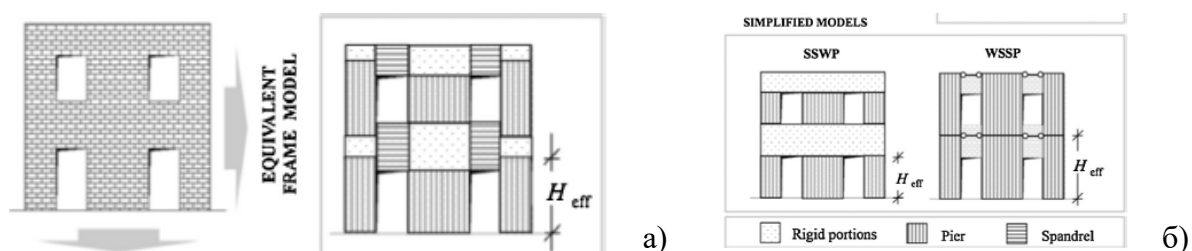
Стратегиите за моделиране на конструктивните елементи обикновено се базират на идентифицирането на макроскопични структурни елементи, дефинирани от геометрична и кинематична гледна точка чрез крайни елементи (корава тяло, черупка или рамка) и описани от статическа гледна точка чрез техните вътрешни обобщени сили. В областта на моделите на конструктивните елементи, т.н. „еквивалентна рамка“ е най-широко разпространена. Тя разглежда стените като идеализирана рамка, в която деформируемите елементи (където е концентрирана нелинейната реакция), свързват корави възли (части от стената, които обикновено не са подложени на повреда). Фокусирайки се върху реакцията в равнината на сложни зидани стени с отвори, са идентифицирани два основни структурни компонента: стълбове(вертикална тухлена ивица между отворите за прозорци) и брестунги(хоризонтална тухлена междуетажна ивица между прозорците от различни етажи). Тази идеализация се извършва в процеса на земетресението, което показва, че обикновено пукнатини и режими на повреда са концентрирани в такива елементи (фиг. 1).



Фигура 1. Примери за модели на равнинни разрушения в сграда с концентрация на повреди в колони и брестунги(спандрели), (примери от L'Aquila 2009 - вляво и в центъра - и земетресения в Емилия 2012 - вдясно

Колоните представляват основните вертикални, съпротивляващи се на външните въздействия елементи, носещи както вертикални, така и хоризонтални товари; **брестунгите** са предназначени да бъдат онези части от стени между два вертикално подравнени отвора, и представляват **вторични хоризонтални елементи** (доколкото се

отнася до вертикалните товари), които поемат реакцията в случай на странични товари, между съседните стълбове. Трябва да се каже, че макар и “вторични елементи”, брестунгите оказват значително влияние върху граничните условия(поведение) на стълбовете (като позволяват или ограничават крайните ротации) със значително влияние върху страничния капацитет на стената. Фиг. 2 показва схема, целяща да представи идеализирането на стена с отвори като сбор от конструктивни елементи. По-конкретно, идеализирането на модела „силни греди-слаби колони“ (SSWP на фиг. 2) се основава на предположението, че **стълбовете първо се пукат**, като по този начин се предотвратяват повредата на брестунгите, които след това могат да се приемат за безкрайно корави части, гарантиращи перфектно съединението между стълбовете.



Фигура 2. Идеализация на стената на URM според опростени и еквивалентни модели на рамки

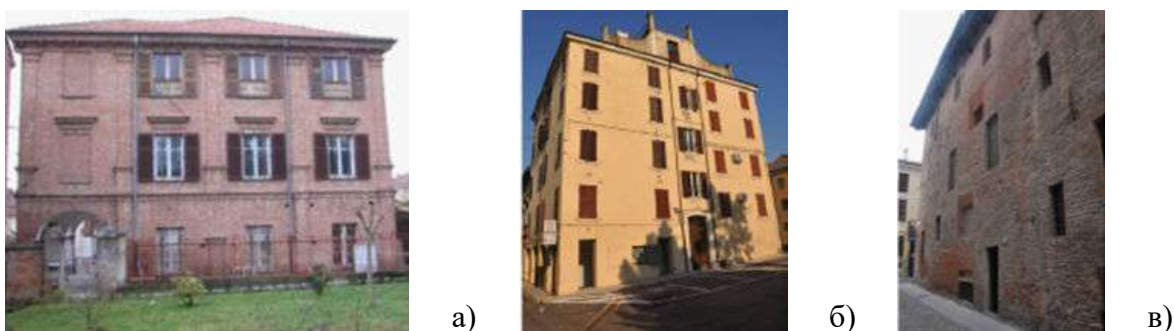
Това кореспондира с приемането на гранично условие за фиксирано завъртане в двата края на стълбовете и е известно в тази философия, още като „етажен механизъм“ [10]. В случай на „слаби греди(брестунги) - силни колони“ (WSSP на фиг. 2), хипотезата както за нулева якост, така и за нулева коравина на брестунгите се приема, след което се приема, че колоните са несвързани (това съответства на конзолната идеализация). Струва си обаче да се отбележи, че в повечето случаи е правилно да се приеме, че хоризонталните премествания на вертикалните конструктивни елементи са свързани поне на нивата на пода от наличието на хоризонтални диафрагми. И двата модела SSWP и WSSP са предложени в препоръките на FEMA [11,12], а моделът SSWP е в съответствие с метода POR [13], който до голяма степен е приет в Италия след земетресението в Ирпиния през 1980 г. [14]. В италианския строителен кодекс [6] хипотезата на WSSP се приема за най-простата техника за моделиране (конзолни модели), докато хипотезата на SSWP (етажен механизъм) вече не е разрешена за оценка на многоетажни зидани сгради.

След като идеализира зиданата стена като съвкупност от структурни елементи, надеждното прогнозиране на цялостното ѝ поведение зависи главно от правилното представяне на характеристиките на всеки отделен конструктивен елемент. В този модел, вниманието е съсредоточено само върху нелинейния прътов модел и идеализацията му с концентрирана в краищата му пластичност. В този контекст в литературата могат да се намерят няколко приложения. Някои от тях се фокусират върху формулирането на нелинейни прътови елементи - греди [16] или програми, специално ориентирани към анализа на зидани сгради [17, 18]. Други се основават на използването на софтуерни пакети с общо предназначение [19–22].

По-нататък вниманието ни е фокусирано върху решенията, приети в програмата TREMURI, разработена в Университета в Генуа [7], като се започне от формулирането на по-усъвършенстван нелинеен модел на макроеlementи [23-26]. След това е въведена по-опростена нелинейна формулировка, подобна на тази, предложена в [17], насочена главно към целите на инженерната практика и за извършване на pushover анализ (това се прилага и в търговското издание на програмата, 3Muri [9]).

3. Идеализация на зиданата стена в еквивалентен модел на рамка

Първата стъпка за моделиране на зиданата стена като еквивалентна рамка е идентифицирането на основните структурни компоненти, предварително въведени като стълбове и брестунги. За идентифициране на геометрията на елементите на стълбовете и брестунгите в литературата често се приемат конвенционални критерии, подкрепени от проучването на повредите след земетресения и експериментални програми. Независимо от горе изложеното дотук, за да се определят по - строги критерии, систематичен: цифров или експериментален тест, досега никога не е извършван. Въпреки това, идентифицирането на зидани стълбове и брестунги може да доведе до доста тривиални и лесно за автоматизиране случаи, например: на перфорирани стени с регулярно разпределени отвори; и по-трудно и неясно, при нерегулярно подредени отвори (фиг. 3). По-долу са разгледани някои от тези възможни критерии.



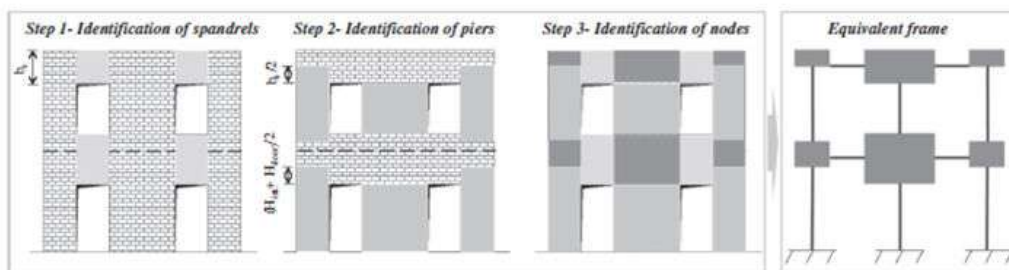
Фигура 3. Примери за фасади с регулярно и нерегулярно разпределени отвори

Обикновено критериите за определяне на височината на зиданите стълбове се определят като функция на тази на съседните отвори. Обикновено е приет критерий, който конвенционално приема максимален наклон от 30^0 на пукнатините, започващ от отварящите се ъгли, който постоянно осигурява увеличена височина за външните стълбове. Това е и първоначалната хипотеза, предложена в [27] за определянето на еквивалентната височина на зиданите панели в модели, базирани на етажния механизъм. В [28] се предлага да се определи като височината, над която е вероятно да се развие натиснат прът под възможно най-стръмния ъгъл (т.е. ако приемем, че пукнатините могат да се развият или хоризонтално, или на 45^0). В случай на съществуващи сгради, трябва да се вземе предвид моделът на съществуващите пукнатини, за да се определи правилно геометрията на брестунгите и стълбовете.

По-долу са обсъдени някои критерии, които могат лесно да бъдат автоматизирани (и всъщност вече внедрени в софтуера 3Muri). Фиг. 4 обобщава основните стъпки от процедурата за идеализиране на рамката с регулярно изпълнени отвори върху зиданата стена: от идентифицирането на брестунги и стълбове (стъпки 1 и 2) до тази на възлите (стъпка 3). Елементите на брестунгите (стъпка 1) се дефинират въз основа на вертикалното подравняване и припокриване на отворите: дължината и височината се приемат равни на съответно разстоянието и ширината (в случай на пълно подравняване) на съседните отвори. Елементите на стълба (стъпка 2) се определят, като се започне от височината на съседните отвори: когато последните са перфектно подравнени, както е случаят с вътрешния стълб, показан на фиг. 4. Тогава се приема, че височината е равна на тази на отворите.

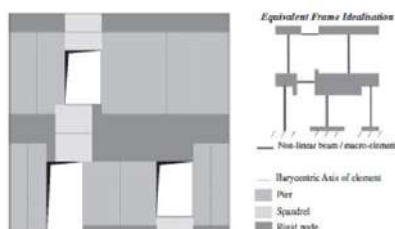
При определяне височината на външните стълбове трябва да се има предвид възможното развитие на наклонени пукнатини от ъглите на отвора (и/или от ръбовете на преградната стена). Като възможно приближени критерии може да се приеме, че е равна

на височината на съседния отвор или като средната стойност на междуетажната височина и височината на отвора. Геометрията на коравите възли (стъпка 3) излиза директно от предварително дефинираните елементи, които са свързани с тях.

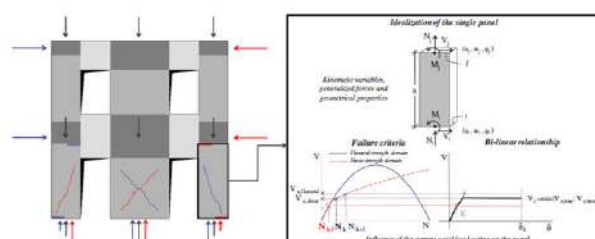


Фигура 4. Пример за еквивалентна идеализация чрез рамка в случай на равномерно разпределени отвори.

За да завърши идеализацията на рамка за цялата стена, се извършва изчисление отделно за всеки етаж и всяка стена. Наличието на други структурни елементи, като прегради и ст.бет. греди-обтегачи, могат да повлияят на ефективната височина на зиданите стълбове. В случай на не-перфектно подравнени отвори, за възможен конвенционален избор се счита приемането на средна стойност за височината на брестунгите, като функция на припокриващата се част между отворите на двете нива (фиг. 5); когато липсва припокриване или изобщо липсва отворът, изглежда по-подходящо да се приеме частта от зидарията като корава зона (фиг. 5).



Фигура 5. Пример за еквивалентна идеализация на рамка в случай на неравномерно разпределени отвори.



Фигура 6. Схема на идеализирането на реакцията на зидания стълб чрез приемане на опростени критерии за якост, базирани на приложената аксиална сила на натиск

4. Моделиране на конструктивни елементи

След като се идеализира зиданата стена в съвкупност от структурни елементи, надеждното прогнозиране на цялостното ѝ поведение зависи главно от правилната интерпретация на реакцията на единичния елемент. Възможността за моделиране на нелинейна реакция на конструктивни елементи, различни от зидани, като стоманобетон (г.с.), стоманени или дървени греди, е особено полезна за анализа на нови и съществуващи сгради. Като пример, от началото на XX век, разпространението на г.с. технологията е причинила раждането на смесени конструктивни, вдъхновени от практически аспекти и по-висока архитектурна свобода: (а) сгради със зидани стени по периферията на сградата и вътрешни рамкови рамки); (б) смесени сгради, получени в резултат на интервенции, извършени върху съществуващи зидани конструкции (например подмяна на вътрешни зидани стени със ст.бет рамки; в) ст.бет. стени,

вмъкнати за носещи контрукции на асансьори и стълбища, допълнителни етажи, направени от ст.бет. конструкция). Всъщност тези структурни модификации могат да се бъдат причина за потенциално силно увеличение на сеизмичната уязвимост, както е обсъдено в [29]. Въпреки някои неизбежни приближения на действителното поведение (например свързани с механичното описание на механизмите за повреда и разсейване), тази опростена формулировка предполага следните основни предимства:

- Позволява извършването на нелинейни статични анализи с разумни изчислителни усилия, подходящи и в инженерната практика;
- Той се основава на малко механични параметри, които могат да бъдат съвсем просто дефинирани и свързани с резултатите от стандартните тестове;
- Освен това трябва да се подчертае, че тази формулировка е в съответствие с препоръките, включени в няколко сеизмични правилника[30,31,6], тъй като критериите за якост, дефинирани както за режимите на огъване, така и при срязване, могат лесно да бъдат приложени и приети, за да се определи страничната якост на различните конструктивни елементи.

4.1. Елементи на зидарията

Наблюдението на сеизмични повреди на сложни зидани стени, както и лабораторни експериментални тестове, показват, че зиданият панел, подложен на натоварване в равнината, може да покаже два типични вида на поведение: поведение на огъване, което може да бъде свързано с модел на разрушаване при търкаляне (панелът започва да се държи като почти кораво тяло, въртящо се около пръст на ръката ни) и смачкване (панелът постепенно се характеризира с широко разпространен модел на повреди, с вертикални пукнатини, ориентирани към натоварените на натиск ъгли); поведение на срязване, което може да бъде свързано с режимите на повреда на диагонално напукване (панелът обикновено развива пукнатини в центъра си, които след разпространението към ъглите) и срязване при плъзгане (повредата се постига чрез плъзгане по хоризонтална фуга на равнината). Въпреки тази класификация е очевидно, че са възможни и други доста често срещани смесени режими. Всъщност си струва да се отбележи, че тази класификация обикновено се отнася по подразбиране към типа на стълба. Всъщност, докато през последните десетилетия бяха проведени много експериментални изследвания, свързани с поведението на стълбовете, тестовите върху брестунгите са много ограничени и извършени неотдавна [32–35]. В допълнение, заслужава да се отбележи, че поради прилагането на хоризонтални модели на натоварване, целящи да симулират сеизмични въздействия, действащото аксиално натоварване се променя от първоначалната стойност в резултат на вертикалните мъртви товари; освен това, поради феномени на преразпределение, свързани с напредването на нелинейния отговор, могат да възникнат допълнителни вариации. **В резултат на това е очевидно как също така стойността на съответната якост на срязване варира във всеки панел по време на нелинейния статически анализ.** След това отказът на панела обикновено се дефинира чрез дефиницията на максимално отклонение (d_u) въз основа на преобладаващия механизъм на отказ, настъпил в панела (например, както е предложен в националните и международни правилници[5,6,31,30]). Фиг. 6 схематично показва гореспоменатите проблеми.

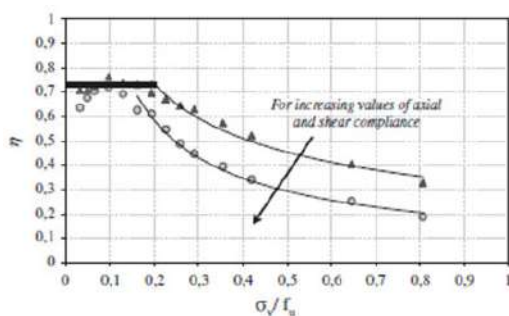
4.1.1. Моделиране на зидани стълбове и брестунги

Панелите за зидария (стълбове и брестунги) са моделирани като 2D елементи чрез приемане на билинейна връзка с граница на якост (без вкоравяване) и намаляване на коравината в нелинейната фаза (за немонотонно действие). Кинематичните променливи

и обобщените сили, предназначени да опишат 2D елемента, са обобщени на фиг. 6. Важно е да се подчертае, че натоварванията се прилагат само върху възли, като по този начин по елемента не действат натоварвания. Първоначалният еластичен клон се определя пряко от якостта на срязване и огъване, изчислена на базата на геометричните и механични свойства на панела, обобщени в матрицата на коравина (K_e , в квадратни скоби), както следва:

$$(1) \quad \begin{Bmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EI\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EI\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EI\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

където коефициентът ψ се изчислява като $1.2EI^2/(Gh^2)$; E и G са съответно модули на Young и срязване; A и J са съответно напречното сечение и моментът на инерция на панела; l и h са дължина и височина на панела; η е коефициент за намаляване на коравината, целящ да отчете условията на панела „напукани“. Що се отнася до η коефициента, тъй като прогресивното влошаване на коравината всъщност не е моделирано, е необходимо калибриране на първоначалните механични свойства. По отношение на тази точка кодовете и препоръките [5,6] предоставят само груба информация. Обикновено се предлага да се приемат намалени стойности на свойствата на еластична коравина: освен ако няма по-подробна информация, при която се предлага намаление с 50%. В действителност, резултатите от параметрични нелинейни анализи на МКЕ, извършени от авторите на панели, подложени на статично натоварване в равнина с различни нива на аксиални натоварвания и стройност [36,37], показват, че коефициентът на редукция зависи от действащото компресивно състояние (по същия начин на това, предложено в [38] за гс. елементи). Фигура 7 показва редукционния коефициент g като функция от напрегнатото състояние на натиск (σ_y), което е нормализирано спрямо якостта на натиск на зидарията (f_u), за две различни нива на нелинейното поведение на зидарията.



Фигура 7. Редукционен коефициент на свойствата на еластична коравина (като резултати от нелинейни анализи на МКЕ в [36]).

Тогава преместванията в коравия край се използват за прехвърляне на статични и кинематични променливи между краищата на елементите и възлите. Извършва се нелинейна процедура за корекция на еластичното прогнозиране въз основа на сравнение с пределните стойности на якост. Крайната якост на срязване и огъване се *изчислява* *съгласно някои опростени критерии*, които са в съответствие с най-често срещаните, предложени в литературата и правилниците за прогнозиране на якостта на зидания

панел, като функция на различните гореспоменати режими на повреда[37]. Наскоро критичен преглед на използването и избора между тези критерии като функция от типа зидария беше обсъден в [37]. Въсъщност, много малко специфични формулировки са предложени както в литературата, така и в кодовете, както наскоро беше обсъдено в [44]. В програмата TREMURI потребителят може да избира между критерия за якост на огъване, предложен от Cattari и Lagomarsino [39], ако иска да разгледа приноса на F_{tu} , и критериите, предложени в [6]. В последния случай максималната стойност, предоставена от две гореспоменати хипотези за действащото аксиално натоварване, се приема за референтна. Разрушаването на панела се проверява чрез приемане на гранична стойност за преместването (δ), изчислена като:

$$(2) \quad \bar{\epsilon} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j + \varphi_i)}{2} \leq \delta_u$$

Предполагаемата гранична стойност (δ_u) варира в зависимост от преобладаващия режим на повреда, който се появява в панела. Според някои препоръки, предложени в кодове [6,30,31], в случай на зидани стълбове на URM, тя обикновено варира от 0,4% до 0,8%; наистина, в случай на брестунги, последните експериментални изследвания показаха като цяло по-големи стойности. След като се стигне до разрушение, елементът се превръща в прътов елемент, като това предположение е от към по-сигурната страна, тъй като не се вземат предвид остатъчните якости на срязване и огъване, докато аксиалното натоварване все още съществува, което се проверява дали не надвишава аксиалната якост N_u .

4.2. Стоманобетонни елементи

Нелинейни стоманобетонни елементи, моделирани като 2D или 3D елементи в случай на греди или съответно колони и стени, се идеализират, като се приемат еластични-перфектно пластични стави, концентрирани в краищата на елемента. Изборът на този опростен модел на концентрирана пластичност в сравнение с по-точните, като подхода на разпределената пластичност: т.н.: фибро-влакна, е оправдан от желанието да се бъдат допуснати, бъдещи изчислителни затруднения, съобразени с характера на поведение на зиданите елементи при очаквано ниво на точност. Първоначалният еластичен клон, подобно на зиданите елементи, се определя пряко от приноса на коравина по отношение на срязването и поведението при огъване, като се пренебрегва това, предлагано от армировката. Изчислява се посредством матрица на коравина, аналогична на въведената в уравнение. (1) (с някои необходими модификации в случай на 3D елементи). Намалването на коравина поради явления на пукнатини може да се вземе предвид, аналогично на зиданите елементи, чрез коефициента η (например, приет, както е предложено в [38]), поддържан постоянен по време на анализа. Дефектите при срязване и натиск/опън се приемат като крехко разрушение, докато комбинираният аксиално-огъващ момент, моделиран от пластични стави в края на елемента, се счита за дуктилно разрушение. Якостта на срязване се изчислява съгласно критериите, предложени в [6, 45], в случаите на ниско-средни класове на пластичност за различни типове елементи (гредата, колона и ст.бет.стена). Разглеждат се и двата случая на напречно срязващо усиливане, налично или не; ако са налице, приетите критерии на якост на срязване се основават на модела на еквивалентна ферма, с вариращи наклона си прътови елементи. В случай на комбинирана аксиална сила (N) и огъващ момент (M), взаимодействието в M - N областта се изчислява при общите хипотези за: равнинни сечения; перфектна връзка между бетонни и стоманени пръти; правоъгълно разпределение на напрежение.

4.3. Стоманени и дървени елементи

Също така могат да бъдат моделирани стоманени и дървени греди или връзки. Подобно на г.с. елементи, стоманени и дървени греди са идеализирани чрез приемане на еластично-перфектно пластична става, концентрирани в краищата на елемента. Очевидно критериите за якост, приети като еталон, са модифицирани в съответствие с тези различни материали и проверките за максимална деформационна способност не са включени.

5. Триизмерен модел

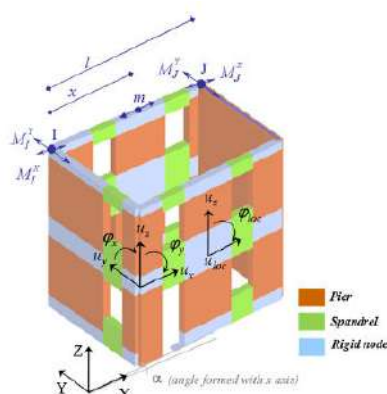
Като се започне от еквивалентното моделиране на рамка, обсъдено в предходните параграфи за една стена, в тази програма могат да бъдат сглобени цялостни 3D модели. Триизмерното моделиране на цели URM сгради започва от следните основни хипотези: (а) носещата конструкция на конструкцията, отнасяща се както до вертикални, така и до хоризонтални товари, се идентифицира със стени и хоризонтални диафрагми (покриви, подове или сводове); (б) стените са носещите елементи, докато диафрагмите са елементите, управляващи споделянето на хоризонталните въздействия между стените; (в) поведението на огъване на диафрагмите и реакцията на стената извън равнината не се изчисляват, тъй като те се считат за незначителни по отношение на глобалната реакция на сградата, която се управлява от тяхното поведение в равнината. Глобалният сеизмичен отговор е възможен само ако вертикалните и хоризонталните елементи са правилно свързани; тогава, ако е необходимо, „местните“ механизми извън равнината трябва да бъдат проверени отделно чрез подходящи аналитични методи.

5.1. 3D модели на зидани стени

За да се състави 3D модел, се дефинира глобална декартова координатна система (X, Y, Z). Вертикалните равнини на стената се идентифицират с координатите на една точка и ъгъла, образуван с глобалната ос X (фиг. 8). По този начин стените могат да бъдат моделирани като равнинни рамки в локалната координатна система, а вътрешните възли все още могат да бъдат двуизмерни възли с 3 (d.o.f.) В ъглите и където две или повече стени се пресичат се използват триизмерни възли. Те се характеризират с 5 степени на свобода (d.o.f.) в глобалната координатна система ($u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$). Всъщност степента на свобода на завъртене около вертикалната ос Z може да бъде пренебрегната поради мембранното поведение, възприето за стени и подове (фиг. 8). Тези възли могат да бъдат получени при асемблирането на 2D корави възли, действащи във всяка равнина на стената и проектиращи локалния (d.o.f.) по глобални оси. След това се получава сбор, кондензиращ степените на свобода на два двумерни възла, като се приема пълното свързване между свързаните стени. Това решение е особено ефективно за намаляване на общия брой (d.o.f.) и извършва нелинейни анализи с разумни изчислителни усилия и в случай на големи и сложни строителни модели. Тъй като 2D възлите нямат (d.o.f.) по направлението, ортогонално на равнината на стената, възловата масова компонента, свързана с непланираните степени на свобода, се споделя със съответната (d.o.f.) на двата най-близки 3D възела на една и съща стена и под, съгласно следните отношения:

$$(3) \quad \begin{aligned} M_x^I &= M_x^I + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l-x}{l} \\ M_y^I &= M_y^I + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l-x}{l} \end{aligned}$$

където значението на термините е показано на фиг. 8. Това решение позволява да се поддържат приетите хипотези за опростяване при изпълнението на статическите изчисления с 3 компонента на ускорение по 3-те основни направления и 3D динамични анализи с 3 едновременни входни компонента.



Фигура 8. 3D асемблиране на зидани стени, класифициране на 3D и 2D корави възли и споделяне на маси извън равнината им

5.2. Моделиране на диафрагми:

Правилното предположение за коравината на диафрагмата може значително да повлияе на цялостната реакция. Всъщност в лимитния случай на „безкрайно“ гъвкави подове няма да има прехвърляне на товар от силно повредени стени към все още ефективни структурни елементи. Напротив, в другия граничен случай на етажи, приети за „безкрайно“ корави, този принос може да бъде надценен. Въпреки че представлява решаваща характеристика, която трябва да се има предвид, поведението на пода в 3D моделирането често се приема (с грубо приближение) като напълно кораво. Тази хипотеза може да е напълно нереалистична в случай на съществуващи сгради (например исторически зидани конструкции), където могат да бъдат намерени различни древни конструктивни технологии (т.е. дървени подове и покриви, структурни тухлени или каменни сводове) за подови и покривни системи; освен това това е и основен проблем в новите зидани сгради с дървени подове и покриви. За да се симулира наличието на гъвкави мембрани, в модела TREMURI са въведени специфични подови елементи. Те са моделирани като 3- или 4-възлови ортотропни мембранни крайни елементи (равнинно напрежение), с две степени на свобода на преместване във всеки възел (u_x, u_y) в глобалната координатна система. Те се идентифицират с основна посока (ориентиране на етаж), с модул на Young E_1 , докато E_2 е модул на Young в перпендикулярна посока, ν е коефициентът на Poisson и G_{12} модул на срязване. Модулите на еластичност E_1 и E_2 представляват нормалната коравина на мембраната по две перпендикулярни посоки, като също така се отчита ефектът от степента на връзка между стените и хоризонталната диафрагма и осигурява връзка между хоризонталните премествания на равнината на възлите, принадлежащи към една и съща точка на пресичане между стена и пода, като по този начин влияе на аксиалната сила, изчислена в бръстунгите. Най-важният параметър е G_{12} , който влияе на тангенциалната коравина на диафрагмата и хоризонталната сила, пренесена между стените, както в линейна, така и в нелинейна фаза. Като се започне от тези обекти, ортотропната матрица „D“, насочена към корелация на деформацията и напрежението (в случай на 3 възлови мембрани) може да се изчисли, както следва:

$$(4) \quad \hat{D} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu^2} & \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & \frac{E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix} L$$

където ν е съотношението E_2/E_1 . По този начин матрицата „D“ може да бъде модифицирана в (D) чрез подходяща ротационна матрица R, за да се вземе предвид действителната ориентация на диафрагмата. И накрая, матрицата на коравина се

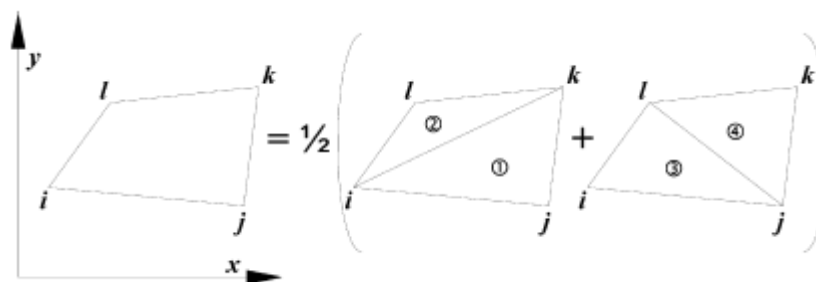
сглобява, започвайки от D чрез приемане на линейни функции на формата. За всеки възел i на 3-възления елемент матрицата B_i може да бъде дефинирана както следва:

$$(5) \quad B_i = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_j - y_k & 0 \\ 0 & x_k - x_j \\ x_k - x_j & y_j - y_k \end{bmatrix} B_i$$

където x_j, y_j, x_k и y_k са координатите на възлите j и k , а A е площта на триъгълника. Като се започне от матриците B_i и D , матрицата за коравина на мембранный элемент с 3 възли може да бъде сглобена както е посочено в (6):

$$(6) \quad K = \begin{bmatrix} K_{ij} & K_{ji} & K_{ik} \\ K_{ji} & K_{jj} & K_{jk} \\ K_{ki} & K_{kj} & K_{kk} \end{bmatrix} K$$

където: $K_{ij} = B_i^T D B_j A s$, чрез участието на s като еквивалентна дебелина, представлява мембранен элемент. В случаи на 4 възлов краен элемент коравината на матрицата се получава като осреднен принос на възможни две мрежи от 3 възлов краен элемент (Фиг.9)



Фигура 9. 4-възлов мембранен элемент като средна стойност на мрежи от 3-възлови елементи

Оценката на гореспоменатите количества може да бъде доста проста в случай на някои типови етажи, приписвайки я на структурната роля, показана от някои специфични елементи. Например, в случай на г.с. под с греди и плоча коравината на срязване се определя главно от плочата, докато аксиалната коравина на гредата води до дефиницията на E_1 . Напротив, в случай на различни средновековни подови технологии, както в случая със сводове, освен дебелината и свойствата на материала, вкоравяващия принос силно зависи от формата и геометричните пропорции (напр. От съотношението на стрелка към отвор). В [48], изхождайки от резултатите както от линейни, така и от нелинейни числени симулации на МКЕ, е предложено определянето на еквивалентни свойства на коравина за някои видове сводове (цилиндрични, кръстосани и манастирски сводове) като функция от съотношения на различна дебелина към отвор, стрелка към отвор, условия на ограничения и модел на текстура на зидария (успоредни, ортогонални и наклонени). В случай на дървени подове и покриви, някои скорошни експериментални работи предлагат критичен преглед на формулите, предложени в литературата и кодовете [31, 49–51].

ЛИТЕРАТУРА

(виж част-II)

**ОТНОСНО РАЗРАБОТКАТО НА ЕКВИВАЛЕНТЕН РАМКОВ МОДЕЛ
ЗА НЕЛИНЕЕН СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА ЗИДАНИ СГРАДИ
И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ В БЪЛГАРСКАТА ПРОЕКТАНТСКА ПРАКТИКА
ЧАСТ II (ЧИСЛЕНА РЕАЛИЗАЦИЯ)**

Петър Греков¹, Антон Гороломов², Дончо Партов³, Гаетано Пианессе^{4,*}

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

** Политехника Милано, Милано, Италия*

**ABOUT DEVELOPMENT OF AN EQUIVALENT FRAME MODEL
FOR THE NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS
AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE
PART II (NUMERICAL EXPERIMENTS)**

Petar Grekov¹, Anton Gorolomov², Doncho Partov³, Gaetano Pianese^{4,*}

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

** Politecnico di Milano, Milano, Italy*

Abstract: *For design of new masonry buildings and assessment and retrofitting of existing ones, in last time effective tools for seismic analysis of such types of buildings requires reliable nonlinear models. Performance based assessment in last decades is mainly oriented now to the use of nonlinear analysis methods, thus their capability to simulate the nonlinear response, in particular in case of masonry buildings, is crucial. Among the different modelling strategies proposed in literature, the equivalent frame approach seems particularly attractive, since it allows the analysis of complete 3D buildings with a reasonable computational effort, suitable also for practice engineering aims. Moreover, it is also expressly recommended in several national and international codes. Within this context, the paper presents the solutions adopted for the implementation of the equivalent frame model in the TREMURI program for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings in Italy and its application in one study case in Bulgaria.*

Key words: *masonry buildings, equivalent frame, nonlinear analysis methods*

¹ Petar Grekov, Assoc. Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: petargrekov@gmail.com

² Anton Gorolomov, Assist. Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: toningor@gmail.com

³ Doncho Patov, Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ “Lyuben Karavelov”, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

⁴ Gaetano Pianese, PhD Student, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32; e-mail: gaetano.pianese@outlook.it

Продължение на част първа:

В контекста на заглавието, статията представлява продължение на препоръките на авторския колектив, за изучаване на еквивалентния рамков модел в програмата TREMURI за нелинеен сеизмичен анализ на зидани сгради, разработен от италиански екип в периода на 1999-2019 год., и публикуван в списанието: Engineering Structures 56, 2013, (стр.1787-1799), на реномираното издателство Elsevier, от авторите: S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, S. Cattari, под наименованието: „TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings”, за приложение в българската строителна практика.

6. Процедури за сеизмичен анализ

За да се извършат нелинейни сеизмични анализи на зидани сгради, в програмата TREMURI е изпълнен набор от процедури [8]: инкрементален статичен контрол на сила или преместване; 3D pushover анализ с фиксиран модел на натоварване; 3D динамичен анализ на историята на времето (метод на интеграция на Newmark; Вискозно демпфериране на Rayleigh). По-нататък вниманието е съсредоточено върху числения алгоритъм, приложен за pushover -анализи, който става все по-популярен за сеизмични конструктивни анализи през последните десетилетия, по-специално във връзка с разпространението на концепции за земетресение, основани на: performance- based earthquake design.

6.1. Статичен нелинеен анализ

Pushover процедурата [7, 18] трансформира проблема на конструкцията, в поддържане постоянното съотношения между приложените сили, в еквивалентен инкрементален статичен анализ с контрол на преместването само при първа форма на трептене (d.o.f.). В този смисъл тази процедура е концептуално подобна на тази, предложена в [52]. По-специално, общата формулировка на проблема с „pushover” процедурата може да бъде представена чрез уравнения (7):

$$(7) \quad \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{Fm} & K_{FC} \\ K_{Fm}^T & k_{mm} & k_{mC} \\ K_{FC}^T & k_{mC}^T & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda f_F \\ \lambda f_m \\ r_c \end{Bmatrix} \quad \underline{\underline{1}}$$

където m е контролираната степен на свобода, а f_F е коефициентният вектор на приложената схема на натоварване. Системата от уравнения може да се преобразува, като се извади m -тият ред, умножен по подходящ коефициент, от първите $m-1$ редове; тогава i -то уравнение се превръща в (8):

$$(8) \quad \left(K_{i1} - \frac{f_i}{f_m} k_{m1} \right) x_1 + \dots + \left(k_{im} - \frac{f_i}{f_m} k_{mm} \right) x_m + \dots + \left(k_{in} - \frac{f_i}{f_m} k_{mn} \right) x_n = \lambda \left(f_i - \frac{f_i}{f_m} r_c \right)$$

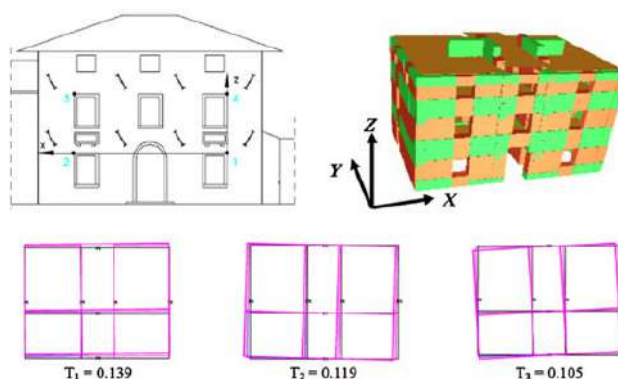
Новата система от уравнения с модифицирана матрица на коравина е (9):

$$(9) \begin{bmatrix} \tilde{K}_{FF} & \tilde{K}_{Fm} & \tilde{K}_{FC} \\ K_{Fm}^T & k_{mm} & k_{mC} \\ \tilde{r}_C^T & k_{mC}^T & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda f_F \\ \lambda f_m \\ r_C \end{Bmatrix} \underline{K}$$

представлява еквивалентната система за контрол на преместването, в която: $mth.(d.o.f.).x_m$ е наложената деформация. Тази формулировка очевидно е пренаписана чрез въвеждане на нелинейна добавка в инкрементална форма, за да бъде приложена в нелинейната процедура. Резултатът от алгоритъма е доста ефективен и стабилен, така че позволява изследването на много сложни модели. И накрая, трябва да се подчертае, че хоризонталните сили, пропорционални на приложените маси и приетата форма на режим, се прилагат към всеки възел на нивото на всеки етаж. Всъщност, прилагането на възлови сили в pushover анализа представлява решаващ въпрос, по-специално за надеждно изчисляване на аксиалното натоварване, действащо върху елементите на брестунга. Като пример, ако в случай на гъвкави подове силите се прилагат само върху ъгловите възли, се получава грешно аксиално натоварване върху елементите на брестунга.

7. Валидация на модела и примерите

Първият пример показва как, въпреки някои неизбежни приближения, произтичащи от идеализирането на реална структура в еквивалентен рамков модел (напр. в предложения модел се пренебрегва деформируемостта на части, идеализирани като твърди възли), той е в състояние да осигури добра симулация на структурното поведение в линеен диапазон. В частност проучването се отнася в случая за залата на село Giuncignano в Тоскана. Тя представлява сграда, включена в структурата на сеизмичната обсерватория (OSS), работеща по програмата на италианския департамент за гражданска защита. Фиг. 10 показва изглед отпред на сградата и 3D модела. Сградата на URM, подобно на няколко други в цяла Италия, сега разполага с набор акселерометри, които постоянно наблюдават динамичната му реакция. Въз основа както на "in situ" наблюденията, така и на лабораторни тестове, е извършен анализ на структурното поведение както за линеен, така и за нелинеен реакция, както е описано в [18]. По-специално, модалните експериментални тестове позволиха да се съберат добри данни за динамична идентификация на 3D модела (фиг. 10). Резултатите от числения модален анализ, сравнени с експерименталните съответно, са показани на фиг. 6. Стойност на индекса MAC (критерии за модално осигуряване), които количествено определят съответствието между модалните форми от числения модел и експерименталните данни е 0,96 и 0,94 за първите два режима.



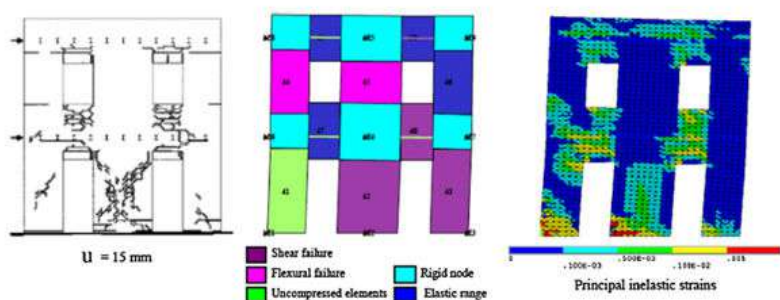
Фигура 10. Изглед отпред и 3D модел на сграда (отгоре);
резултати от модален анализ (отдолу)

Вторият пример е фокусиран върху способността на модела да възпроизвежда сеизмичния отговор в нелинеен обхват. По-конкретно, анализирана е реакцията в равнината на „Стена - врата“ на прототипа на двуетажна тухлена зидария, тествана в университета в Павия от Magenes et al. [53]. Експерименталните резултати са симулирани от програмата TREMURI (както е описано по-подробно в [54]) и са сравнени с тези, получени от модел на крайни елементи от елементи на обвивката, възприемайки модела на нелинейни непрекъснати повреди, предложен в [55]. Параметрите на моделите са определени на базата на тези, получени директно чрез експериментални тестове върху компонентите (хоросан и тухла) и техните възли (триплети, зидани призми, циклични изпитвания на циклично срязване върху стълбове), проведени върху същата тухлена зидария, приета за прототипа в пълен мащаб [56]. Не е извършено допълнително калибриране на параметрите. Всъщност целта е била да се симулира реално състояние на сеизмична оценка на съществуваща

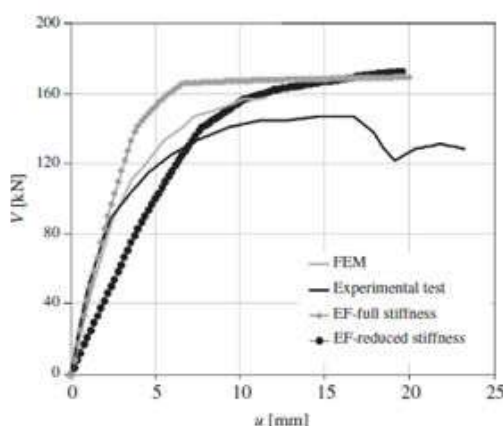
сграда, за която освен това са налични резултати от стандартни изпитвания. Според типа на зидарията (тухлена зидария) и конфигурацията (две стоманени греди, въведени за прилагане на хоризонталните сили, които са работили като „свързващи пръти“ на нивото на шайби) на „Стената - вратата“, нелинейни греди в TREMURI програмата е моделирана чрез приемане на критерия, предложен в [42] за реакцията на срязване на зиданите елементи, и по-специално за брестунгите, критериите, предложени в [6]. Фиг. 11 и 12 показват сравнението на резултатите по отношение на модела на повреда и „pushover“ кривата (глобални сили на срязване V при основата на стената спрямо средно изместване „ u “ на втория етаж), съответно. Заслужава да се отбележи, че за разлика от експерименталните тестове, при числените симулации нелинейният статичен анализ е извършен монотонно. Резултатите са в добро съответствие и по същество потвърждават надеждността на подхода за моделиране EF, по-специално за зидани стени, характеризиращи се с регулярни модели на пукнатинообразуване. Що се отнася до „pushover“ кривата, умереното надценяване на глобалната сила, дадено от моделите: FE и EF по отношение на експерименталния, може да се обясни, като се има предвид, че:

- числената симулация е извършена монотонно;
- разсейването на параметрите в материалите (и по-специално тези на фугите) трябва да характеризират реалната сграда;
- параметрите са калибрирани чрез експерименти, извършени върху единични панели [56].

Не е извършено допълнително калибриране на параметрите. Всъщност желанието е продиктувано от съображението да се симулира реалното състояние на сеизмичната оценка за съществуваща сграда, за която освен това са налични резултати от стандартни изпитвания. Според типа на зидарията (тухлена зидария) и конфигурацията (две стоманени греди, въведени за прилагане на хоризонталните сили, които работят като „свързващи пръти“ на нивото на шайби) на „Стена-врата“, приети като нелинейни връзки в TREMURI, програмата е моделирана чрез приемане на критерия, предложен в [42]; за реакцията на срязване на зиданите елементи, и по-специално за брестунгите, критериите, предложени в [6].



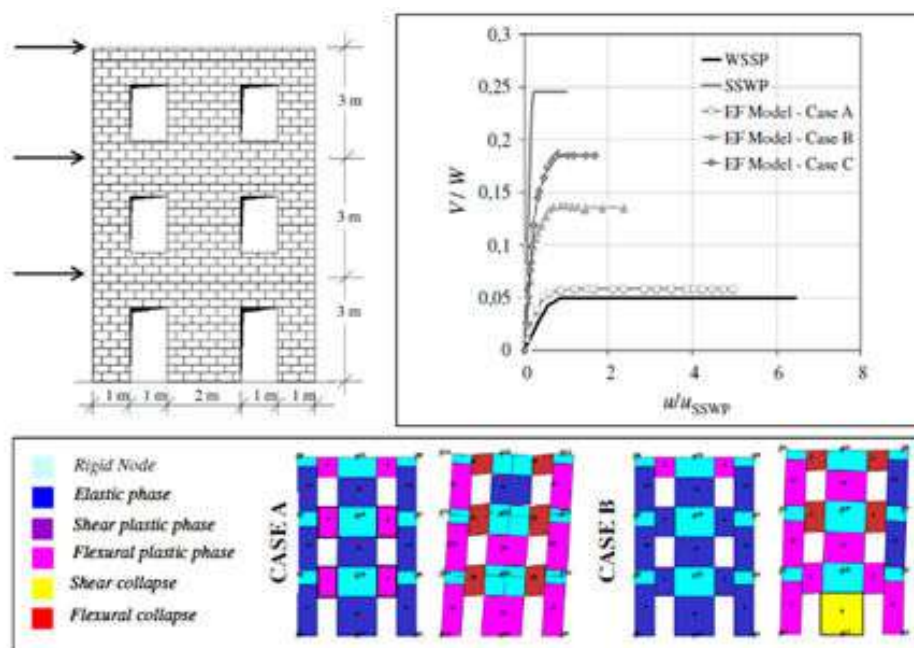
Фигура 11. Сравнение между реалния и числено симулирания модел на повреди [54]; съгласно експеримент (вляво); симулация чрез програмата TREMURI (виж: център); симулация чрез МКЕ (вдясно), съгласно хипотезата за: не-еластични деформации)



Фигура 12. Симулация на реакцията в равнината на стената на вратата: сравнение по отношение на кривата „pushover”[54].

В случая на модела в „TREMURI” са възприети две хипотези за свойствата на коравината (като се приеме f_{tu}/f_{hu} е равна на 1 и 0,5, съответно). Случаят: $f_{tu}/f_{hu} = 0,5$ подчертава, че това намаляване на параметрите на коравина е доста грубо. Всъщност в разглеждания случай реакцията се задвижва от няколко структурни елемента: по този начин неправилното определяне на параметрите на деформируемост силно влияе върху цялостната реакция на конструкцията. И накрая, що се отнася до числено симулирания модел на повреди, може да се забележи, че в двата странични стълба в земния етаж възникват различни режими на повреда. Въпреки, че тези брестунги се характеризират със същата стройност, поведението на огъване преобладава в левия, докато диагонално напукване преобладава в десния. Това се дължи на различните нива на нормални сили, на които са подложени, свързани с глобалното преобръщане на стената. В централния брестунг, който е скъсен, се появява диагонално напукване. По-симетричният експериментален модел на повреди се дължи на прилагането на историята на цикличното натоварване.

И накрая, третият пример има за цел да покаже по-голямата гъвкавост на еквивалентния модел на кадър, за да симулира действителното поведение на зидария по отношение на други по-опростени подходи. Фиг. 13 илюстрира отговора на триетажна URM стена с два реда вертикално подравнени отвори [54], в които съответно: SSWP и WSSP представляват двете крайни идеализации, предложени в [11,12]; Случаят А се отнася до модела EF, при който са приети същите критерии за якост за стълбовете и брестунгите; Случай Б към EF модела, в който за поведението при огъване критерият, предложен в [39], е приет за брестунга, като се приема g за 0,05; Случаят С към EF модела, при което стоманобетонните греди са моделирани, свързани с брестунгите, играещи ролята на греди.



Фигура 13. Сравнение между опростени модели (SSWP и WSSP) и модела на еквивалентна рамка като функция от различни хипотези, приети за бръстунги (от А до С) за триетажна стена на URM (адаптиран от [15]).

Резултатите са илюстрирани като V/W (съотношение между срязването на основата и общото тегло на конструкцията) спрямо u/u_{SSWP} (преместване на контролния възел, разположен в горната част на стената, нормализирано до крайната стойност, получена в случая на SSWP). SSWP и WSSP определят обхвата на възможните „pushover” криви на конструкцията. Изглежда твърде широко по отношение на дефиницията на якост, коравина и пластичност, и трите аспекта, които играят основна роля, като се позовава на приемането на нелинейни статични процедури като инструменти за проверка. Освен това, дори ако системното приемане на WSSP в случай на съществуващи сгради, разбира се, трябва да доведе до резултати, които са на сигурно място, такова тежко подценяване на действителния капацитет не би било приемливо, особено ако неуспешната оценка би довела до тежки интервенции за преоборудване. Сравнението между SSWP и случай С подчертава, че наличието на някои конструктивни детайли като цяло не е достатъчно, за да гарантира удовлетворението на някои опростени хипотези: това е случаят с наличието на стоманобетонни греди (обикновено свързани с наличието на корави подови конструкции), характеризиращ се с крайна коравина, която не съответства на предположението за фиксирани ротации на нивото на всеки етаж. В резултат на това SSWP осигурява горна граница, която работи от опасната страна. Случай А предоставя резултати, подобни на тези на WSSP, тъй като критериите за устойчивост, приети за висящите елементи, са твърде предпазливи. Приемайки критерия, предложен в [39] за висящи елементи (случай Б), може да се наблюдава както значително увеличение на общото съпротивление, така и намаляване на глобалната пластичност по отношение на случай А. Последният резултат може да се обясни като различен модел и последователност на щетите, които възникват в случаите А и В (фиг. 13). Всъщност в случая на А, благодарение на умереното аксиално натоварване, действащо върху елементите на бръстунга, още в началните стъпки на анализа се появява „люлеещ механизъм” в почти всички бръстунги, който по този начин осигурява слаба връзка за стълбовете. Напротив, в случай Б се записват следните фази на поведение: първа фаза, в която само разположените на последния етаж бръстунги показват активирането на

люлеещ се механизъм (поради умерените напрежения на натиск, действащи върху съседните зидарийни части, затова те не могат да разчитат на възникващ блокиращ феномен); във финалната фаза, в която повредите се появяват в брестунгите и разпространяват в колоните, разположени в основата на сградата. Аналогични резултати и коментarii за ролята на брестунгите са посочени в [3, 17]

8. „Pushover” анализ на историческа сграда в центъра на София

Предложеното изследване е разработено в сътрудничество между Университета на Неапол „Федерико II“ и Университета по конструктивно инженерство и архитектура (VSU) „Любен Каравелов“ в София, с цел да се оцени сеизмичната уязвимост на стара сграда в центъра на София, чрез нелинеен статичен анализ, извършени с помощта на софтуера 3Muri.

3Muri представлява софтуер, (специално разработен за конструктивен структурен и сеизмичен анализ на зидани сгради. Той се основава на еквивалентния подход за моделиране на рамка, включващ няколко модела от макроеlementи за симулиране на зидани, неармирани конструкции. Той позволява извършване на нелинейни статични и динамични анализи на цялостни 3D модели на сгради с оптимален компромис между точност и изчислителна тежест, като също така осигурява ясно разбиране на резултатите.

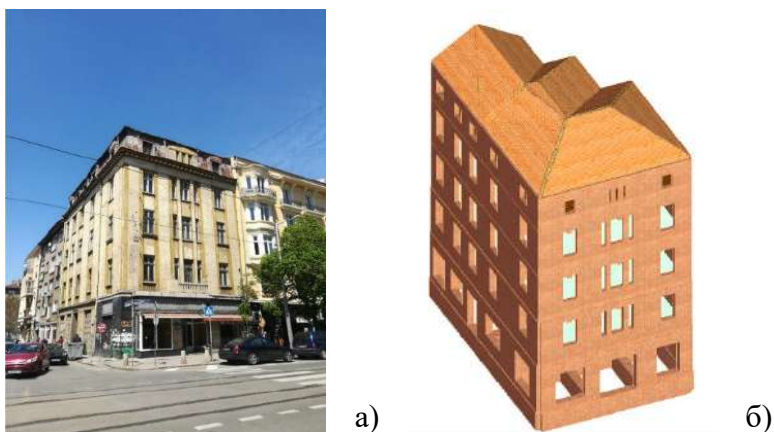
Референтният модел представлява триизмерна еквивалентна рамка, където стените са свързани помежду си с хоризонтални връзки по подовете. В конкретния случай на зидана конструкция, стената е схематизирана като рамка, в която са събрани корави тела-elementи и корави възли. Разпределителните греди познати като брестунги могат да бъдат моделирани само ако са адекватно разгънати по стените и по възможност ако създават механизъм, добре подпрян върху колоните от вертикални зидарийни ивици, разположени между отворите на прозорците. Известно е, че неправилното позициониране на масите може да доведе до подценяване на силите върху конструкциите поради усукващите ефекти. Нарастващият ексцентрицитет между центъра на масите и центърът на коравината увеличават това поведение. Поради тази причина правилниците предлагат включване на случаен ексцентрицитет, приложен към центъра на масите на всяко ниво на конструкцията. Случайният ексцентрицитет е равен на $\pm 5\%$ от максималния размер на нивото, разглеждано от сградата в посока, перпендикулярна на сеизмичното действие.

Използването на нелинеен статичен анализ характеризира сеизмично устойчива система чрез “pushover” криви на капацитета на сградата, предназначени да представят обвивката на циклите на хистерезиса, възникващи по времето на сеизмичното събитие и могат да се считат за индикатор за пост-еластичното поведение на конструкцията. Pushover -кривата, получена чрез анализа на нелинеен статичен анализ, конвенционално предоставя информация за тенденцията на срязване, получена в основата, по отношение на хоризонталното преместване на избрана контролна точка върху конструкцията. Във всяка точка на кривата може да се разкрие специфичното състояние на повреда за цялата система на сградата, и така става възможно да се установят и сравнят определените нива на преместване с нивото на очакваното и свързаните с него повреди в обекта. Кривата се получава чрез „pushover” анализ , който предвижда задаването на предварително зададено разпределение на сеизмичните сили, увеличаващи се по статичен и монотонен начин по височината на сградата. Приложеното разпределение на натоварването е предназначено да представлява разпределението на инерционните сили, предизвикани от сеизмичното събитие.

След това "капацитетът", осигурен от конструкцията при нейното преместване, трябва да бъде определен и съпоставен с “demand” на сеизмичния анализ, т.е. със стойността, съответстваща на външните сили, принадлежащи на определеното

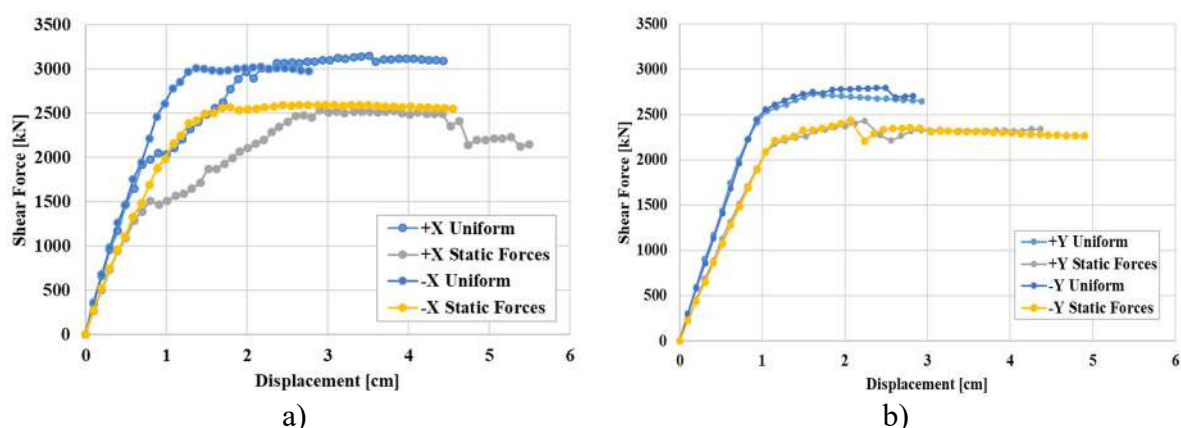
сеизмично събитие. Ефектите на разсейване на енергия, които предлагат скрит запас от съпротивление, който не може да бъде обяснен само с помощта на линейната теория на еластичността, са от значение за нас и то по-специално в областта на нелинейния конструктивен отговор на сградата, поради което, за да се отчетат в анализа ни, тяхната стойност е намалена. Очакваният отговор за сградата, като функция от определено действие, се получава чрез идентифициране на „performance“ на сградата. Максималната стойност на преместването на сградата, която може да бъде осигурена от сградата при дадено сеизмично събитие, се получава в съответствие със стойността на срязването, което се трансформира с 20% намаление, спрямо граничната стойност на срязване.

България е разделена на три сеизмични зони, характеризиращи се със сеизмичната интензивност на обекта за среден период на повторемост от 1000 години. София е част от сеизмична зона IX, където могат да възникнат земетресения с максимално ускорение от 0,4 g. През 19 век град София е засегнат от две силни земетресения: първото през 1818 г. с епицентър на интензивност $I_0 = VIII-IX$ MSK и второто през 1858 г. с $I_0 = IX-X$ MSK. През 20 -ти век най-силните събития са настъпили през 1917 г., за град София, с моментна величина $M_w = 5,3$, и през 1980,30 км далеч от град София, с $M_w = 4,3$. Сградата на изследването (Фиг. 14а) представлява конструкция от 1908 г., разположена на булевард „Княгиня Мария Луиза“, в близост до женския пазар и джамията Баня Баши. Тази сграда принадлежи към групата на културно историческото наследство в София.



Фигура 14. Изглед от към улицата (а), 3D микроелементен модел (б)

Сградата се развива на пет етажа, с един подземен и е висока 18 метра с площ 195 м². Първите два етажа са със стоманобетонни подови плочи, третият и четвъртият със стоманени греди и кухи плоски керамични блокове между тях. Сутеренът се развива в подземния етаж и е висок 1,50 м, с дебелина 80 см. Първите два етажа са изпълнени с тухлена зидария при дебелина 60 см. Следващите 3 етажа представляват зидана конструкция с дебелина 40 см и 30 см. И накрая, последният етаж е с таванско помещение от дървен материал. С цялата тази информация сградата е моделирана в софтуер 3Murі (фиг. 15б). Получените „pushover“ криви показват, че в посока X, за най-лошия случай - „X Uniform“, максималното преместване е равно на 2,88 см, докато максималната сила на срязване е 3027 kN (фиг. 15а). В посока Y, за анализ на най-лошия случай - „Y Uniform“, максималното преместване е равно на 2,83 см, докато максималната сила на срязване е 2795 kN (фиг. 15б).



Фигура 15. Pushover криви на преместване в направленияи X (a) и Y (b).

Настоящият случай изследва сеизмичната уязвимост на стара структура в центъра на София. За целта е приложен нелинеен статически анализ чрез използването на софтуера „3muri“. От получените резултати се наблюдава незадоволително глобално сеизмично поведение на сградата, като индексите на риска в двете основни направления за анализ са по - малки от единица. Поради тази причина, са предложени две ефективни системи за усилване. FRP и подсилена циментова мазилка, са приети за укрепване на всички зидани стени с цел подобряване на капацитета на конструкцията по отношение на здравина, коравина и дуктилност.

Заклучение

Теоретичните основи на програма TREMURI са обяснени в статията, като се обръща специално внимание на нейните отличителни характеристики:

- създаването на еквивалентна 3-измерна рамка, базирана на сглобяване на 2-измерни (равнинни) конструкции (зидани стени и подови/покривни диафрагми), което позволява ефективно кондензиране на степените на свобода на глобалния модел, така че намалява изчислителната тежест при глобалния анализ на сградата;
- прилагането на специфични елементи, позволяващи представянето на основните характеристики на нелинейния отговор на зидани стълбове и брестунги, както и други конструктивни елементи (г.с. елементи, стоманени връзки и др.);
- изпълнението на ортотропен мембранен елемент, за симулация на поведението в равнината на гъвкавите диафрагми, (напр. дървени покриви и подове), които често могат да бъдат намерени в нови и съществуващи зидани конструкции;
- оригинален и гъвкав алгоритъм за pushover анализ, подходящ за оценка на нелинейното развитие на страничната реакция на триизмерни зидани сгради, включително влошаване на срязването на основата при увеличаване на страничните премествания след достигане на граничната якост.

Повечето от функциите на TREMURI са разработени и внедрени с цел запълване на някои от съществуващите пропуски в сеизмичния анализ на зидани конструкции, със специфична цел за оценка на съществуващите сгради с гъвкави диафрагми. Компютърната програма, разработена през последното десетилетие, позволява, с разумни изчислителни усилия, надеждна симулация на действителното поведение на традиционните зидани конструкции, при условие че правилните връзки предотвратяват активирането на локални изключващи механизми и благоприятстват развитието на

глобален отговор, управляван от поведението в равнината на различните структурни компоненти.

Тази универсална компютърна програма за анализ на сеизмичната реакция на исторически зидани конструкции представлява полезен инструмент за подпомагане на тяхната консервация. Всъщност правилното идентифициране на най-критичните стени и свързаните с тях механизми на разрушение (мек етаж/повреда в елементите на брестунгите) може да предложи различни стратегии за укрепване, насочени към увеличаване на якостта или капацитета на преместването на зидарийните блокове, както и коравината на хоризонталните диафрагми. Програмният продукт TREMURI представлява задача, която е в непрекъснато развитие по отношение разработване и внедряване на нови усъвършенствани нелинейни елементи и процедури за анализ (статични/динамични), както на ниво научноизследователска, така и на ниво инженерна практика.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic spectra. *Earthquake Eng Struct Dyn* 1999;28(9):979–93.
- [2] Freeman SA. The capacity spectrum method as a tool for seismic design. In: *Proc. 11th European conference of earthquake engineering*, Paris, France; 1998.
- [3] Magenes G. A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. In: *Proc. 12th WCEE*, Auckland, New Zealand; 2000.
- [4] Roca P, Molins C, Mari AR. Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method. *J Struct Eng ASCE* 2005;131(10):1601–10.
- [5] EN 1998-1. Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-1: General rules – seismic actions and general requirements for structures. CEN, Brussels, Belgium; 2004.
- [6] NTC 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni. Ministry of Infrastructures and Transportations. G.U. S.O. n.30 on 4/2/2008; 2008 [in Italian].
- [7] Galasco A, Lagomarsino S, Penna A, Resemini S. Non-linear seismic analysis of masonry structures. In: *Proc. 13th world conference on earthquake engineering*, Vancouver, Canada; 2004 [paper n. 843].
- [8] Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S. TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings, Release 2.0, University of Genoa, Italy; 2012 [mailto: tremuri@gmail.com].
- [9] STADATA. 3Muri Program, Release 5.0.4; 2012 [www.3muri.com].
- [10] Tomaževič M. Dynamic modelling of masonry buildings: storey mechanism model as a simple alternative. *Earthquake Eng Struct Dyn* 1987;15(6):731–49.
- [11] Applied Technology Council (ATC). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic procedures manual, FEMA 306, Redwood City, CA; 1998.
- [12] Applied Technology Council (ATC). Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Washington DC; 2000.
- [13] Tomazevič M. The computer program POR, Report ZRMK, Ljubljana, Slovenia; 1978 [in Slovenian].
- [14] Braga F, Dolce M. A method for the analysis of antiseismic multi-storey masonry buildings. In: *Proc. 6th I.B.Ma.C.*, Rome, Italy; 1982. p. 1088–99 (in Italian).
- [15] Cattari S, Lagomarsino S. Modelling the seismic response of unreinforced existing masonry buildings: a critical review of some models proposed by codes. In: *Proc. 11th Canadian masonry symposium*, Toronto, Ontario; 2009.

- [16] Grande E, Imbimbo M, Sacco E. A beam finite element for nonlinear analysis of masonry elements with or without fiber-reinforced plastic (FRP) reinforcements. *Int J Architectural Heritage* 2011;5:693–716.
- [17] Magenes G, Della Fontana A. Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. *Proc Brit Masonry Soc* 1998;1998(8):190–5.
- [18] Lagomarsino S, Galasco A, Penna A. Non linear macro-element dynamic analysis of masonry buildings. In: *Proc. ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering (COMPDYN)*, Crete, Greece; 2007.
- [19] Kappos AJ, Penelis GG, Drakopoulos CG. Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings. *J Struct Eng ASCE* 2002;128(7):890–7.
- [20] Salonikos T, Karakostas C, Lekidis V, Anthoine A. Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames. *Eng Struct* 2003;25:1515–23.
- [21] Belmouden Y, Lestuzzi P. An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Constru Build Mater* 2009;23:40–53.
- [22] Pasticier L, Amadio C, Fragiocomo M. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V. 10 code. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2008;37(3):467–85.
- [23] Gambarotta L, Lagomarsino S. On the dynamic response of masonry panels. In: *Proc. national conference “masonry mechanics between theory and practice”*, Messina, Italy; 1996 [in Italian].
- [24] Brencich A, Lagomarsino S. A macro-elements dynamic model for masonry shear walls. In: *Proc. 4th Int. symp. computer methods in structural masonry (STRUMAS IV)*, Pratolino, Italy; 1997. E&FN Spon, London; 1998. p. 67–75.
- [25] Penna A. A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings. Ph.D. Thesis, Polytechnic of Milan, Italy; 2002 [in Italian].
- [26] Penna A, Lagomarsino S, Galasco A. A nonlinear macro-element model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2013; <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2335>.
- [27] Dolce M. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. *L'Industria delle Costruzioni* 1991;25(242):44–57 [in Italian].
- [28] Yi T, Moon FL, Leon RT, Kahn LF. Lateral load tests on a two-story unreinforced masonry building. *J Struct Eng ASCE* 2006;132(5):643–52.
- [29] Cattari S, Lagomarsino S. Seismic assessment of mixed masonry–reinforced concrete buildings by non-linear static analyses. *Earthquake Struct* 2013;4(3).
- [30] EN 1998-3. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN, Brussels, Belgium; 2005.
- [31] ASCE/SEI 41/06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA; 2007.
- [32] Gattesco N, Clemente I, Macorini L, Noe S. Experimental investigation on the behaviour of spandrels in ancient masonry buildings. In: *Proc. 14th WCEE*, Beijing, China; 2008.
- [33] Beyer K, Dazio A. Quasi-static monotonic and cyclic tests on composite spandrels. *Earthquake Spectra* 2012;28(3):885–906.
- [34] Beyer K, Dazio A. Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels. *Earthquake Spectra* 2012;28(3):907–29.
- [35] Graziotti F, Magenes G, Penna A. Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels. In: *Proc. 15th WCEE*, Lisbon, Portugal; 2012.

- [36] Cattari S. Modelling of existing masonry and mixed masonry–reinforced concrete buildings by the equivalent frame approach: formulation of synthetic models. Ph.D. Thesis, University of Genoa, Italy; 2007 [in Italian].
- [37] Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S. In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2009;38(2):243–67.
- [38] Priestley MJN. Myths and fallacies in earthquake engineering. Revisited: The Mallet Milne Lecture 2003, IUSS Press, Pavia, Italy; 2003.
- [39] Cattari S, Lagomarsino S. A strength criterion for the flexural behaviour of spandrel in un-reinforced masonry walls. In: *Proc. 14th WCEE, Beijing, China*; 2008.
- [40] Turnšek V, Sheppard P. The shear and flexural resistance of masonry walls. In: *Proc. int. research conference on earthquake engineering, Skopje, Japan*; 1980. p. 517–573.
- [41] NZS 3603. Timber structures standard. Department of Building and Housing, Wellington, New Zealand; 1993.
- [42] Anthoine A. A simple displacement control technique for pushover analyses. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2006;35(7):851–66.
- [43] Magenes G, Kingsley GR, Calvi GM. Static testing of a full scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response. In: *Experimental and numerical investigation on a brick masonry prototype, GNDT Report 3.0, Pavia, Italy*; 1995.
- [44] Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S. In-plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models. In: *Proc. ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering (COMPDYN 2009), Rhodes, Greece*; 2009.
- [45] Calderini C, Lagomarsino S. A continuum model for in-plane anisotropic elastic behaviour of masonry. *J Struct Eng ASCE* 2008;134(2):209–20.
- [46] Anthoine A, Magonette G, Magenes G. Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. In: *Proc. 10th European conference on earthquake engineering, Wien, Austria*; 1994. Duma editor, Balkema: Rotterdam, The Netherlands; 1995.

ВЪРХУ ДВУСТРАННО ЗАПЪНАТАТА ДЪГА С ПРОМЕНЛИВА ДЕБЕЛИНА

Лилия Б. Петрова¹

Висше транспортно училище „Тодор Каблешков”, София

ON THE BILATERAL FIXED ARC WITH VARIABILITY THICKNESS

Liliya B. Petrova¹

Todor Kableshkov University of Transport, Sofia

Abstract: It is investigated an arc with variable cross sections from the key to the supports. The arc is fixed at both ends, with the supports at the one - same level and with curvilinear outline. The arc is three static undetermined. The height of the cross section in an arbitrary point of her axis to determine from the condition for changes of the section from a key to the supports. The method of finite element (FEM) is applied. The investigation is made automated. The joints of the discretisation system are distributed through equal horizontal distance. Each of the elements of the arc to accept straightlinear and with constant height of the cross section. The analysis are made with equal discretisation steps. The displacements and forces in the arc is determined under arbitrary loading. The forces lines influences in the sections of the arc are constructed. It is made the analysis and comparisons of the results obtained.

Key words: bilateral fixed arc, variable thickness, curvilinear outline, finite element method

1. Въведение

Изследването на двустранно запънатата дъга, извършено по аналитични методи (силов метод – единични или групови неизвестни, еластичен център и др.), е трудоемко и свързано с много изчислителна работа. Дъгата е три пъти статически неопределима. В двустранно запънатите дъги, в съответствие с изменението на огъващите моменти, височината на напречното сечение се увеличава от ключа към опорите. Целесъобразен за изследване на системи с криволинейно очертание е методът на крайните елементи (МКЕ). Моделирането им най-често е целесъобразно да се извършва с праволинейни крайни елементи, представящи дъгата като начупена линия, възлите на която описват кривата, по която тя е оформена. Цел на настоящата работа е да се изследва двустранно запъната дъга, с опори на едно и също ниво, с променливо по височината си напречно сечение, с криволинейно очертание при използване на праволинейни КЕ. Да се изследва

¹. Лилия Б. Петрова, доц., д-р, инж.-мат., кат. “Механика”, ВТУ “Т. Каблешков”, бул. “Гео Милев” 158, София 1574; e-mail: lbphr@abv.bg
Liliya Petrova, Assoc. Prof., PhD, Eng. -Math., dep. “Mechanics”, Univ. of Transport “T. Kableshkov”, 158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria; e-mail: lbphr@abv.bg

влиянието на изменението на височината на напречното сечение и криволинейността върху усилията и преместванията на дъгата.

2. Постановка на изследването

Геометрия на дъгата

Дъгата е двустранно запъната, с опори на едно и също ниво, с криволинейно очертание, с променливо по височина напречно сечение. С дъгата е свързана координатна система xOy с определено начало. Известно е, уравнението на дъга от квадратна парабола в координатна система с начало в левия ѝ край, отвор ℓ и стрелка f има вида $y(x) = 4\frac{f}{\ell^2}x(l-x)$. Изразите за първата производна, съответно ъгъла на наклона на тангентата към оста x в произволна точка от оста на параболата имат вида

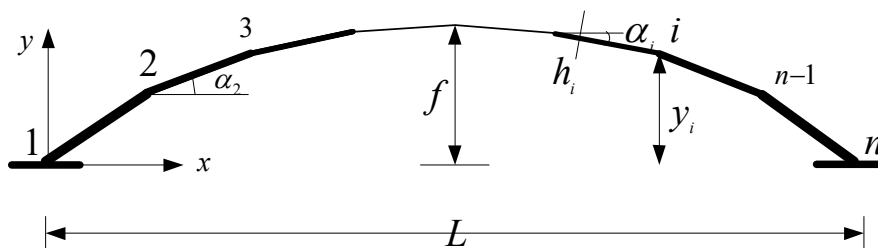
$$(1) \quad y'(x) = 4\frac{f}{\ell^2}(l-2x); \quad \operatorname{tg}(x) = y'(x), \quad \cos(x) = \frac{1}{\sqrt{1+\operatorname{tg}^2(x)}} \quad \sin(x) = \frac{\operatorname{tg} x}{\sqrt{1+\operatorname{tg}^2(x)}}.$$

Геометричното решение на дъгата - ординати в избран брой точки от оста на параболата, намиращи се през равни хоризонтални разстояния, ъгли на наклона на тангентата при приетата линейна апроксимация и дискретизация с избран определен брой възли от дъгата, за всеки конкретен случай, се извършва по записаните изрази и се представя в таблица.

Изследване на дъгата по Метода на крайните елементи (МКЕ)

Използва се праволинеен краен елемент с шест степени на свобода. Възлите на дискретизираната система са разположени през равни хоризонтални разстояния. Височината на напречното сечение в произволна точка от оста на дъгата се определя от условието за изменение на височината на напречното сечение от ключа към опорите ѝ. В рамките на всеки елемент височината на напречното сечение се приема за постоянна и равна на височината в началото на елемента. В изчислителния модел оста на дъгата се преобразува в полигонална крива със скокове на височината на напречното сечение на границата на отделните елементи, в дискретизационните възли на дъгата. В известните ръчни изчисления обикновено се задава отношение на инерционните моменти, съответно на напречните сечения на участъците в дискретизираната дъга.

Дискретизационната схема на двустранно запънатата дъга е показана на фиг. 1.



Фигура 1. Дискретизационна схема на двустранно запънатата дъга

Изследването се извършва с автоматизирано. При използваните изчислителни модели се определят преместванията, усилията в общ случай при произволно натоварване и линиите на влияние за усилията в произволно избрано сечение на дъгата.

3. Числени изследвания

Изследвани са дъги, оформени по квадратна парабола, с променливо по височината си напречно сечение. Дискретизацията на дъгите се извършва с праволинейни крайни елементи. Определянето на преместванията и усилията в дъгата е извършено с

програмата SAP2000. Резултати от решения на дъгата, при използваните дискретизации с определен брой възли и елементи, са показани в табл. 2 и табл. 3.

Пример 1.

Характеристики на дъгата: отвор $L=24\text{ m}$, стрелка $f=6\text{ m}$, напречно сечение - правоъгълно, с височина в ключа $h_c=0,8\text{ m}$ и основа $b=0,4\text{ m}$. Модул на еластичността на материала $E=2,5 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Натоварването на дъгата се състои в равномерно разпределен товар $q=20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, приложен върху лявата половина на дъгата.

За изследваната дъга отношението стрелка – отвор е $\frac{f}{L}=4$.

Началото на координатната система xOy е в левия край на дъгата.

От условие за изменение на площите и инерционните моменти на напречното сечение на дъгата, височината на напречното сечение по оста y , във функция на координатата x , се определя по израза

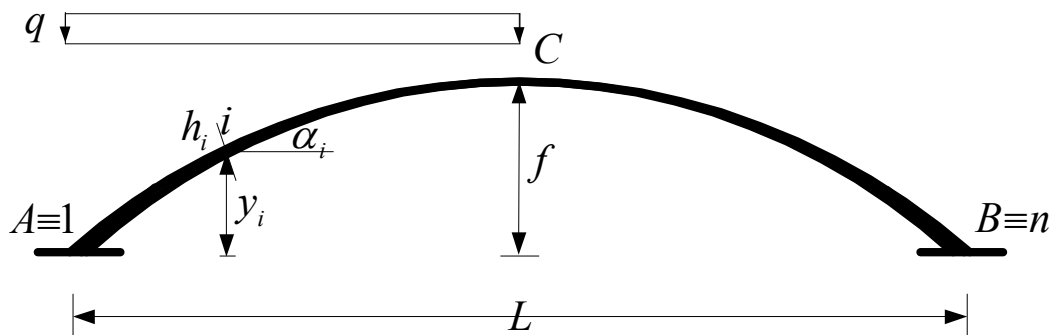
$$(2) \quad h(x) = \sqrt[3]{\frac{h_c^3}{\cos(x)}},$$

където h_c е височината на напречното сечение в ключа.

В сила са зависимостите

$$(3) \quad I = \frac{I_c}{\cos x}, \quad A = \frac{A_c}{\cos x}.$$

Геометрията, натоварването, характеристики на дъгата са показани на фиг.2 и в табл. 1.



Фигура 2. Геометрия, натоварване, характеристики на дъгата

В случая дъгата, с оглед сравнения, е дискретизирана на осем елемента и девет възела.

Таблица 1. Геометрия на дъгата

Възел №	$x(x)$	$y(x)$	$y'(x)$	$tg x$	$\cos x$	$h(x) = \sqrt[3]{\frac{h_c^3}{\cos x}}$
1	0	0.0000	1.0000	1.0000	0.7071	0.898
2	3	2.6250	0.7500	0.7500	0.6000	0.8618
3	6	4.5000	0.5000	0.5000	0.4472	0.8303
4	9	5.6250	0.2500	0.2500	0.2425	0.8081
5	12	6.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8
6	15	5.6250	-0.2500	-0.2500	-0.2425	0.8081
7	18	4.5000	-0.5000	-0.5000	-0.4472	0.8303

8	21	2.6250	-0.7500	-0.7500	-0.6000	0.8618
9	24	0.0000	-1.0000	-1.0000	-0.7071	0.898

Геометричното решение е показано за цялата дъга.

В случая разликата между височината на напречното сечение в ключа h_c и в петите h_0 на запънатата дъга не е голяма (определя се от съотношението $\frac{f}{l}$).

Таблица 2. Премествания и усилия в дъгата

Брой елем.	$n=8$					
	Премествания			Усилия		
Възел №	$u_i(x)$	$w_i(x)$	$\varphi_i(x)$	M_i	Q_i	N_i
1	0	0	0	-204,02	-86,22	-243,22
2	$1,054 \cdot 10^{-3}$	$-1,358 \cdot 10^{-3}$	$5,411 \cdot 10^{-3}$	20,47 20,47	-26,22 -56,31	-190,72 -184,09
3	$1,54 \cdot 10^{-3}$	$-2,27 \cdot 10^{-3}$	$-9,273 \cdot 10^{-3}$	113,77 113,77	3,69 -25,48	-146,59 -144,41
4	$1,365 \cdot 10^{-3}$	$-1,822 \cdot 10^{-3}$	$-2,044 \cdot 10^{-4}$	99,21 99,21	34,52 5,26	-121,99 -126,59
5	$1,132 \cdot 10^{-3}$	$-3,337 \cdot 10^{-4}$	$-6,392 \cdot 10^{-4}$	-7,63 -7,63	65,26 33,93	-119,09 -131,49
6	$1,270 \cdot 10^{-3}$	$1,178 \cdot 10^{-3}$	$-1,175 \cdot 10^{-4}$	-110,49 -110,49	33,93 2,47	-131,49 -135,77
7	$1,451 \cdot 10^{-3}$	$1,679 \cdot 10^{-3}$	$-1,132 \cdot 10^{-4}$	-118,48 -118,48	2,47 -24,53	-135,77 -135,56
8	$-9,716 \cdot 10^{-3}$	$1,020 \cdot 10^{-3}$	$4,473 \cdot 10^{-4}$	-31,52 -31,52	-24,53 -45,53	-133,56 -127,94
9	0	0	0	150,29	-45,53	-127,94

Линии на влияние за реакции и усилия

Ординати на линиите на влияние за усилията в дъгата при използваната дискретизация, са показани в табл. 3.

Таблица 3. Линии на влияние

Брой елем.	$n=8$								
	" A_v "	" A_A "	" M_A "	" M_c "	" Q_c "	" N_c "	" M_m "	" Q_m "	" N_m "
Възел №									
1	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,952	0,182	-1,527	-0,197	7,016E-02	-0,175	0,192	0,109	-0,154
3	0,897	0,509	-1,119	-0,252	0,235	-0,483	1,008	0,341	-0,415
m							1,634	0,467 -0,469	-0,529 -0,880
4	0,669	0,804	-0,161	4,317E-02	0,429	-0,756	0,789	-0,344	-0,987
5	0,586	0,949	0,651	0,961	0,614 -0,378	-0,879 -1,003	-0,401	-0,135	-1,064
6	0,331	0,804	0,887	4,317E-02	-0,229	-0,838	-0,697	-2,817E-0	-0,869
7	0,252	0,509	0,720	-0,252	-0,109	-0,526	-0,557	1,620E-02	-0,537
8	4,790E-02	0,182	0,325	-0,197	-2,489E-02	-0,187	-0,242	1,923E-02	-0,188
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Линиите на влияние за реакциите в дясната опора на дъгата се строят по аналогия и ординатите им се записват по съответствие.

Пример 2.

Характеристики на дъгата: отвор $L=36\text{ m}$, стрелка $f=18\text{ m}$, напречно сечение - правоъгълно, с височина в ключа $h_c=1,2\text{ m}$, височина в петата $h_0=1,8\text{ m}$ и основа $b=1,0\text{ m}$.
Модул на еластичността на материала $E=2,5 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Натоварването на дъгата представлява равномерно разпределен хоризонтален товар $q=20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ ($\leftarrow$), приложен отдясно на дъгата.

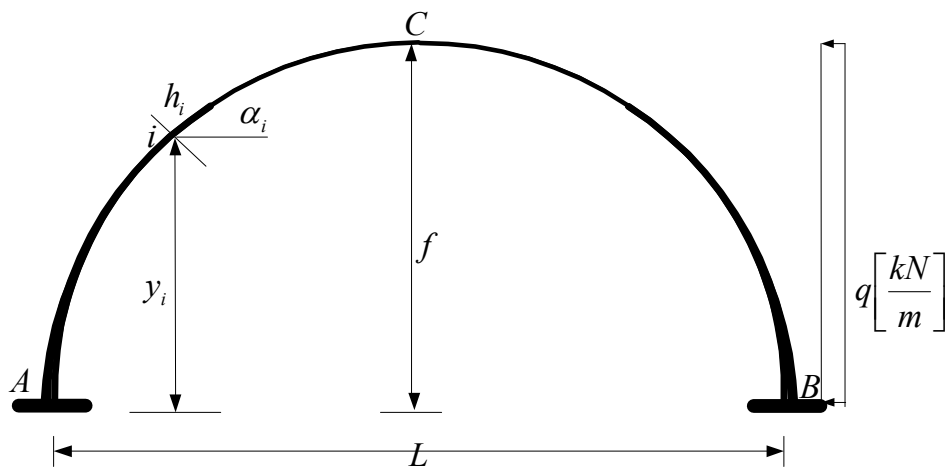
За дъгата отношението стрелка отвор е $\frac{f}{L}=2$.

Началото на координатната система xOy е в левия край на дъгата

В частта от дъгата между петата и ключа височината на напречното сечение се определя по израза

$$(4) \quad d_x = d_c + \frac{d_0 - d_c}{L} |x|,$$

където $|x|$ е абсолютната стойност на абсцисата на разглежданото сечение при спомагателна координатна система $\overline{Cx}\overline{y}$ - (с начало т.С и ориентация на осите ($\rightarrow \overline{x}$) и ($\downarrow \overline{y}$)).



Фигура 3. Геометрия, натоварване, характеристики на дъгата

Таблица 4. Геометрия на дъгата

Възел №	x	$y(x)$	$y'(x)$	$\operatorname{tg} x$	$\cos x$	$h(x)$
1	0	0	2	2	0,4472	1,2
2	3	5,5	1,6667	1,6667	0,5145	1,3
3	6	10	1,3333	1,3333	0,6	1,4
4	9	13,5	1	1	0,7071	1,5
5	12	16	0,6667	0,6667	0,8321	1,6
6	15	17,5	0,3333	0,3333	0,9487	1,7
9	18	18	0	0	1	1,8

В случая геометрията и височините на напречното сечение са показани за половината дъга. В останалата част те се преписват по аналогия.

Дискретизацията на дъгата е извършена с дванадесет елемента и тринадесет възела.

Таблица 5. Премествания и усилия в дъгата

Брой елем. Възел №	$n=12$					
	Премествания			Усилия		
	$u_i(x)$	$w_i(x)$	$\varphi_i(x)$	M_i	Q_i	N_i
1	0,000	0,000	0,000	1016,24	80,92	-121,63
2	-1,835.10 ⁻⁴	9,715.10 ⁻⁵	-5,836.10 ⁻⁵	508,81	80,92 69,83	-121,63 -128,31
3	-5,186.10 ⁻⁴	-3,183.10 ⁻⁴	-8,369.10 ⁻⁵	130,48	69,83 53,88	-128,31 -135,78
4	-8,217.10 ⁻⁴	5,754.10 ⁻⁴	-8,419.10 ⁻⁵	-118,36	53,88 30,50	-135,78 -142,86
5	-0,00102	8,074.10 ⁻⁴	-6,898.10 ⁻⁵	-237,73	30,50 -3,03	-142,86 -146,05
6	-0,001	7,473.10 ⁻⁴	1,027.10 ⁻⁴	-227,52	-3,03 -45,85	145,05 -138,70
7	-9,264.10 ⁻⁴	1,925.10 ⁻⁴	2,369.10 ⁻⁴	-87,68	-45,85 -88,35	-138,70 -116,34
8	-0,00106	-5,415.10 ⁻⁴	-2,012.10 ⁻⁴	166,37	-78,35 -91,46	-56,34 -30,8
9	-0,00123	-8,774.10 ⁻⁴	-2,252.10 ⁻⁵	423,08	61,46 53,14	29,20 42,50
10	-0,00112	-7,504.10 ⁻⁴	-6,474.10 ⁻⁵	523,82	-3,14 13,99	102,50 101,59
11	-8,195.10 ⁻⁴	-4,967.10 ⁻⁴	-1,013.10 ⁻⁴	306,55	83,99 102,82	161,59 150,31
12	-3,409.10 ⁻⁴	-1,813.10 ⁻⁴	-9,714.10 ⁻⁵	-493,86	192,82 210,69	210,31 192,41
13	0,000	0,000	0,000	-2157,69	320,69	252,41

Линии на влияние за реакции и усилия

Ординати на линиите на влияние за усилията в дъгата при използваната дискретизация, са показани в табл. 6.

Таблица 6. Линии на влияние

Брой елем. Възел №	$n=12$								
	" A_v "	" A_n "	" M_A "	" M_c "	" Q_c "	" N_c "	" M_m "	" Q_m "	" N_m "
1	1	0,000	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,98547	3,346E-02	-2,175	-3,835E-02	8,831E-03	-3,539E-02	0,324	3,486E-02	-1,074E-02
3	0,94523	0,118	-3,028	-0,119	3,471E-02	-0,125	1,191	0,125	-3,489E-02
m							1,787 1,787	0,185 -0,466	-4,877E-02 -0,808
4	0,88370	0,232	-2,937	-0,198	7,662E-02	-0,248	0,972	-0,399	-0,822
5	0,8056	0,359	-2,277	-0,238	0,133	-0,386	-0,451	-0,252	-0,845
6	0,67857	0,478	-0,552	6,294E-02	0,239	-0,524	-1,076	-7,878E-02	-0,826
7≡C	0,5	0,527	1,622	1,129 1,129	0,406 -0,580	-0,602 -0,438	-0,827	7,505E-02	-0,723
8	0,32143	0,478	2,881	6,294E-02	-0,396	-0,419	-0,326	0,154	-0,555
9	0,1944	0,359	2,732	-0,238	-0,251	-0,322	-3,442E-02	0,146	-0,381

10	0,11630	0,232	1,882	-0,198	-0,153	-0,209	2,922E-02	0,100	-0,239
11	0,05477	0,118	1,012	-0,119	-7,334E-02	-0,107	4,050E-02	5,357E-02	-0,118
12	0,01453	3,346E-02	0,303	-3,835E-0	-1,983E-02	-3,061E-02	1,826E-02	1,595E-02	-3,281E-02
13	0	0,000	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

И в двата примера сечението m се намира в средата на елемента с означени номера на възлите.

Знаците на записаните резултати за преместванията и усилията са по метода на крайните елементи (SAP2000).

Графично представяне на получените резултати показва очертанието на получените диаграми за премествания, усилия и линии на влияние.

Във възлите на дискретизираните с праволинейни елементи системи се наблюдават, нормално, скокове в диаграмите на напречните и нормалните усилия.

Получените резултати за преместванията и усилията са анализирани и сравнени с известни от литературни източници решения. По вид диаграмите и линиите на влияние в дъгата приблизително съвпадат или наподобяват. Разликите в резултатите в ординатите на диаграмите и линиите на влияние се дължат на разликата в методите на изследване – аналитично ръчно и дискретизационно решение.

Сравнения, изводи

С увеличаване броя на елементите на дискретизираната система геометрията (височината) на напречното сечение на дъгата се уточнява. Уточняват се и получените резултати за преместванията и усилията в дъгата с променливо по височината си напречно сечение. Наблюдава се сходимост на резултатите.

Предимство на приложния елемент е в универсалността на използването на праволинейния краен елемент и отдалечаване от уравнения, описващи криволинейността.

По предложения начин могат да се изследват дъги с произволно очертание, подпиране и при произволни въздействия.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Квартирников Ал., Строителна механика, ч. I, II, UASG, Sofia, 1988 г.
- [2] Карамански Т. и др., Строителна механика, София, Техника, 1988 г.
- [3] Дарков А., Кузнецов В., Строительная механика, Высшая школа, Москва, 1962.
- [4] SAP 2000 v.7.42, Manuals, Computers and structures, California, USA, 1998

УРАВНЕНИЯ ОТ ТРЕТА СТЕПЕН – РЕШЕНИЕ

Лилия Б. Петрова¹

Висше транспортно училище „Тодор Каблешков”, София

EQUATIONS OF THIRD DEGREE – SOLUTION

Liliya B. Petrova¹

Todor Kableshkov University of Transport, Sofia

Abstract: It is examine the possibilities for the analytical solution of the equation of third degree and an analysis of the solution. On the produced manner for solution of the equation, in depending of the coefficients, are solved and presenting examples. Equations of third degree have an application, for example, in the mechanics of the carrier constructions.

Keywords: equations of third degree, analytical solution

1. Преобразуване на уравненията от трета степен

Исходното уравнение от трета степен

$$ax^3+bx^2+cx+d=0, \quad a \neq 0 \quad /: a$$

чрез делене на коефициента $a \neq 0$ се преобразува в каноничен вид

$$x^3+rx^2+sx+t=0, \quad \text{в което} \quad r=\frac{b}{a}, \quad s=\frac{bc}{a}, \quad t=\frac{d}{a}.$$

Чрез субституцията $x=y-\frac{r}{3}$ се получава приведено уравнение от вида

$$y^3+py+q=0.$$

След съпоставяне зависимостите между коефициентите на канонизираното кубично уравнение и приведеното уравнение приемат вида

$$p=\frac{3s-r^2}{3}, \quad q=\frac{2r^3}{27}-\frac{rs}{3}+t.$$

Субституцията $y=x+\frac{r}{3}$ в приведеното уравнение води до каноничното уравнение.

Решението на кубичното уравнение зависи от знака на дискриминантата

¹ Лилия Б. Петрова, доц., д-р, инж.-мат., кат. “Механика”, ВТУ “Т. Каблешков”, бул. “Гео Милев” 158, София 1574; e-mail: lbphr@abv.bg
Liliya Petrova, Assoc. Prof., PhD, Eng.-Math., dep. “Mechanics”, Univ. of Transport “T. Kableshkov”, 158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria; ; e-mail: lbphr@abv.bg

$$\begin{array}{ll} \text{Изходно уравнение} & \text{Приведено уравнение} \\ D=b^2c^2-4ac^3-4b^3d-27a^2d^2+18abcd & D=\left(\frac{p}{3}\right)^3+\left(\frac{q}{2}\right)^2 \end{array}$$

Последната дискриминанта се получава от изходната чрез умножение на $\left(-\frac{1}{108}\right)$

Таблица 1. Дискриминанта – Решения на кубичното уравнение.

	x реално	x комплексно
$D>0$	Един реален корен	Един реален и два комплексно спрегнати корена
$D<0$	Три реални корена	Три реални корена
$D=0$	Един реален корен и един двукратен корен или един реален трикратен корен. Последното се получава при $p=q=0$.	Един реален корен и един двукратен корен или един реално трикратен корен. Последното се получава при $p=q=0$.

2. Решения на уравненията от трета степен

2.1. Чрез разлагане на линейни множители

Изходното (приведеното) уравнение се представят като произведение на множители

$$ax^3+bx^2+cx+d=a(x-\alpha)(x^2+\rho x+\sigma)=0$$

или

$$ax^3+bx^2+cx+d=a(x-\alpha)(x-\beta)(x-\gamma)=0.$$

В случая корените на кубичното уравнение са означени с α , β , γ .

Корени на кубичното уравнение са корените на линейния множител $x=\alpha$ и корените на квадратното уравнение

$$(x^2+\rho x+\sigma)=0 \quad x_{1,2}=-\frac{\rho}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\rho}{2}\right)^2-4\sigma}; x_{1,2}=(\beta, \gamma).$$

$$(x^2+\rho x+\sigma)=(x-\beta)(x-\gamma)=0, \quad \beta+\gamma=-\rho, \quad \beta\gamma=\sigma.$$

Решенията в двата случая на представяне на изходното уравнение съвпадат.

Отделянето на линеен множител е възможно при едно очевидно или известно решение на кубичното уравнение.

Примери:

В случая като кубични уравнения се използват и изрази на формули за съкратено умножение. Показани са възможните разлания на множители.

$$\begin{array}{l} x^3=1 \\ x^3-1=(x-1)(x^2+x+1) \\ x_1=1, x_2=\frac{1}{2}+i\frac{\sqrt{3}}{2}, x_3=\frac{1}{2}-i\frac{\sqrt{3}}{2}. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} x^3=-1 \\ x^3+1=(x+1)(x^2-x+1) \\ x_1=-1, x_2=\frac{1}{2}+i\frac{\sqrt{3}}{2}, x_3=\frac{1}{2}-i\frac{\sqrt{3}}{2}. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} x^3=a \\ x^3-a=0 \quad x^3-\sqrt[3]{a}=0 \\ (x-\sqrt[3]{a})(x^2+x\sqrt[3]{a}+(\sqrt[3]{a})^2)=0 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} x^3=-a \\ x^3+a=0 \quad x^3+\sqrt[3]{a}=0 \\ (x+\sqrt[3]{a})(x^2-x\sqrt[3]{a}+(\sqrt[3]{a})^2)=0 \end{array}$$

$$x_1 = \sqrt[3]{a}, \quad x_2 = \sqrt[3]{a} \left(\frac{1}{2} + i \frac{\sqrt{3}}{2} \right) \\ x_3 = \sqrt[3]{a} \left(\frac{1}{2} - i \frac{\sqrt{3}}{2} \right).$$

$$x_1 = -\sqrt[3]{a}, \quad x_2 = \sqrt[3]{a} \left(\frac{1}{2} + i \frac{\sqrt{3}}{2} \right) \\ x_3 = \sqrt[3]{a} \left(\frac{1}{2} - i \frac{\sqrt{3}}{2} \right).$$

$$(x+1)^3=0 \\ (x+1)^3=(x+1)(x+1)(x+1)=0 \\ (x+1)^3=(x+1)(x+1)^2=(x+1)(x^2+2x+1) \\ (x+1)^3=x^3+3x^2+3x+1=0 \\ x_1=-1; x_2=-1; x_3=-1$$

$$(x-1)^3=0 \\ (x-1)^3=(x-1)(x-1)(x-1)=0 \\ (x-1)^3=(x-1)(x-1)^2=(x-1)(x^2-2x+1) \\ (x-1)^3=x^3-3x^2+3x-1=0 \\ x_1=1; x_2=1; x_3=1$$

$$(x+a)^3=0 \\ (x+a)^3=(x+a)(x+a)(x+a)=0 \\ (x+a)^3=(x+a)(x+a)^2=(x+a)(x^2+2ax+a^2)=0 \\ (x+a)^3=x^3+3ax^2+3a^2x+a^3=0 \\ x_1=-a; x_2=-a; x_3=-a$$

$$(x-a)^3=0 \\ (x-a)^3=(x-a)(x-a)(x-a)=0 \\ (x-a)^3=(x-a)(x-a)^2=(x-a)(x^2-2ax+a^2)=0 \\ (x-a)^3=x^3-3a^2x+3ax^2-a^3=0 \\ x_1=a; x_2=a; x_3=a$$

$$(x^3+x+2)=0 \\ (x^3+x+2)=(x+1)(x^2-x+2) \\ (x+1)=0 \quad x=-1 \\ (x^2-x+2)=0 \quad x_{1,2}=\frac{1 \pm i\sqrt{7}}{2} \\ x_1=-1; x_2=\frac{1+i\sqrt{7}}{2}; x_3=\frac{1-i\sqrt{7}}{2}$$

$$x^3-2x^2-23x-84=0 \\ x^3-2x^2-23x-84=(x-7)(x^2+5x+12) \\ (x-7)=0 \quad x=7; \\ x^2+5x+12=0 \quad x_{1,2}=\frac{-5 \pm i\sqrt{23}}{2}; \\ x_1=7; x_2=\frac{-5+i\sqrt{23}}{2}; x_3=\frac{-5-i\sqrt{23}}{2}$$

2.2. Чрез формулите на Кардано

Формулите на Кардано за изходно уравнение $x^3+rx^2+sx+t=0$ се отнасят за съответния му приведен вид $y^3+py+q=0$.

Решения на приведеното уравнение

$$y_1=u+v, \quad y_2=-\frac{u+v}{2}+\frac{u-v}{2}i\sqrt{3}=\varepsilon_1u+\varepsilon_2v, \quad y_3=-\frac{u+v}{2}-\frac{u-v}{2}i\sqrt{3}=\varepsilon_1v+\varepsilon_2u,$$

където $u=\sqrt[3]{-\frac{q}{2}+\sqrt{D}}, \quad v=\sqrt[3]{-\frac{q}{2}-\sqrt{D}}, \quad D=\left(\frac{p}{3}\right)^3+\left(\frac{q}{2}\right)^2, \quad \varepsilon_{1,2}=\frac{-1 \pm i\sqrt{3}}{2}.$

Предвид субституцията, при определени $y_k, (k=1, 2, 3)$, решенията на изходното уравнение се получават по изразите $x_k=y_k-\frac{r}{3}, (k=1, 2, 3).$

В случая $D<0$ кубичното има три реални корена. При използване на записаните формули, корените на кубичното уравнение се изразяват чрез комплексни числа. Изразяване чрез комплексни числа се избягва по следния начин.

Полага се $\rho = \sqrt[3]{-\frac{p^3}{27}}, \quad \cos \varphi = -\frac{q}{2\rho}.$

Решенията на приведеното уравнение приемат вида

$$y_1 = 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right), \quad y_2 = 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right), \quad y_3 = 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right).$$

Следва определянето на корените на корените $x_k = y_k - \frac{r}{3}, (k=1, 2, 3)$ на каноничното кубично уравнение $x^3 + rx^2 + sx + t = 0$.

Примери:

$$x^3 - 6x^2 + 21x - 52 = 0$$

$$y^3 + 9y - 26 = 0 \quad p = 9 > 0, \quad q = -26; \quad D = 196 > 0;$$

$$\varepsilon_1 = \frac{(-1+i\sqrt{3})}{2}; \quad \varepsilon_2 = \frac{(-1-i\sqrt{3})}{2}; \quad \varepsilon_1 = -0,5 + 0,866i; \quad \varepsilon_1 = -0,5 - 0,866i;$$

$$u = \sqrt[3]{-\frac{(-26)}{2} + \sqrt{196}} = 3, \quad v = \sqrt[3]{-\frac{(-26)}{2} - \sqrt{196}} = -1;$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 2, & x_1 &= 4, \\ y_2 &= -1 + 2i\sqrt{3} = -1 + 3,464i, & x_2 &= 1 + 3,464i, \\ y_3 &= -1 - 2i\sqrt{3} = -1 - 3,464i. & x_3 &= 1 - 3,464i. \end{aligned}$$

$$11x^3 + 2x^2 - 7x + 28 = 0;$$

$$x^3 + 0,1818x^2 - 0,6364x + 2,5845 = 0;$$

$$y^3 + 9y - 26 = 0 \quad p = -0,6474 < 0, \quad q = 2,5845; \quad D = 1,6598 > 0;$$

$$\varepsilon_1 = \frac{(-1+i\sqrt{3})}{2}; \quad \varepsilon_2 = \frac{(-1-i\sqrt{3})}{2}; \quad \varepsilon_1 = -0,5 + 0,866i; \quad \varepsilon_1 = -0,5 - 0,866i;$$

$$u = \sqrt[3]{-\frac{(-26)}{2} + \sqrt{196}} = -0,1573, \quad v = \sqrt[3]{-\frac{(-26)}{2} - \sqrt{196}} = -1,3716;$$

$$\begin{aligned} y_1 &= -1,529, & x_1 &= -1,5896, \\ y_2 &= 0,7645 + 1,0516i, & x_2 &= 0,7039 + 1,0506i, \\ y_3 &= 0,7645 - 1,0516i. & x_3 &= 0,7039 - 1,0506i. \end{aligned}$$

$$x^3 - 7x + 5 = 0$$

$$y^3 - 7y + 5 = 0 \quad r = 0 \quad p = -7 < 0, \quad q = 5; \quad D = -6,4537 < 0;$$

$$\rho = \sqrt[3]{-\frac{p^3}{27}} = -3,5647; \quad \cos(\varphi) = -\frac{q}{2\rho} = -0,7014; \quad \varphi = 2,3482;$$

$$\frac{\varphi}{3} = -0,7827; \quad \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0,709;$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 2,166, & x_1 &= y_1 - \frac{r}{3} = 2,166, \\ y_2 &= 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = -2,9488, & x_2 &= y_2 - \frac{r}{3} = -2,9488, \end{aligned}$$

$$y_3 = 2\sqrt[3]{\rho} \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 0,7828.$$

$$x_3 = y_3 \frac{r}{3} = 0,7828.$$

В приложените примери решенията са представени с комплексни и реални числа.

2.3. Чрез помощни величини

Помощни величини. Решения на уравненията

В приведено уравнение $y^3 + py + q = 0$ се въвеждат означенията

$$R = \text{sign}|q| \sqrt{\frac{|p|}{3}}, \quad \text{където } \text{sign}|q| = \begin{cases} 1 & q > 0 \\ 0 & q = 0 \\ -1 & q < 0 \end{cases}.$$

Въвеждат се още помощна величина φ и дискриминанта на приведеното кубично уравнение $D = \left(\frac{p}{3}\right)^3 + \left(\frac{q}{2}\right)^2$.

Решенията на приведеното уравнение y_k , ($k=1, 2, 3$), определени според знака на p и D , са показани в табл.1.

Таблица 2.

y_k	$p < 0$		$p > 0$
	$D \leq 0$	$D > 0$	
	$\cos\varphi = \frac{q}{2R^3}$	$ch\varphi = \frac{q}{2R^3}$	$sh\varphi = \frac{q}{2R^3}$
y_1	$-2R\cos\frac{\varphi}{3}$	$-2Rch\frac{\varphi}{3}$	$-2Rsh\frac{\varphi}{3}$
y_2	$-2R\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$	$Rch\frac{\varphi}{3} + i\sqrt{3}Rsh\frac{\varphi}{3}$	$Rsh\frac{\varphi}{3} + i\sqrt{3}Rch\frac{\varphi}{3}$
y_3	$-2R\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$	$Rch\frac{\varphi}{3} - i\sqrt{3}Rsh\frac{\varphi}{3}$	$Rsh\frac{\varphi}{3} - i\sqrt{3}Rch\frac{\varphi}{3}$

Предвид използваната субституция, при определени y_k , ($k=1, 2, 3$), решенията на изходното уравнение се получават по изразите $x_k = y_k \frac{r}{3}$, ($k=1, 2, 3$).

Примери:

1. $y^3 - 9y + 4 = 0$ $p = -9 < 0$, $q = 4$; $D = -23 < 0$;
 $R = \sqrt{3} = 1,7321$; $\cos\varphi = \frac{2}{3\sqrt{3}}$ $\varphi = 67^\circ 22$;

$$y_1 = -2\sqrt{3} \cos 22^\circ 27' = -2\sqrt{3} \cdot 0,9242 = -3,2015,$$

$$y_2 = -2\sqrt{3} \cos 142^\circ 27' = -2\sqrt{3} (-0,7982) = 2,746,$$

$$y_3 = -2\sqrt{3} \cos 262^\circ 27' = -2\sqrt{3} (-0,1314) = 0,45515$$

$$-x^3 + 4x^2 - 11x - 37 = 0$$

$$r = -4; \quad s = -11; \quad t = 37$$

$$y^3 - 16,3333y + 17,5926 = 0 \quad p = -16,3333 < 0, \quad q = 17,5926; \quad D = -84,0093 < 0;$$

$$R = 2,3333; \quad \cos\varphi = 0,6924 \quad \varphi = 0,806;$$

$$\begin{aligned} y_1 &= -4,4993, & x_1 &= -3,1659; \\ y_2 &= 3,3224; & x_2 &= 4,6557; \\ y_3 &= 1,1769 & x_3 &= 2,5102 \end{aligned}$$

2. $4x^3 - 2x^2 - 3x + 6 = 0$
 $y^3 - 8,333y^2 + 10,7407 = 0$
 $R = 1,667;$
 $y_1 = -3,3912,$
 $y_2 = 1,6956 + 0,540i,$
 $y_3 = 1,6956 - 0,540i$

$$\begin{aligned} p &= -8,333, & q &= 10,7407; & D &= 7,4074 \\ sh\varphi &= 0,5879 & ch\varphi &= 1,16 & \varphi &= 0,5584; \\ x_1 &= -4,7246, \\ x_2 &= 0,3623 + 0,5404i, \\ x_3 &= 0,3623 - 0,540i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4x^3 + 8x^2 - 3x + 15 &= 0 \\ y^3 - 2,0833y^2 + 4,8426 &= 0 \\ R &= 0,8333; \\ y_1 &= -2,0961, \\ y_2 &= 1,048 + 1,1009i, \\ y_3 &= 1,048 - 1,1009i. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= -2,0833, & q &= 4,8426; & D &= 5,5278 \\ sh\varphi &= 4,0627 & ch\varphi &= 4,184 & \varphi &= 2,1098; \\ x_1 &= -2,7628, \\ x_2 &= 0,3814 + 1,009i, \\ x_3 &= 0,3814 - 1,009i. \end{aligned}$$

3. $x^3 - 6x^2 + 21x - 52 = 0$
 $y^3 + 9y - 26 = 0$
 $R = -\sqrt{3};$
 $y_1 = 2,$
 $y_2 = -1 - 2i\sqrt{3} = -1 - 3,464i,$
 $y_3 = -1 + 2i\sqrt{3} = -1 + 3,464i.$

$$\begin{aligned} p &= 9 > 0, & q &= -26; & D &= 1960 \\ sh\varphi &= 2,5019 & ch\varphi &= 2,6945 & \varphi &= 1,648; \\ x_1 &= 4, \\ x_2 &= 1 + 3,464i, \\ x_3 &= 1 - 3,464i. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2x^3 + 4x^2 + 12x - 19 &= 0 \\ y^3 + 4,667y - 12,9074 &= 0 \\ R &= -1,2472; \\ y_1 &= 1,7046 \\ y_2 &= -0,8523 + 2,6165i \\ y_3 &= -0,8523 - 2,6165i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= 4,667 > 0, & q &= -12,9074; & D &= 45,144; \\ sh\varphi &= 3,3264 & ch\varphi &= 3,4735 & \varphi &= 1,9167; \\ x_1 &= 1,0379 \\ x_2 &= -1,519 - 2,6165i \\ x_3 &= -1,519 + 2,6165i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x^3 + 3x + 3 &= 0 \\ r &= 0; & s &= 3; & t &= 3 \\ y^3 + 3y + 3 &= 0 \\ R &= 1; \\ y_1 &= -0,8177 \\ y_2 &= 0,4089 + 1,8712i \\ y_3 &= 0,4089 - 1,8712i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= 3 > 0 & q &= 3 & D &= 3,25 > 0 \\ sh\varphi &= 1,5 & ch\varphi &= 1,8028 & \varphi &= 1,1948; \\ x_1 &= -0,8177 \\ x_2 &= 0,4089 + 1,8712i \\ x_3 &= 0,4089 - 1,8712i \end{aligned}$$

Корените x_k , ($k=1, 2, 3$) на канонизираното уравнение $x^3+rx^2+sx+t=0$, трябва да удовлетворяват зависимостите

$$x_1+x_2+x_3=-r;$$

$$x_1x_2+x_1x_3+x_2x_3=s;$$

$$x_1x_2x_3=-t;$$

Същите зависимости са проверени числено за решените уравнения.

Решенията в този случай примери представят и трите записани в табл. 1 типове решения на кубични уравнения. На получените решения–корени на кубични уравнения, в някои от случаите, е направено сравнение.

Заклучение

Решение на уравнение от трета степен е сравнително по-малко представено в литературните източници.

Уравнения от трета степен се прилагат например в не малко случаи на механиката на носещите конструкции. Решаването на уравнението от трета степен, по представените методи, в представената работа се извършва със съставена програма.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Бронштейн И. Н., К. А. Семендяев, Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов, Наука, Москва, 1986.
- [2] Кисьов Ив., Наръчник на инженера, Математика, "Техника", София, 1970.

ГРАФИЧЕН МЕТОД ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЯДРОТО НА НАПРЕЧНО СЕЧЕНИЕ

Светлана Лилкова-Маркова¹, Теодор Тодоров²

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

GRAPHICAL METHOD FOR DETERMINING THE CORE OF A CROSS SECTION

Svetlana Lilkova-Markova¹, Teodor Todorov²

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: Solving a variety of practical problems requires the determination of the core of a cross section. In the article two examples for application of the graphical method are demonstrated for this purpose. Its advantages are substantiated for the cases when the section has no axis of symmetry and when there is a convex curve in its outline. The AutoCAD software product is applied for realization.

Key words: core of a section, graphical method

1. Въведение

Съпротивление на материалите е важна дисциплина за всеки инженер. Придобитите знания по нея са от съществено значение при проектиране на конструктивните елементи. От тях натоварените на центричен и на нецентричен натиск са често срещани в конструкциите.

При центрично натиснати елементи съществуват само натискови напрежения. Ако приложната точка на силата не съвпада с центъра на тежестта на сечението, то може да има различни случаи. Диаграмата на нормалните напрежения е или еднозначна, или двузначна. Ако материалът на колоната е крехък (бетон, тухлена зидария, камък), е

¹ Светлана Лилкова-Маркова, професор, доктор, катедра „Техническа механика“, Университет по архитектура, строителство и геодезия, Хидротехнически факултет, София, бул. „Христо Смирненски“ №1; e-mail: lilkovasvetlana@gmail.com;

Svetlana Lilkova-Markova, Prof., PhD, Eng., Department of Technical Mechanics, Faculty of Hydraulic Engineering, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, 1 Hristo Smirnenski boulevard; e-mail: lilkovasvetlana@gmail.com ;

² Теодор Тодоров, ас., инж., катедра „Техническа механика“, Университет по архитектура, строителство и геодезия, Хидротехнически факултет, София, бул. „Христо Смирненски“ №1; e-mail: toдоров.fhe@gmail.com; Teodor Todorov, Assist. Prof., Eng., Department of Technical Mechanics, Faculty of Hydraulic Engineering, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, 1 Hristo Smirnenski boulevard; e-mail: toдоров.fhe@gmail.com ;

необходимо напреженията да са само на натиск. Тези материали поемат малки опънни напрежения.

Затова се дефинира ядро на напречното сечение на колоната. То е област около центъра на тежестта на сечението. Ако приложената точка на натисковата сила е в ядрото на сечението, то нормалните напрежения са само на натиск.

В повечето учебници по Съпротивление на материалите [1], [2], [3], [4] е показано аналитично определяне на точки от контура на ядрото на сечение. Чертаят се тангирщи прави към сечението. То се намира изцяло от едната страна на тези прави. Определят се техните отрезки n_y и n_z спрямо главните централни инерционни оси. Координатите y_0 и z_0 на точка от ядрото се определят съгласно следните формули:

$$(1) \quad y_0 = -\frac{i_z^2}{n_y}; z_0 = -\frac{i_y^2}{n_z},$$

където i_y и i_z са инерционните радиуси. Този подход е лесен за прилагане, когато разглежданото сечение има ос на симетрия и е очертано с прави линии.

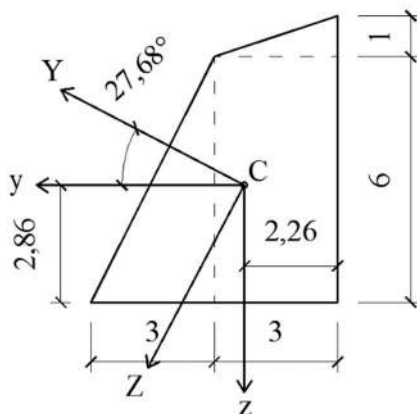
В случай, че сечението няма ос на симетрия, координатната система на главните инерционни оси е завъртяна спрямо хоризонталната централна ос. Отрезите на тангиращите прави от главните инерционни оси се определят по-трудно. Задачата се усложнява и при наличие на изпъкнала крива в напречното сечение (например дъга от окръжност).

В настоящата статия е показано, че при използване на графичния метод за построение на ядро на напречното сечение съгласно [5], [6] тези трудности отпадат. В механиката са известни различни графични методи [7]. Те не са много популярни, поради натрупване на грешка при работа върху класическа чертожна дъска. Съществуват съвременни програмни продукти за графичен дизайн. С тяхното използване точността на графичните решения е същата като на аналитичните.

2. Графичен метод за определяне на ядрото на сечение

Задача 1: Очертано с прави линии сечение без ос на симетрия

Това сечение е показано на фиг. 1. Главните централни инерционни оси Y и Z са завъртени спрямо осите y и z . Главните инерционни моменти имат следните стойности: $I_Y = 111,79$; $I_Z = 44,17$. Представеното графично решение е извършено в безразмерното моделно пространство на AutoCAD. Затова в настоящата статия не са записани дименсии. При графичното решение на задачата те са без значение. Отношенията на величини с еднакви дименсии и ъглите са едни и същи, независимо от това дали размерите са дадени в метри или в сантиметри. Инерционните радиуси на разглежданото сечение са: $i_y = 1,98$ и $i_z = 1,245$.



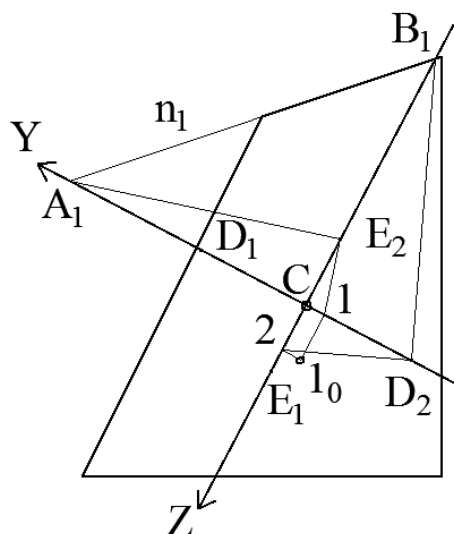
Фигура 1. Главни централни инерционни оси

На фиг. 2 е показано графичното решение за определяне на точка от ядрото, съответстваща на допирателна към напречното сечение. Най-напред се начертават главните централни инерционни оси Y и Z . Изчисляват се главните инерционни моменти I_Y , I_Z и съответните инерционни радиуси i_Y , i_Z . По направление на оста Z се нанасят отсечките $CE_1 = CE_2 = i_Z$, а по направление на оста Y - отсечките $CD_1 = CD_2 = i_Y$. Прилага се следната методика за определяне на положението на точка от ядрото (точка 1_0 от фиг. 2):

Чертае се допирателна към сечението (в случая допирателната n_1)

1. Определят се пресечните точки на допирателната с главните централни инерционни оси (в случая $A_1 = n_1 \cap Y$ и $B_1 = n_1 \cap Z$)
2. Чертае се отсечката A_1E_2 и в точка E_2 се спуска перпендикулярна права към нея. Пресечната точка на тази права с оста Y се означава с 1. В точка 1 се спуска перпендикуляр към оста Y .
3. Чертае се отсечката B_1D_2 и в точка D_2 - перпендикулярна права към нея. Пресечната точка на тази права с оста Z се означава с 2. В точка 2 се спуска перпендикуляр към оста Z .
4. Пресечната точка на правите, начертани според точки 3 и 4, е точка от ядрото, съответстваща на допирателната n_1 , т.е. $(1 \perp Y) \cap (2 \perp Z) = 1_0$.

По аналогичен начин се определят точките от ядрото на сечението, съответстващи на останалите тангенти.



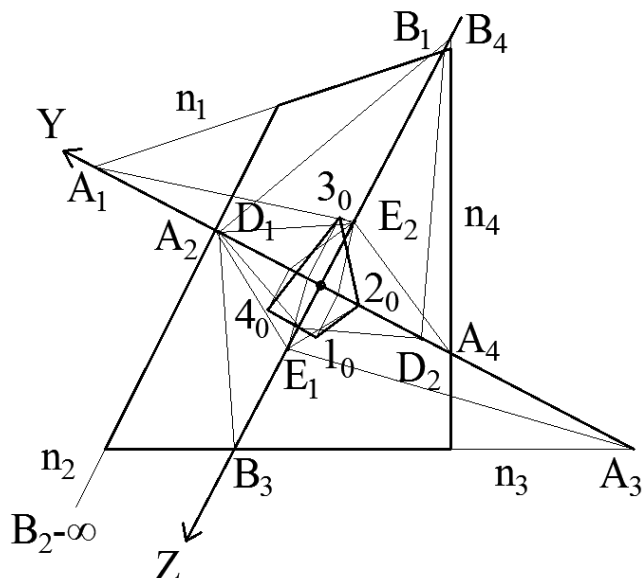
Фигура 2. Графично определяне на точка 1_0 от ядрото

При графичното решение за определяне на точки от контура на ядрото е в сила следното:

- Инерционните радиуси са на първа степен, докато при аналитичното решение те са на втора степен.
- Точка A_1 се свързва с една от двете точки E_1 и E_2 , а точка B_1 се свързва с една от точките D_1 и D_2 . И в двата случая графично се определя точката 1_0 .
- Ако някоя допирателна към сечението е перпендикулярна на главна инерционна ос (например, n_2 на фиг.3 и пресечната точка B_2 е в безкрайността), то съответната точка от ядрото лежи върху същата главна

централна инерционна ос. Това твърдение следва от факта, че $B_2 \in D_1 \perp Y$, т.е. перпендикулярната права към $B_2 \in D_1$ в т. D_1 съвпада с оста Y .

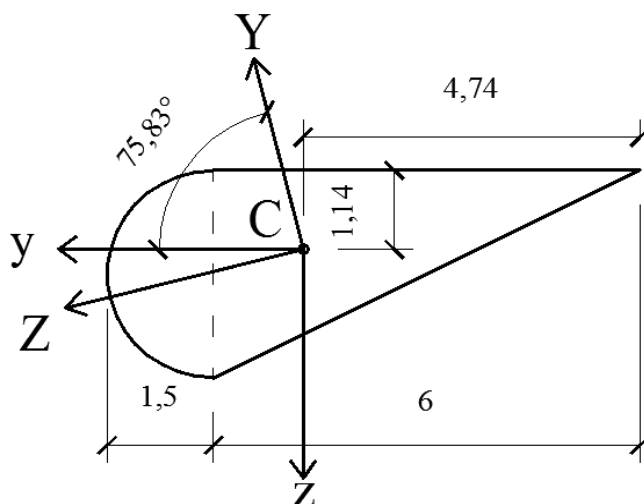
На фиг. 3 е показано пълното графично решение за определяне на ядрото.



Фигура 3. Графично определяне на ядрото на сечение

Задача 2: Сечение без ос на симетрия и с изпъкнала полуокръжност в очертанието му

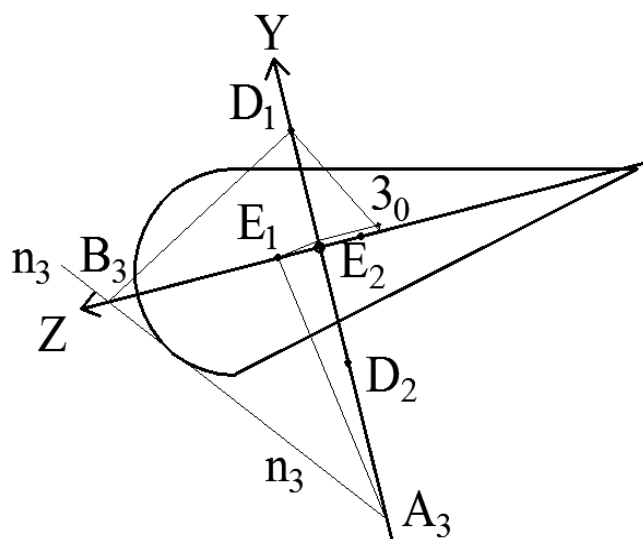
Геометрията на това сечение е представена на фиг.4. Главните инерционни моменти са: $I_Y = 38,177$; $I_Z = 5,141$, а инерционните радиуси: $i_Y = 1,745$ и $i_Z = 0,64$.



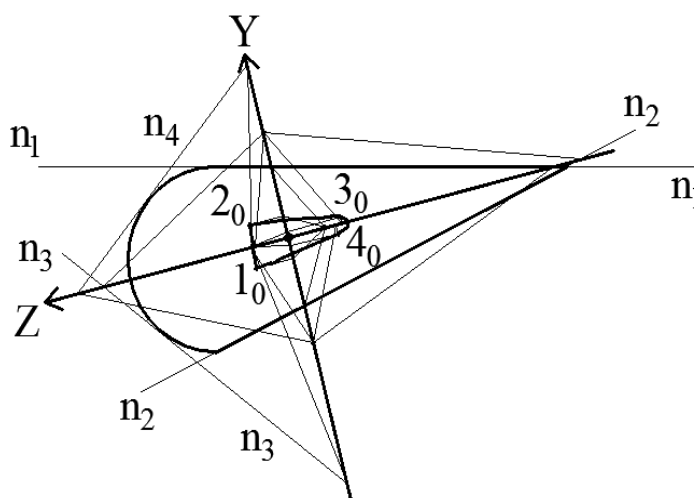
Фигура 4. Главни централни инерционни оси

Графичното решение за ядрото на сечение 2 е показано на фиг.6. Приложена е гореописаната методика за определянето на точки $1_0 - 4_0$. Към полуокръжността могат да се построят достатъчно на брой допирателни. След съединяване на съответните точки от ядрото се получава гладка крива. На фиг. 5 е показана една допирателна към

окръжността - n_3 , на която отговаря точка 3_0 . Точките $2_0, 3_0, 4_0$ и 1_0 са свързани с плавна крива (започва от 2_0 минава през 3_0 и 4_0 и завършва в 1_0).



Фигура 5. Графично определяне на точка 3_0 от ядрото на сечението



Фигура 6. Графично определяне на ядрото на сечение 2

Заклучение

Представените задачи отразяват следните предимства на графичния метод за определяне на ядрото на сечение:

- Той е особено полезен при сечения без ос на симетрия, защото голяма част от изчисленията се спестяват.
- Значително улеснено е изчертаването на ядрото при наличие на изпъкнала крива върху контура на напречното сечение.
- Практически графичният метод е идентичен с аналитичния, ако за графическите построения се ползват CAD програми.

- Демонстрира се приложение на инерционните радиуси на сечение с тяхната първа степен. Във формулите за аналитичното решение те участват със своята втора степен.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Младенов, К., Й. Клечеров, Св. Лилкова-Маркова, В. Ризов, Съпротивление на материалите, ABC Техника, 2012.
- [2] Timoshenko, S., Strength of Materials, Part 1 and Part 2 , D. van Nostrand Company, Inc., second edition, New York, 1940.
- [3] Лолов, Д., Св. Лилкова-Маркова, Съпротивление на материалите, Дизайн Имидж, София, 2021.
- [4] Киндова-Петрова, Д., Сборник задачи за курсови работи по съпротивление на материалите за студентите от задочна форма на обучение специалности ССС, ТС, ВиК, ХТС и ХМС – част II, София, 2017.
- [5] Кисляков, С., Съпротивление на материалите, Техника, София, 1975.
- [6] Малчев, И., М. Тодоров, Г. Данов, М. Новаков, Ц. Парасков, С. Кисляков, Ръководство за упражнения по съпротивление на материалите, Техника, София, 1965.
- [7] Trefftz, E., Graphostatik, B.G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1936.

SECTION 6

**VI. Foundation and Geotechnics.
Road, Rail and Metro Infrastructure.
VII. Building Constructions
VIII. Seismic Engineering**

РАЗДЕЛ 6

**VI. Фундиране и геотехника.
Пътно и железопътно строителство.
VII. Строителни конструкции
VIII. Сеизмично инженерство**

A NUMERICAL APPROACH FOR STRENGTHENING BY TIES EXISTING RC STRUCTURES TO AVOID PROGRESSIVE COLLAPSE UNDER SEISMIC SEQUENCES

Angelos Liolios¹, Doncho Partov^{2,*}, Konstantinos Liolios^{3,**},
Themistoklis Tsalkatidis^{4,***}, Boris Folic^{5,***}

Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece

** Lyuben Karavelov University (VSU), Sofia, Bulgaria*

*** Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria,*

**** Norwegian University of Life Sciences, Ås, Oslo, Norway*

***** University of Belgrade, Belgrade, Serbia*

Abstract: *The present study deals with a numerical approach, which concerns the computational seismic analysis of old existing framed reinforced concrete (RC) structures under the removal of some columns and the so-induced requirement of a strengthening by ties (tension only elements). As well-known, existing RC buildings are sometimes subjected to obligatory removal of some structural element-members, e.g. columns, and so to the risk of a progressive collapse. In order to avoid such a progressive collapse, especially under seismic sequences, a modification of the structural response and a redistribution of internal actions can result to a requirement for strengthening the remaining structure after the removal of the degraded elements. The unilateral behaviour of these cable-ties, which can undertake only tension, is strictly considered, and the response of the remaining structure strengthened by ties is computed under seismic sequences. Finally, in a practical case of an old framed RC structure, the effectiveness of the proposed methodology is shown.*

Key words: *Progressive collapse, removal of columns, strengthening by ties, seismic sequences.*

1. Introduction

Old existing reinforced concrete (RC) structures are often subjected to various environmental actions, e.g. corrosion, earthquakes etc. These actions can cause significant

¹ Angelos Liolios, Democritus University of Thrace, Dept. Civil Engineering, Xanthi, and Greek Ministry of Education, Directorate of Sec. Education of the Dodecanese, Rhodes, Greece; e-mails: aliolios@civil.duth.gr, angelosliolios@gmail.com.

² Doncho Partov, University of Structural Engineering & Architecture "Lyuben Karavelov" (VSU), Sofia, Bulgaria; e-mail: partov@vsu.bg.

³ Konstantinos Liolios, Institute of Information and Communication Technologies, Bulgarian Academy of Sciences (BAS), Sofia, Bulgaria; e-mail: kostisliolios@gmail.com.

⁴ Themistoklis Tsalkatidis, Norwegian University of Life Sciences, Oslo, Ås, Norway; e-mail: themistoklis.tsalkatidis@nmbu.no.

⁵ Boris Folic, University of Belgrade, Fac. of Mech. Enging, Belgrade, Serbia; e-mail: boris.folic@gmail.com.

damages resulting into the strength degradation and the reduction of the loads bearing capacity of some structural elements. For some these elements is sometimes obligatory to be removed, and so a further reduction of the whole structure capacity is caused, which can lead to progressive collapse [1].

In order to overcome the above progressive collapse, and after a structural assessment, a strengthening of the remaining structure is usually suggested. Among the available strengthening methods [2-4], cable-like members (tension-only tie-elements) can be used as a first strengthening and repairing procedure [5]. Cables can undertake tension but buckle and become slack and structurally ineffective when subjected to a sufficiently large compressive force. Thus, the governing conditions take an equality as well as an inequality form and the problem becomes a high non-linear one. So, the problem of structures containing as above cable-like members belongs to the so-called Inequality Problems of Mechanics, as their governing conditions are of both, equality and inequality type [6-8]. A realistic numerical treatment of such problems can be obtained by mathematical programming methods (optimization algorithms).

Moreover, as concerns the seismic upgrading of existing RC structures, modern seismic design codes adopt exclusively the use of the isolated and rare 'design earthquake', whereas the influence of repeated earthquake phenomena is ignored. But as the results of recent research have shown [9], multiple earthquakes generally require increased ductility design demands in comparison with single isolated seismic events.

In the present paper, a numerical approach is presented for the analysis of existing old framed RC buildings, which are strengthened by cable elements in order to avoid progressive collapse under seismic sequences after the obligatory removal of some degraded structural elements. The computational approach is based on an incremental problem formulation. Finally, an application is presented for a simple typical example of an industrial RC frame strengthened by bracing ties after the removal of some ground floor columns.

2. Method of analysis

Numerical methods for the problem treatment have been presented recently, see [5]. Briefly, the RC frame structural system is discretized in space by using finite elements. The usual frame elements are used for the reinforced concrete frame. On the other hand, for the cable strengthening system, pin-jointed bar elements are used. The behaviour of both, the cable elements and the non-linear RC elements, includes loosening, elastoplastic or/and elastoplastic-softening-fracturing and unloading - reloading effects as depicted in Fig. 1. All these characteristics can be expressed mathematically by non-convex relations of the general form:

$$(1) \quad s_i(d_i) \in \hat{\partial} S_i(d_i).$$

Here s_i and d_i are generalized stress and deformation quantities, respectively, $\hat{\partial}$ is the generalized gradient and S_i is the superpotential function, see Panagiotopoulos [7].

For the numerical treatment of the problem, the cable-elements are taken into account and the dynamic equilibrium for the structural system is written in incremental matrix notation:

$$(2) \quad \mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \Delta \dot{\mathbf{u}} + (\mathbf{K}_T + \mathbf{G}) \Delta \mathbf{u} = -\mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{u}}_g + \mathbf{T} \Delta \mathbf{s}$$

Here $\mathbf{u}$ and $\mathbf{f}$ are the displacement and the loading forces time dependent vectors, respectively. The damping and tangent-stiffness terms, $\mathbf{C}$ and $\mathbf{K}_T(\mathbf{u})$, respectively, concern the general non-linear case. By $\mathbf{s}$ is denoted the cable elements stress vector and $\mathbf{T}$ is a transformation matrix. $\mathbf{G}$ is the geometric stiffness matrix, by which P-Delta effects are taken into account. Dots over symbols denote derivatives with respect to time.

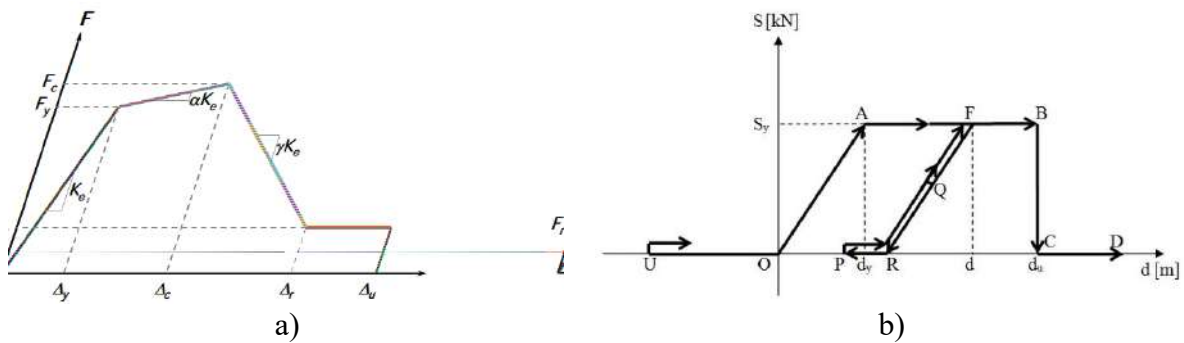


Figure 1. The constitutive laws: a) generalized force- generalized displacement piecewise linearized constitutive diagramme (backbone), a) unilateral behavior of the cable-elements.

The system of the above relations (1)-(2), combined with the initial conditions, provide the problem formulation, where, for given $\mathbf{f}$ and/or $\ddot{\mathbf{x}}_g$, the vectors $\mathbf{u}$ and $\mathbf{s}$ have to be computed. Relevant computational approaches are described in [5-8]. After piecewise linearization of the above constitutive relations (1), in each time-step Δt a relevant non-convex linear complementarity problem of the following matrix form is eventually solved :

$$(3) \quad \mathbf{v} \geq \mathbf{0}, \quad \mathbf{A} \mathbf{v} + \mathbf{a} \leq \mathbf{0}, \quad \mathbf{v}^T \cdot (\mathbf{A} \mathbf{v} + \mathbf{a}) = 0.$$

Here $\mathbf{v}$ is the vector of unknown unilateral quantities at the time –moment t , $\mathbf{v}^T$ is the transpose of $\mathbf{v}$, $\mathbf{a}$ is a known vector dependent on excitation and results from previous time moments ($t - \Delta t$), and $\mathbf{A}$ is a transformation matrix.

Concerning the incremental approach, see eq. (2), the structural analysis software Ruaumoko [10] is used. This software uses the finite element method and permits an extensive parametric study on the inelastic response of structures.

The decision about a possible strengthening for an existing RC structural system can be taken after an assessment realization. Here the assessment is based on a relevant evaluation of suitable damage indices [11]. After Park/Ang [11], the *local* damage index DI_L is computed by the following relation:

$$(4) \quad DI_L = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta}{F_y d_u} E_T,$$

where: μ_m is 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, and d_u the ultimate generalized deformation.

The Park/Ang *global* damage index DI_G is given by the following relation:

$$(5) \quad DI_G = \frac{\sum_{i=1}^n DI_{Li} E_i}{\sum_{i=1}^n E_i},$$

where DI_{Li} is the local damage index and E_i the energy dissipated at location i , and n the number of locations at which the local damage is computed.

3. Numerical example

3.1. Description of the considered RC structural system.

In Fig. 1 is shown an old industrial RC plane frame structure, which had been initially constructed with two more internal columns in the ground floor. These columns are shown as dashed lines and have been removed due to degradation caused by environmental actions. Following [1, 12], the axial loads, which were initially undertaken by these two columns, are now shown as the two applied vertical concentrated loads of 180 kN and 220 kN. Further strength degradation has been estimated by in-situ investigations. The loading system shown in Fig.2 is the critical one taken into account the “equivalent static” loading according to Greek seismic codes [14].

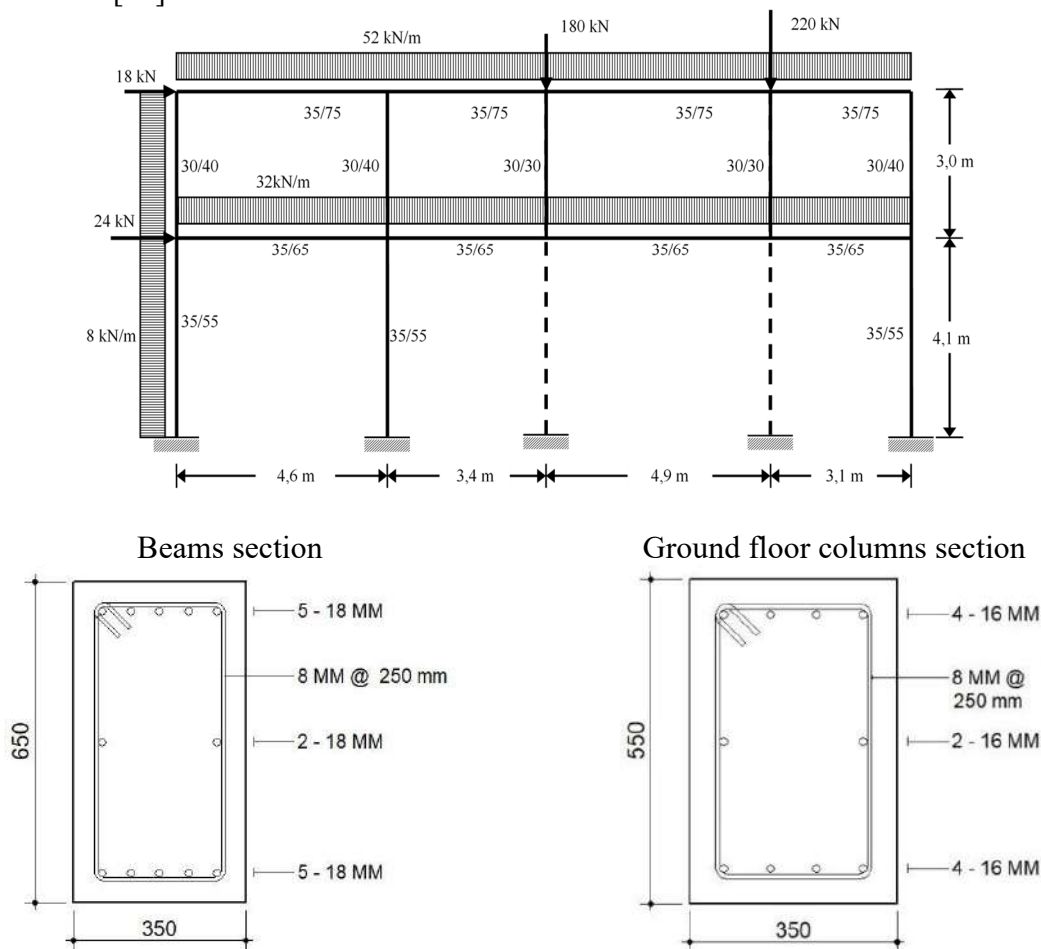


Figure 2. The initial RC frame F0 (without cables).

Due to removal of the above two columns, and after a structural assessment [2-4] of the system F0 under the shown the critical loading system, it is computed that the *global* damage index DI_G has a value greater than one. Thus it is concluded that the initial RC frame F0 of Fig. 2 is under a significant risk of a progressive collapse under the critical loading of Fig. 2. Obviously, this holds even more when seismic events and/or seismic sequences are activated.

In order to prevent such a progressive collapse, the initial RC frame F0 of Fig. 2 is strengthened by ten (10) steel cables (tension-only tie-elements) as shown in Fig. 3. These strengthening cable members have a cross-sectional area $F_r = 20 \text{ cm}^2$ and are of steel class S1400/1600 with elasticity modulus $E_s = 210 \text{ GPa}$. The cable constitutive law concerning the unilateral (slackness), hysteretic, fracturing, unloading-reloading etc. behavior, has the diagram depicted in Fig. 4.

Using Ruaumoko software [10], the columns and the beams of the frame are modeled by prismatic frame RC elements. The concrete class is estimated to be C12/15. The effects of cracking on columns and beams are estimated by applying the guidelines of [2-4, 13,14]. So, the stiffness reduction due to cracking results to effective stiffness with mean values of $0.60 I_g$ for the external columns, $0.80 I_g$ for the internal columns and $0.40 I_g$ for the beams, where I_g is the gross inertia moment of their cross-section. Nonlinearity at the two ends of the RC frame structural elements is idealized by using one-component plastic hinge models, following the Takeda hysteresis rule [10]. The Ruaumoko Bi-linear with slackness hysteresis element is used for the simulation of the cable (tension-only) elements.

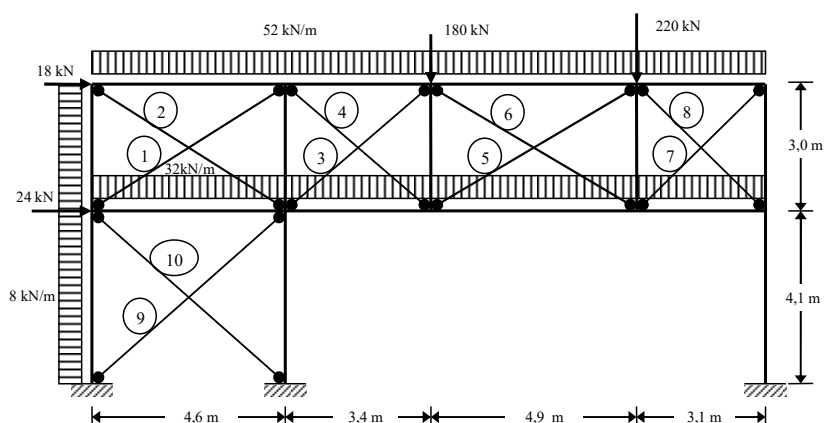


Figure 3. F10: The RC frame F0 strengthened by 10 cables.

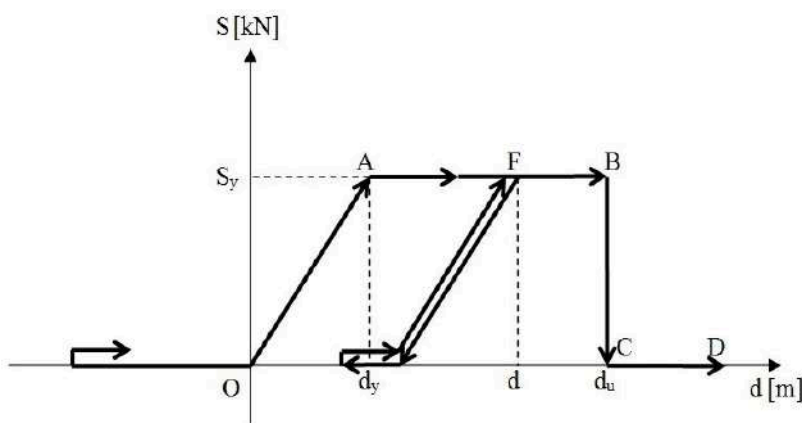


Figure 4. Constitutive law of the cable-elements.

In the so formulated system F10 of Fig. 3 it is wanted to be computed which of the cables are activated and which are not, and which is the relevant global damage index DI_G under the Coalinga seismic sequence of the Table 1 presented in next section.

3.2. Multiple Earthquakes input

The systems F0 and F10 of Fig. 2 and Fig. 3 are considered to be subjected to a multiple ground seismic excitation, presented and discussed in [9]. The complete list of these earthquakes was downloaded from the strong motion database of the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center and appears in Table 1.

Table 1. Multiple earthquakes data

No	Seismic sequence	Date (Time)	Magnitude (M _L)	Recorded PGA(g)	Normalized PGA(g)
1	Coalinga	1983/07/22 (02:39)	6.0	0.605	0.165
		1983/07/25 (22:31)	5.3	0.733	0.200
2	Imperial Valley	1979/10/15 (23:16)	6.6	0.221	0.200
		1979/10/15 (23:19)	5.2	0.211	0.191
3	Whittier Narrows	1987/10/01 (14:42)	5.9	0.204	0.192
		1987/10/04 (10:59)	5.3	0.212	0.200

3.3. Representative results

Considering the Coalinga seismic sequence of the Table 1 as a critical typical sequence, some representative results of the numerical investigation are presented next. In the column (1) of Table 2, Event E₁ corresponds to Coalinga seismic event of 0.165 normalized PGA of Table 1 and Event E₂ to 0.200 normalized PGA. The sequence of events E₁ and E₂ is denoted as Event (E₁+ E₂). In column (2) the corresponding Global Damage Indices DI_G and in columns (3) and (4) the critical vertical displacements are given. By U_{y180} and U_{y220} are denoted the node vertical displacements under the single concentrated loads of 180 kN and 220 kN, respectively.

Table 2. Representative response quantities for the frame FX with 10 cables

FRAME	EVENTS	DI _G	U _{y180} [cm]	U _{y220} [cm]
(0)	(1)	(2)	(3)	(4)
F0	Event E ₁	0.214	-1.424	-1.301
	Event E ₂	0.287	-1.420	-1.297
	Event (E ₁ + E ₂)	0.314	-1.465	-1.304

As the table values show, multiple earthquakes generally increase, in an accumulative way, the response quantities, e.g. critical vertical displacements. On the other hand, the values of the Global Damage Indices DI_G show that the progressive collapse has been avoided.

The application of the proposed numerical procedure for the sequence of events E₁ and E₂, i.e. Event (E₁+ E₂), gives the following extreme results (maximum response tension values) for the active cable-elements of the stress vector $\underline{s}$, where: $\underline{s} = [S_1, S_2, \dots, S_{10}]^T$:

$$S_1 = 13.53 \text{ kN}, S_4 = 698.24 \text{ kN}, S_5 = 10.72 \text{ kN}, \\ S_7 = 607.84 \text{ kN}, S_9 = 71.25 \text{ kN}.$$

Obviously, by parametric investigation of the characteristics of the cable-element (sectional area F_r, etc.), a further improved behavior and improved upgrading of the initial structure F0 can be obtained.

Concluding remarks

The presented computational approach can be used effectively for the numerical investigation concerning the inelastic behaviour of existing RC framed-structures subjected to removal of some degraded structural elements and strengthened by cable elements. By parametric investigation of the characteristics of the cable-elements (sectional area, elasticity modulus etc.), the required upgrading of the remaining structure can be obtained in order to avoid a progressive collapse under seismic sequences.

REFERENCES

- [1] Starossek, U. (2009). Progressive collapse of Structures. Thomas Telford Ltd, London.
- [2] Pauley T. and Priestley, M.J.N., (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, New York.
- [3] Fardis, M.N. (2009). Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8. Springer, Berlin.
- [4] Dritsos, S.E. (2017). Repair and strengthening of reinforced concrete structures, (in greek). University of Patras, Greece.
- [5] Liolios, A., Liolios, Ast., and Hatzigeorgiou, G., (2013). A Numerical Approach for Estimating the Effects of Multiple Earthquakes to Seismic Response of Structures Strengthened by Cable-Elements. Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Vol.43, No. 3, pp. 21-32, 2013.
- [6] Nitsiotas, G., (1971). Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mit einseitigen Bindungen, Ingenieur-Archiv, vol. 41, pp. 46-60.
- [7] Panagiotopoulos, P. (1993). Hemivariational Inequalities. Applications in Mechanics and Engineering. Springer Verlag, Berlin.
- [8] Mistakidis, E.S. and Stavroulakis, G.E. (1998). Nonconvex optimization in mechanics. Smooth and nonsmooth algorithmes, heuristic and engineering applications. Kluwer, London.
- [9] Hatzigeorgiou, G. and Liolios, Ast., (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 30, 1010-1025, 2010.
- [10] Carr, A.J. (2008). RUAUMOKO - Inelastic Dynamic Analysis Program. Dep. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [11] Mitropoulou, C.C., Lagaros, N.D. and Papadrakakis, M., (2014). Numerical calibration of damage indices. Advances in Engineering Software, 70, 36-50.
- [12] Zoli, T. & Woodward, R. (2005). Design of long span bridges for cable loss. In Proceedings of IABSE Symposium, Structures and Extreme Events, Lisbon, 2005.
- [13] FEMA P440A (2009). Effects of Strength and Stiffness Degradation on the Seismic Response of Structural Systems. U. S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency.
- [14] KANEPE (2013). Greek Retrofitting Code. Greek Organization for Seismic Planning and Protection (OASP), Athens, Greece, (in Greek): www.oasp.gr.

ABOUT THE CURVED ORTHOTROPIC BRIDGES AROUND THE WORLD AND ITS APPLICATION IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE

Doncho Partov¹, Hartmut Pasternak^{2,*}, Alfred Mangus^{3,**},
Yvona Kolekova^{4,***}, Lazar Georgiev^{5,****}

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia

** Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany*

*** California Department of Transportation, California, USA*

**** Slovak University of Technology in Bratislava, Slovakia*

***** University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia*

Abstract: *The focus of this article is the discussion about conceptual solutions, an overview of the fundamental issues or choices in practicable curved orthotropic bridges. This paper describes successful curved bridges built around the world. Many owners of such type of the bridges think, that orthotropic steel bridges are too challenging to design and offer little benefit. The advantages of large piece erection of orthotropic steel decks will be demonstrated. Closed box girders have high torsional resistance at economical costs. Case histories show that the low weight orthotropic option is desirable, and floating, lifting, launching and moving with multi-wheeled trailers will be discussed. Curved bridges are necessary in many natural and urban bridge sites. Curved orthotropic bridges are very efficient in handling torsional forces thus pedestrian bridges have been built taking advantage of large piece erection techniques.*

Key words: *curved orthotropic bridges, closed box girders*

1. Introduction

The focus of this discussion is conceptual solutions, an overview of the fundamental issues or choices in practicable curved orthotropic bridges. The USA's Federal Highway Administration FHWA is promoting the term Accelerated Bridge Construction "ABC" for economical efficient construction methods with more prefabrication and less site work. The slogan is "Get-In, Get Out and Stay out". The technique of curved orthotropic bridges is an innovative Accelerated Bridge Construction "ABC" technique for widening existing bridges. The goal of any ABC method is to minimize the effects on other stakeholders and achieve the FHWA's desired 100-year service life for a new bridge. Typical stakeholders are commuters, shipping companies, the environment, railroads, etc. FHWA's goal is: 1) to minimize traffic delays while erecting a bridge; 2) to minimize river commerce and harbor shipping delays while

¹ Doncho Partov, Prof., PhD, Eng., USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

² Hartmut Pasternak, Prof. Dr.-Ing. habil., University of Technology, Cottbus, Germany; hartmut.pasternak@b-tu.de

³ Alfred Mangus, Caltrans, California, USA; e-mail: Al Mangus@dot.ca.gov

⁴ Yvonna Kolekova, Assoc. Prof., PhD, TU Bratislava; e-mail: yvona.kolekova@stuba.sk

⁵ Lazar Georgiev, Assoc. Prof., PhD, UACEG, Sofia; e-mail: lazar_fte@uacg.bg

erecting a bridge over navigable bodies of water and: 3) to minimize environmental impacts while erecting a bridge.

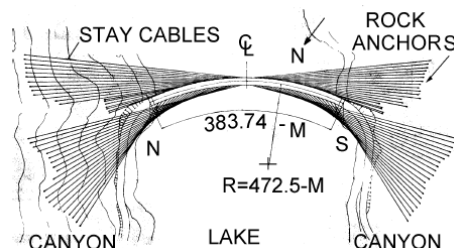
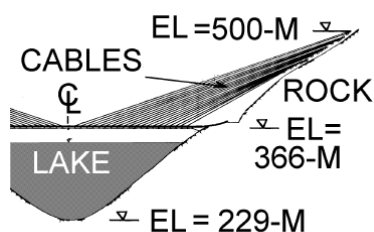
Curved bridges are necessary in many natural and urban bridge sites. curved orthotropic bridges are very efficient in handling torsional forces thus pedestrian bridges have been built taking advantage of large piece erection techniques Mangus [1].

2. Lifting

Lifting is defined when this is the most critical “ABC” phase is the vertical lifting of the superstructure. Trans-Tokyo curved orthotropic exit ramps (Fig. 4), and completed in 1985 the Farö Cable Stayed plus curved Bridge, are not discussed to limited space. Trans-Tokyo crossing includes a 10-span continuous steel orthotropic box-girder bridge with a total length of 1,630-m Fujino [2].

2.1. Case history bridge of proposed cable-stayed: ruck-a-chucky [1976]

The most admired bridge that was never built in the USA is the Ruck – A –Chucky Bridge near Auburn, CA. The proposed design, directed by the late Prof. T. Y. Lin [1912-2003] founder of T. Y. Lin was completed for the Federal Government assuming that a dam would be built flooding a narrow canyon. To perform a U-turn, the cable-stayed bridge follows a 457.2m radius and has a chord length of 383.74m. The bridge was designed to be 15.834m wide x 383.74m long = 6,076 sq. meters of deck area.



Figures 1 and 2. Elevation & Plan of The Ruck-A-Chucky Cable-Stayed Bridge across canyon

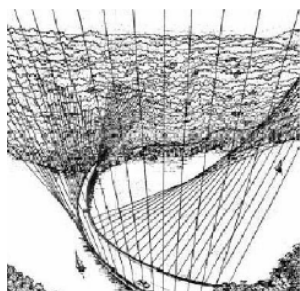


Figure 3. The Ruck-A-Chucky curved cable-stayed bridge hangs from canyon



Figure 4. Trans-Tokyo curved orthotropic exit ramps – high level bridge installation was with floating cranes. Photo by Owners

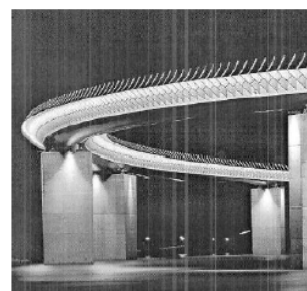


Figure 5. Night view curved orthotropic Ushibuka bridge, Photo & Courtesy of Owners

State of the art Orthotropic detailing for that time was used. The superstructure was planned to be site erected as 15.24m x 15.834m units assembled from five pieces 15.24m long. This allowed trucks to reach the site on narrow roads. A shake table model at U.C. Berkeley

simulated seismic loading while wind tunnel testing was performed in Colorado Lin, Kulkak Chow and Firmage [3], Mangus [4]. See <http://www.ketchum.org/ruckachucky/figures.html>

2.2. Case history bridge of Ushibuka city bridge, Japan [1999]

Japanese curved orthotropic steel box girder Ushibuka Bridge, links the divided harbor areas of Ushibuka City Kumamoto, Japan (Fig. 6). Design studies were conducted by the Renzo Piano Building Workshop, architects that showed that a suspension bridge or a cable-stayed bridge would have been structurally too dominating. The most similar structure to this bridge is the San Diego Coronado Bridge of California, Mangus [4]. Thus a curved box girder a bridge 13.6 meters wide and 883 meters long with girders 5 meters in depth was selected and built. The bridge with the curved windbreakers along each side of the bridge was tested in a wind tunnel. The bridge is about 19 meters above the water. The curved white windbreakers flaps, which face upward, form a rhythmical series of delicate mirrors, reflecting the changing light and color of the sky and architectural lighting at night (Fig. 5). Designers were Renzo Piano Building Workshop (Renzo Piano, Noriaki Okabe), Ove Arup & Partners International (Peter Rice) and Maeda engineering Wells [5]. General contractors were a joint venture of Hitachi Zosen, Yokogawa Bridge, Goyo Kensetsu, Wakachiku Construction, Saeki Kensetsu Kogyo, Yamato Construction, Ushibuka Construction and Kitatoki Construction. Kumamoto Prefecture is the bridge owner. Bridge was fabricated in eight segments and erected with a 2200-ton floating crane (Fig. 7 and 8). The SAS=Self Anchoring Suspension portion of California's SFOBB = San Francisco Oakland Bay Bridge is currently being built with a 1700-ton floating crane, Mangus [4].

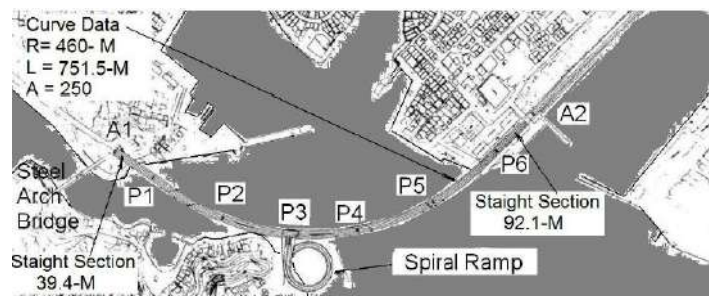


Figure 6. Harbor area linked by curved orthotropic Ushibuka Bridge, Kumamoto, Japan

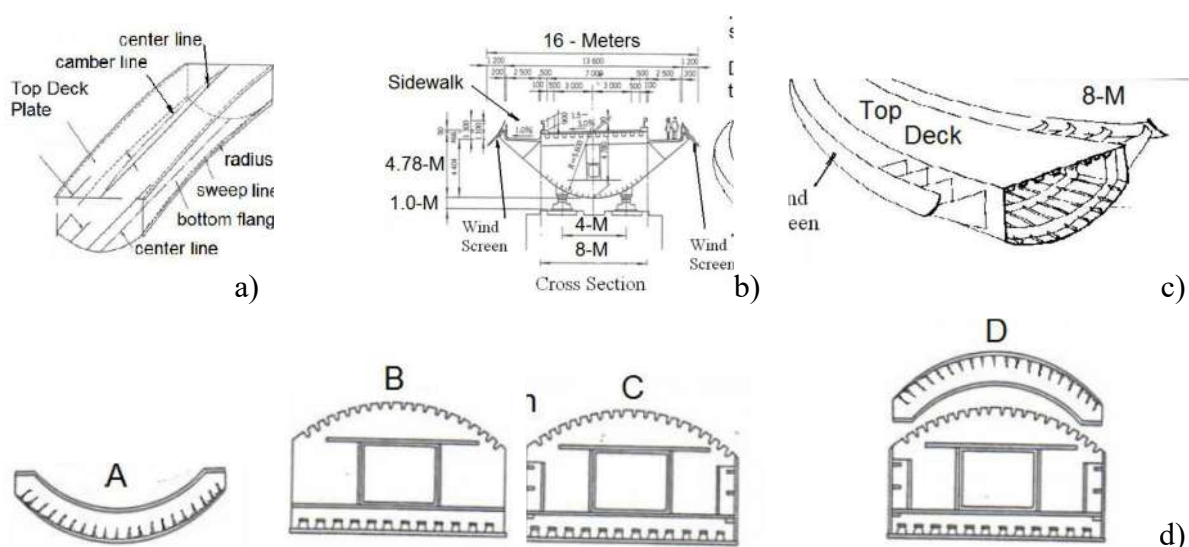


Figure 7. Japanese curved orthotropic steel box Ushibuka Bridge, Kumamoto, Japan [6], a, b, c) Box Basic Dimensions and Details; d) Fabrication Sequences [A) Fabrication of ribs, curved floor beams to curved bottom flange; B) Fabrication of Diaphragm plates ribs and top deck plate-upside down; C) Add side plates or webs plus flat plate stiffeners; D) Attach Unit A to unit D]

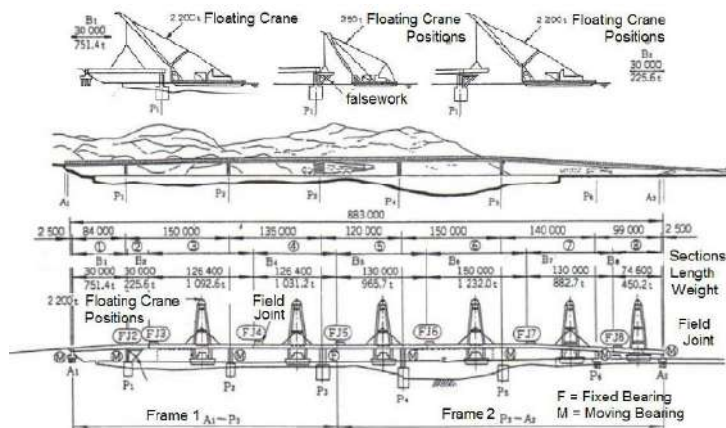


Figure 8. Erection stages for curved orthotropic Ushibuka Bridge, Kumamoto, Japan [6].

2.3. Case history for lifting: Katsushika harp bridge, Tokyo, Japan [1987]

Japanese curved orthotropic cable-stayed Katsushika-Harp Bridge, Tokyo, Japan weaves around a flood control dam on top of levees in a busy urban freeway. It has two curves and is “s” shaped. Bridge towers are on piers P-37 and P-38 (Fig. 9). Superstructure is complex with two different radiuses of curves (Fig. 10), Maede[7]. Final design had wind fairings [8].

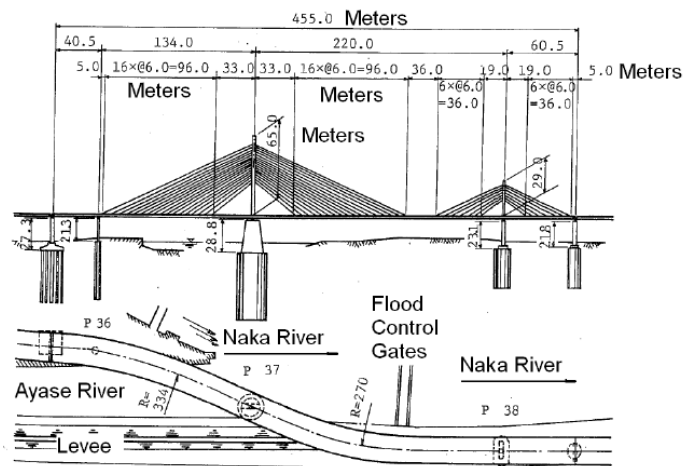


Figure 9. Elevation & Plan of “s” curved cable-stayed Kami-Hirai Bridge, Toyko, Japan [7].

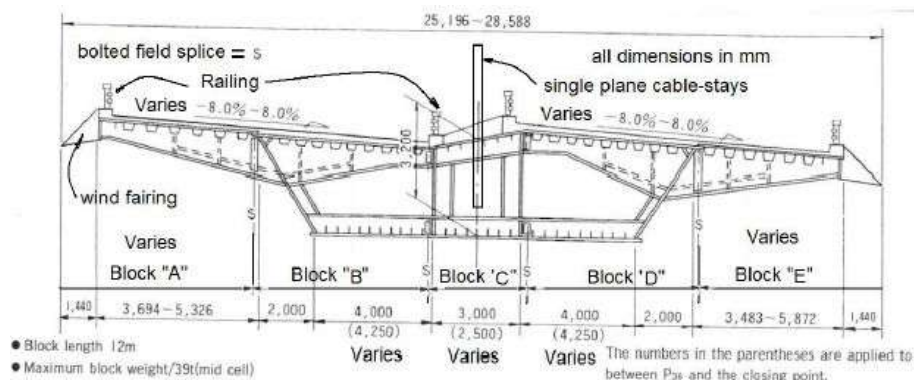


Figure 10. Section of “S” curved cable-stayed Katsushika-Harp Bridge, Tokyo, Japan (7).

3. Launching

Launching is defined when this is the most critical “ABC” phase is horizontal moving or “launching” of the superstructure. Launching means that the superstructure is assembled on the sides of the valley and pushed horizontally to closure.

3.1. Case history bridge launching: Serebryany bor bridge, Moscow [2007]

Silver Woods or “Serebryany Bor” or “Zhivopisny” Bridge is northwest of downtown Moscow, Russia, Freyssinet was responsible for the modeling studies and installation of the stay cables of a unique structure, part of a new “M-9” motorway bridge built diagonally over the navigable Moskova River adjacent to the Silver Forest “Serebryany Bor” Island National Park (Fig. 11). The Krasnopresnenskaya freeway project (about 1.3 billion euro) links the Moscow city center to a beltway plus the freeway to Riga, Latvia. The Serebryany Bor Bridge is the freeway’s architectural crown. This unique 1,125 m long structure, with a main bridge of 800 m, consists of an orthotropic steel deck suspended by stay cables and a steel arch truss with crown at 102 m plus a suspended restaurant in a spherical shaped pod (Fig. 12). The south arch foundation is on the shores of the residential district of Krylatskoye and north arch foundation is riverbank of the national park. Both steel components, the superstructure and the arch, were built at the same time. Installed on temporary bearings 7 m apart and awaiting cable staying, the 45 m wide and 3.20 m high deck was installed by launching from west to east. Two curved spans, which were installed by crane in balanced cantilever method. Three curved orthotropic deck spans were installed by launching from east to west. In parallel, the piles created by jet grouting were sunk to a depth of 8 to 10 m to anchor the two double arms of the arch. A total of six months was required to assemble the arch, the elements of which (10 x 11 m along the main section and 10 x 5 m at the arch keystone) were installed by crane. With the superstructure and arch complete, the cable staying work was completed in February 2006. The Gyprotransmost design office designed the bridge. Calculations were made using various software programs (Cosmos, Solidworks etc.) and numerous tests were carried out in a wind tunnel. The geometrical complexity of the structure, with a deck gradient of 2% (being a height difference of 8 m) between the west and east ends, required customized stay cabling with different cables lengths of units ranging from 20 to 45 strands, depending on their location. There are 72 stay cables in a symmetrical pattern spreading down from the arch to support the orthotropic steel deck bridge superstructure. The steel arch spans about 140-m, at 90 degrees to the bridge superstructure that it supports, Russell [9].

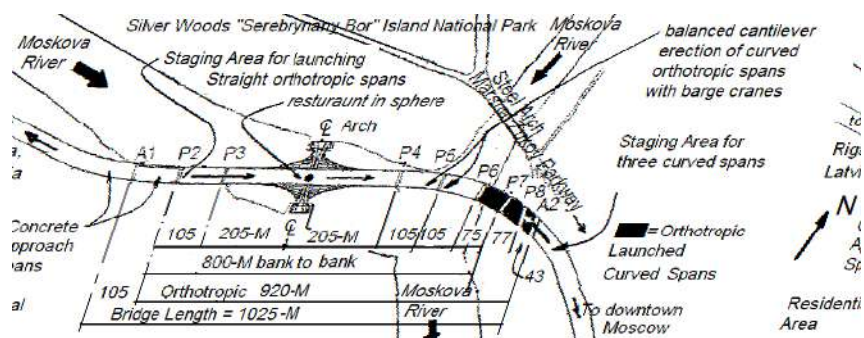


Figure 11. Site Plan Silver Forest “Serebryany Bor” Bridge, Moscow, Russia, Bridge Launching

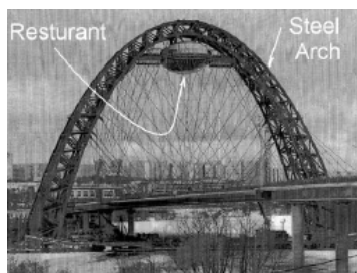


Fig. 12. Silver Forest “Serebryany Bor” Bridge, Moscow

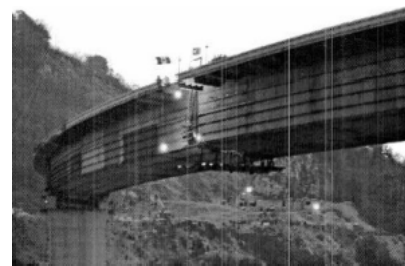


Fig. 13. San Cristobal Bridge, Mexico
Closure of Bridge Launching

3.2. Case history bridge launching: viaduct 2 twin bridges, “Hemus”-Highway, 27.500 km, Bulgaria [1986]

A viaduct 2 of the “Hemus” highway is a steel 3-span continuous beam structure, which crosses the valley 60 m above the ground. The bridge designers are D. Dimitrov, P. Staykov, S. Stoykov, E. Dulevsky, E. Pampulov and K. Tsekov. It was constructed by a company “Steel structures”, with director Assoc.Prof. R. Mladjov, using an incremental launching method with hydraulic jacks. The bridge is 362 m long including 3 spans of 100 m + 162 m + 100 m. This is the bridge with the largest span in Bulgaria. The superstructure consists of two parallel steel boxes with a height of 5.0 m and a width of 6.50 m. The gap between the structures is 0.8 m. The viaduct is placed at highway part, which has 4.61 % of a longitudinal slope and a horizontal curve with a radius of 1407.25 m. The cantilevering orthotropic deck width is 13.70 m per bridge and opened to traffic in 1986 (Fig.14 a,b). The top and the bottom plates of the boxes are orthotropic structures, which additionally are stiffened by flat ribs. The thicknesses of the top plate vary from 12 to 16 mm; the webs – from 10 to 14 mm and the bottom plate – from 10 to 30 mm. The distances between the transversal beams of the orthotropic decks are 1.85 and 2.00 m.

The intermediate supports of the structure are two piers with a maximum height of 42.50 m. The reinforced concrete piers have a rectangular cross-section and individual footings. The steel used for the producing of the bridge superstructure is St52.3 according to DIN. The total weight of the superstructure is 22000 kN. The steel cost for the superstructure is 4.20 kN/m². An each section of the steel superstructure is prefabricated and welded. The assembling joints of the top plate and the longitudinal bottom plate joints are welded. The remaining assembling joints are realized by high-strength bolts. The bridge structure is supported on the abutments by steel roller supports, type “Creutz” and the pier supports – by the neoprene bearing pads produced by “Gumba” GmbH.

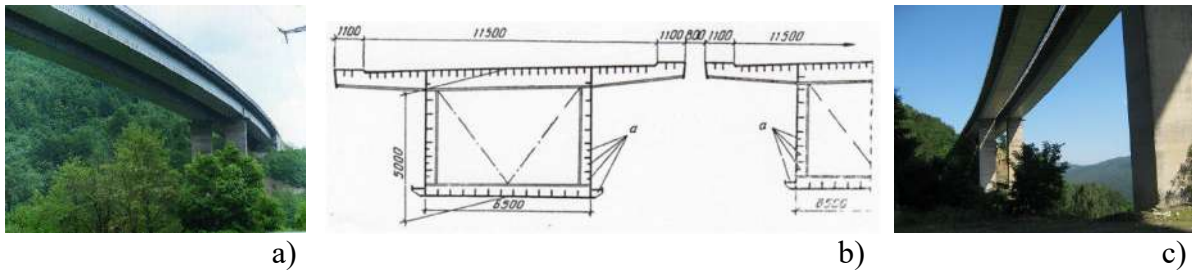


Figure 14. Overview of Viaduct 2 (Courtesy of prof. M. Minev, With permission.)

4. Heavy moving on multi wheeled trailers including SPMT

Heavy moving on multi-wheeled trailers is defined when this is the most critical phase is moving of the superstructure via these special multi-wheel “self-leveling” trailers, which are made in Holland, Belgium and Germany. SPMT= Self Propelled Modular Transporters are more sophisticated equipment where a joy-stick is used to move the trailers by an operator that walks along side of the equipment with an umbilical chord attaching the joy stick to the trailers.

4.1. Case history multi-wheeled trailers: maritime -off ramp bridge [1997]

The Maritime Off-Ramp [BR. NO. 33-0623S] a curved "horseshoe" shape bridge crossing over I-80 in Oakland, California, which was completed in 1997 as part of the I-880 Replacement Project. This superstructure has a very sharp radius of 76.20m and a very shallow web depth of only 2.13-M for 57.91m spans. The bridge is 11.03m wide x 718.1m long = 7921 sq. meters of deck area. The bridge has two lanes of traffic that create large centrifugal forces. The box girder superstructure is divided into 3 separate cells to resist the torsional forces. Trapezoidal ribs were welded to the top and bottom box girder flanges since this was a continuous structure (Fig. 15 a,b,c).

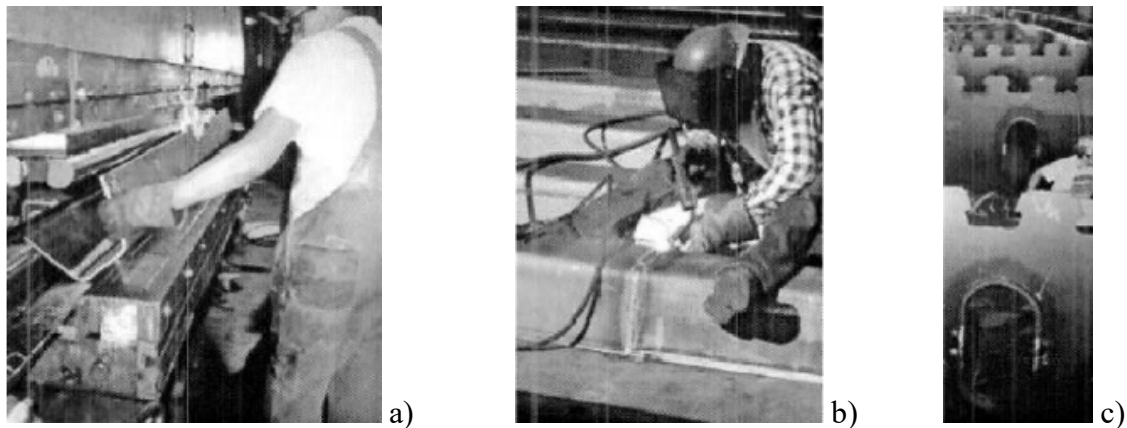


Figure 15. a, b, c Maritime Off-Ramp Ribs were fabricated on straight tangents and hand welded to create curved superstructure.

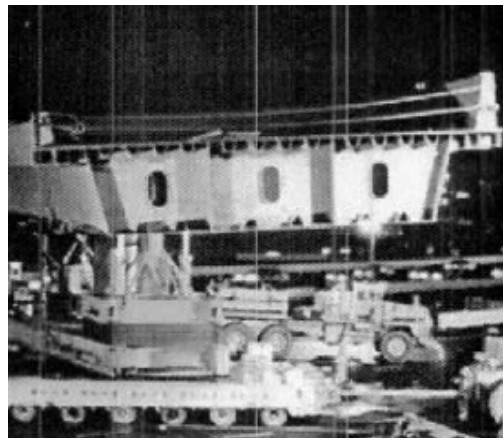


Figure 16. Maritime Off-Ramp section Towed at night by trucks pulling multi-wheeled trailers

The bridge sections were erected over busy I-80 on two different Saturday nights creating an instant superstructure. The bridge was fabricated in 13 segments weighing as much as 318 metric tons and erected with two special hydraulic jacks supported by special multi-wheeled trailers (Fig.16). The Orthotropic bridge has a top deck plate of 16-mm thickness and bottom flange plate of 19-mm thickness. Marquez, Williams, Huang, Benoit, and Mangus [12].

5. Floating

Floating is defined when this is the most critical “ABC” phase is horizontal floating or “moving” of the superstructure on water with tug boats. Launching means that the superstructure is assembled on the sides of the waterway fiord, river or ocean and pushed to closure.

5.1. Case history bridge for floating: Nordhordland Bridge

The first use of orthotropic bridge decks in Norway dates back to 1957 when the Krakeray Bascule Bridge was completed. Norway has a complex aerodynamic wing type orthotropic suspension and cable-stayed bridges. Two unique orthotropic steel deck bridges are the Berøysund floating bridge Solland, Stein and Gustavsén [13] and the Nordhordland floating bridge across the fiords of Norway Cerver [14], Mangus [15]. The Nordhordland Bridge across the Salhus fjord is Norway’s second floating bridge and the world’s largest floating bridge Meas, Lande, and Vindoy [16]. The bridge was opened for traffic in 1994. The total bridge length is 1615-m and consists of a high level cable stayed bridge 369-m long and a floating bridge 1246-m long. The floating bridge consists of a steel box-girder, which is supported on 10 concrete pontoons and connected to abutments with transition elements in forged steel. The two superstructure types or frames are a high-level cable-stayed bridge providing a ship channel and a floating bridge between the underwater rock Klauvaskallen and the other side of the fjord (Fig. 17 and Fig. 18).

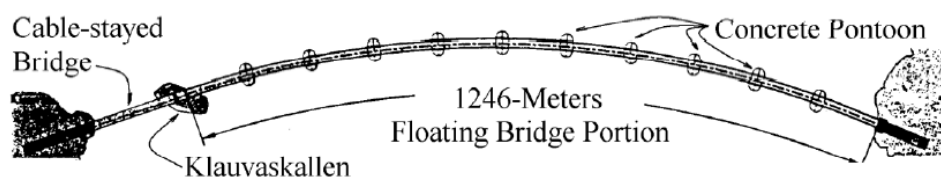


Figure 17. Nordhordland Bridge

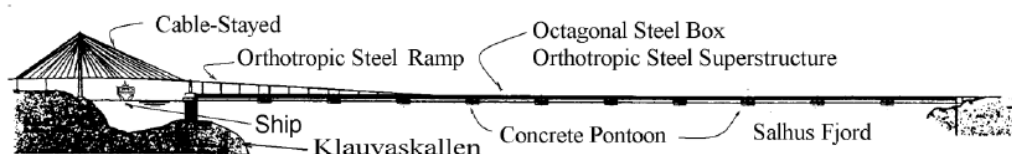


Figure 18. Nordhordland Bridge

The cable-stayed bridge provides a clear ship channel. A 350m long ramp is required to transition from the higher bridge deck on the cable-stayed bridge to the bridge deck on the directly on top of the octagonal steel box-girder 11m above the waterline. The steel box-girder of the floating bridge forms a circular arch with a radius of 1,700-m in the horizontal plane. The girder is supported on 10 pontoons. The pontoons are positioned with a center distance of 113.25-m and acts as elastic supports for the girder. The girder is designed without internal hinges. The bridge follows the tidal variations by elastic deformations of the girder. The steel box-girder is the main load-carrying element of the bridge. The octagon girder is 5.5m high and 15.9m wide. The free height below the girder down to the waterline is 5.5m allowing for passage of small boats. The elements are welded together with a skew angle of 1.2° to 1.3° or in tangents to create the arch curvature in the horizontal plane. The cross section dimensions of the octagonal box-girder are constant for the length of the bridge.

6. Pedestrian bridges

Pedestrian curved orthotropic bridges are used for efficiency in large piece erection when large torsional forces are present. A few examples are shown.

6.1. Brief case histories bridge for pedestrian/trail use

The Tudor Road, Pedestrian Bridge crosses Tudor Road of Anchorage Alaska at 90-degree layout (Fig. 19). High torsional loading results and it's also used for Fur Rendezvous Dog sled racing in annual February citywide winter carnival. Bridge design was by Dennis Nottingham, PE of PND Engineers. The "Rondell", Oberhof 3-span deck pedestrian bridge is at the traffic junction "Rondell" south of Oberhof, with footbridge across the autobahn B247 (Rennsteig crossing) in Germany (Fig. 20). It's a variable depth curved box girder.



Figure 19. Tudor Road, pedestrian Bridge [17].

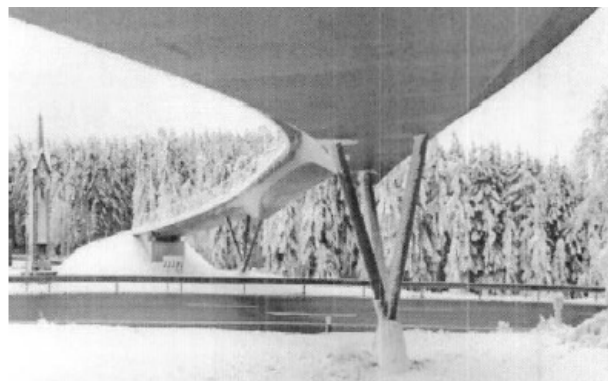
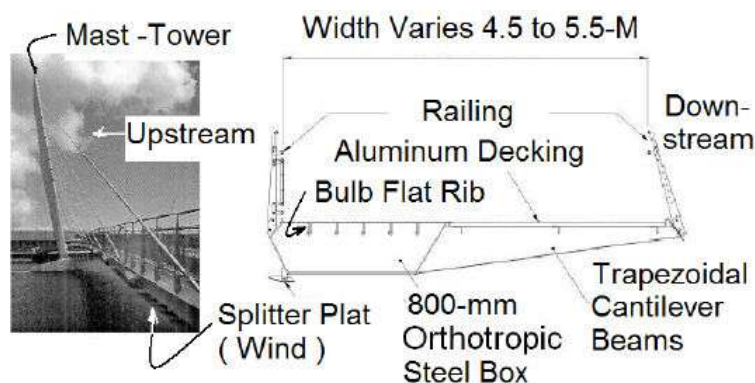


Figure 20. The "Rondell", pedestrian Bridge



Figures 21 and 22. The Port Tawe Sail pedestrian bridge, [18].

The Port Tawe Sail pedestrian bridge, Swansea UK is a 140m long cable stayed bridge with a single central mast with nine pairs of stays supporting the steel box girder along one edge (Fig. 21). A typical deck section is shown in Fig. 22. The vertical profile of the deck is asymmetric to suit the different landing levels on the east and west banks and in plan the deck follows a sweeping curve over the central section. The trapezoidal box is 800mm in depth with a stiffened top flange and trapezoidal cantilever beams at typically 1.55m centers coincident with the railing posts. The orthotropic steel deck box uses bulb flats and is a relatively shallow and classified as a “confined space” in terms of access requirements, it is therefore sealed to prevent intrusion of water, and all services and equipment are kept outside the orthotropic curved steel box girder eliminating the need for internal access for maintenance. Any moisture that might collect internally is free to drain towards the abutments where an inspection hatch is located in the bearing diaphragm Firth [18]

Conclusions and the future of curved orthotropic bridges

An orthotropic steel deck superstructure is very efficient for curved superstructures common in freeway systems. The 2004, 2008, 2012 and 2015 www.orthotropic-bridge.org allowed fellow bridge engineers share ideas, network and visit bridges in California. The FHWA reviewed its ongoing Draft FHWA Orthotropic Bridge Manual for input from attendees at the 2008 www.orthotropic-bridge.org. Special thanks to OBC colleagues Dennis Nottingham, imartin@pnd-anc.com, Prof Shouji Toma, toma@cvtl.hokkai-s-u.ac.jp; Karl-Heinz Isselmann of Donges, Germany; Dr. Partov, partov@vsu.bg; Ove Sørensen, Chief Bridge Engineer COWI A/S Denmark, OVS@cowi.dk; Ian Firth, Partner Flint & Neill Partnership London, UK iptf@flintneill.co.uk & Susumu Inokuchi of Yokogawa-Bridge Holdings s.inokuchi@ybhd.co.jp

REFERENCE

- [1] Mangus, A, “Fresh Look at Orthotropic Technology “ Public Roads, United States Department of Transportation March/Washington D. C. Vol. 70, No. 3, 2005
- [2] Fujino, Y and Yoshida, Y Wind -Induced Vibration And Control Of Trans-Tokyo Bay Crossing Bridge Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, ASCE, ISSN: 0733-9445, pp 1012-25 www.asce.org
- [3] Lin, T.Y.; Kulkak, F.; Chow P.; Firmage, A., “Design of Ruck-A-Chucky Bridge, American River, California USA”, 48TH Annual Convention of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, 1979, pp 133-146.
- [4] Mangus, Alfred, “California’s Orthotropic Bridges, 1965-2005 40 Years of Evolution”, Structure Magazine, A joint Publication of NCSEA – CASE- SEI Oct, 2005 pp 12 - 16

- [5] Wells, M. , 30 Bridges , Watson Guptill Publications, NY, NY, 2002, 191 pages.
- [6] Sueyoshi, A., Kitano, K., Takahashi, K., Kaji, H., Utsumi N, Imada, Y., and Sakamoto, T. Report on Fabrication and Erection of Ushibuka Bridge Onhashi [in Japanese], Yokogawa Bridge Technical Report No.26, 1997.1
- [7] Maede, Yukio “Cable-Stayed Steel Bridges Development and Perspective” Proceedings of 1985 International Engineering Symposium on Structural Steel May 22 – 24, 1985 Chicago, IL, AISC, pages 8-11, 8-35, 8-36.
- [8] Unknown, “S” curved orthotropic cable-stayed Bridge, First Construction Department Metropolitan Expressway Public Corporation [in English], 1986, pp 12.
- [9] Russell, Helena, “Moscow Motif” Bridge Design and Engineering, Oct 2007 pp 42-43
- [10] Nader, Marwan; Manzanarez, Rafael; Lopez-Jara, Jack and De La Mora, Carlos “Launching of the San Cristobal Bridge”, TRB Transportation Research Board paper 2040, pp 57 - 68, 2007.
- [11] Jensen, A. Ole , The Farø Bridges – Studies and Implementation, New Zealand Concrete Construction, August 1987, pp 8-13.
- [12] Marquez, T., Williams, J., Huang, C., Benoit, M. and Mangus, A., Unique Steel Curved Orthotropic Bridge for I-880 Cypress Replacement Project (Maritime Off- Ramp), Proceedings of International Steel Bridge Symposium, the N S B A, Chicago, IL, 1998.
- [13] Solland, G., Stein, H. and Gustavsen, J. H., The Bergøysund Floating Bridge, Structural Engineering International, IABSE, 3(3), 142, 1993. www.iabse.org
- [14] Cerver, F. A., Ed., The Architecture of Bridges, Barcelona, Spain., 186, 1992.
- [15] Mangus, Alfred, Shawn Sun “Chapter 14 Orthotropic Deck Bridges”, Bridge Engineering Handbook, 1st ed., Chen, Wai-Fah, Duan Lian Ed., CRC Press, Boca Raton, FL, 1999.
- [16] Meas, P., Landet, E., Vindoy, V., “Design of the Salhus Floating Bridge (Nordhordland Norway),” Strait Crossings 94, Balkema, Rotterdam, 1994, ISBN 90-5410
- [17] Nottingham, Dennis, *A Review of Alaska’s Orthotropic Bridges” ASCE Proceedings of www.orthotropic-bridge.org, August 25, 26, 27; 2004, ASCE Capital Branch of Sacramento, CA 2005, 875 pages
- [18] Firth, Ian P.T. and Sanders, Paul A. The Design and Construction of the Port Tawe Bridges, Swansea

MECHANICAL ANALYSIS OF A HERITAGE STRUCTURE IN THE CITY CENTER OF SOFIA

Gaetano Pianese¹, Nicola Chieffo^{2,*}, Antonio Formisano^{3,**}, Doncho Partov^{4,***}

Politecnico di Milano, Milan, Italy

** Politehnica University of Timisoara, Timisoara, Romania*

*** School of Polytechnic and Basic Sciences, Naples, Italy*

**** University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia*

Abstract: *Recent earthquakes have highlighted worldwide the high seismic vulnerability of the structures, particularly the old masonry buildings. The scope of vulnerability analysis is to assess the propensity for seismic damage of buildings. In this perspective, the proposed research aims to estimate the seismic vulnerability of a historical building in a district of Sofia in Bulgaria and improve seismic behavior with retrofitting interventions. The study building is a structure of 1908, located on the boulevard "Knyaginya Maria Luiza", near the women market and the Bania Bashi mosque. It belongs to the group of heritage structures in Sofia.*

A mechanical analysis has been performed through non-linear analysis using the 3Muri software, and the expected damage has been estimated in terms of fragility curves. The analysis has shown the poor seismic performance of the building, so to require a structural retrofitting intervention with carbon fiber-reinforced polymers sheets and reinforced plaster aiming at improving its seismic capacity.

Key words: *vulnerability assessment, masonry building, heritage buildings, fragility curves, mechanical analysis, seismic retrofitting.*

1. Introduction

The proposed research, which has been developed in collaboration between the University of Naples "Federico II" and the University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" of Sofia, aims at estimating the seismic vulnerability of a heritage structure in the city center of Sofia, through non-linear static analyses performed using the 3Muri software.

2. 3Muri software

3Muri is a software specifically developed for the structural and seismic analysis of masonry buildings. It is based on the equivalent frame modeling approach, includes several

¹ Gaetano Pianese, Department of Architecture, Built environment and Construction Engineering, Politecnico di Milano, P.za Leonardo da Vinci, 32, Milan, Italy;

² Nicola Chieffo, Faculty of Architecture and Urbanisms, Politehnica University of Timisoara, Romania

³ Antonio Formisano, School of Polytechnic and Basic Sciences, Department of Structures for Engineering and Architecture, P.le V. Tecchio, 80, 80125 Naples, Italy

⁴ Doncho Partov, Prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

macro-element models for the simulation of masonry and non-masonry structural members. It allows performing non-linear static and dynamic analyses of complete 3D building models with an optimal compromise between accuracy and computational burden, also providing a clear understanding of the results.

2.1 Structure modeling

The reference model is a three-dimensional equivalent frame, where the walls are interconnected with horizontal partitions on the floors. In the specific case of a masonry structure, the wall is schematized as a frame, in which the resistant elements and the rigid nodes are assembled. The spandrel beams can be modeled only if they are adequately toothed by the walls and if possible, a mechanism resistant to struts.

It is known that the wrong positioning of the masses can lead to underestimate the forces on the structures because of the torsional effects. The increasing eccentricity in the center of the masses and the center of rigidity increase this behavior. Therefore, the code proposes consideration of accidental eccentricity applied to the center of the masses on every level of the structure. Accidental eccentricity is equal to $\pm 5\%$ of the maximum dimension of the level considered by the building in the direction perpendicular to the seismic action [1].

2.2 Non-linear Static Analysis

The use of non-linear static analysis characterizes the seismic-resistant system through capacity curves, intended to represent the envelope of the hysteresis cycles produced during the seismic event and can be considered an indicator of the post-elastic behavior of the structure. The curve obtained by the pushover analysis conventionally provides information on the trend of the shear resulting at the base regarding the horizontal displacement of a control point on the structure. At each point on the curve, a specific damage state for the entire system can be linked. So it is possible to link determined displacement levels to the expected performance level and the corresponding damage. The curve is obtained using pushover analysis, which predicts the assignment of a preset distribution of forces increasing in a static and monotonic manner. The load distribution applied is intended to represent the distribution of inertial forces induced by the seismic event.

The "capacity" offered by the structure must then be determined, through the lens of a seismic check, with the "demand" requested by the external force, that is by a determined seismic event. The energy dissipation effects, which offer an ulterior margin of resistance, which can not be explained using only linear elastic theory, are relevant in particular in the field of non-linear structural response: to take them into account, the demand is reduced. The expected response for the building, as a function of a determined action, is hence obtained through the identification of the performance. The maximum displacement value that the building in a seismic event can offer is obtained in correspondence with the value of the shear that underwent a decline of 20% from the shear limit value [1].

3. Sofia's seismic history

Bulgaria is divided into three seismic zones, characterized by the seismic intensity of the site for an average return period of 1000 years. Sofia is part of seismic zone IX, where earthquakes with a maximum acceleration of 0.4g can occur.

In the 19th century, the city of Sofia was affected by two strong earthquakes: the first one in 1818 with epicenter intensity $I_0 = \text{VIII-IX MSK}$ and the second in 1858 with $I_0 = \text{IX-X MSK}$. During the 20th century, the strongest events occurred was in 1917, closed to the city of Sofia, with a moment magnitude $M_w = 5.3$, and in 1980, 30 km far from the city of Sofia, with $M_w = 4.3$ [2].

4. Building of study

The building of study (Fig. 1a) is a structure of 1908, located on the boulevard "Knyaginya Maria Luiza", near the women market and the Bania Bashi mosque. This building belongs to the group of heritage structures in Sofia.



Figure 1. The case study: street view (a), 3D microelement model (b)

It develops on five floors, one underground and it is 18 meters tall with a surface area of 195 m^2 . The first two floors are in reinforced concrete, the third and the fourth with steel beams and hollow flat blocks. The foundation develops from the underground floor, and it's $1,50 \text{ m}^2$ tall, with a thickness of 80 cm. The first two floors present masonry with a thickness of 60 cm. Instead, the following three floors present a masonry structure with a thickness of 40 cm and 30 cm. Finally, the last floor with the attic is in timber. With all this information, the building has been modeled in 3Muri software (Fig. 1b).

5. Mechanical analysis

5.1 Pushover curves

In X direction, for the worst-case analysis "-X Uniform", the maximum displacement is equal to 2,88 cm, while the maximum share force is 3027 kN (Fig 2a). In Y direction, for the worst-case analysis "-Y Uniform", the maximum displacement is equal to 2,83 cm, while the maximum share force is 2795 kN (Fig. 2b).

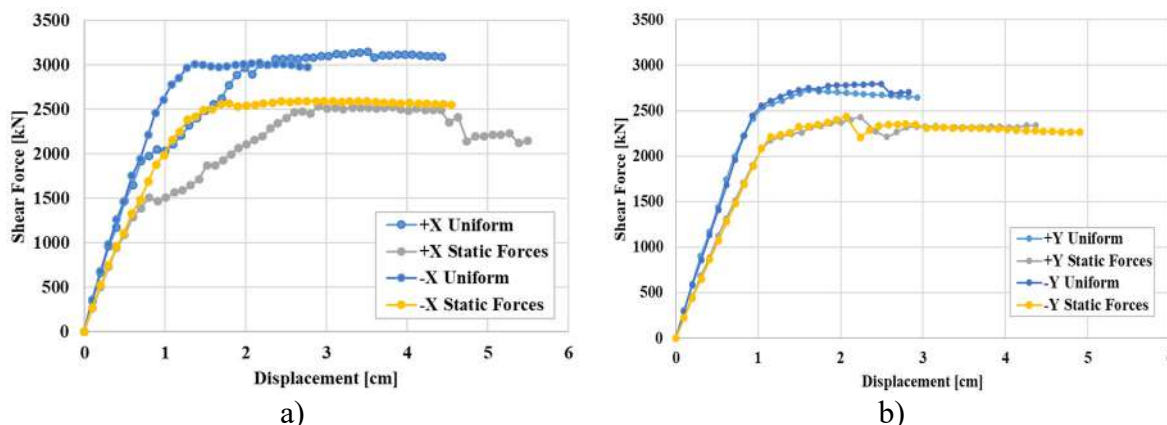


Figure 2. Pushover curves in X (a) and Y (b) directions.

5.2 Fragility curves

Based on the previous results a set of fragility curves [3] have been plotted in order to predict the expected seismic damage in the two main directions, X and Y, of the building. So, for the Damage Limitation (DL) limit state, 100% of the probability to be exceeded is reached for an acceleration higher than 0,07g. Moreover, considering a Significant Damage (SD) limit state, the probability of exceeding this limit state is equal to 100% for accelerations higher than 0,15g. Finally, for Near Collapse (NC) limit state, a probability to be exceeded equally to 100% occurs for acceleration higher than 0,18g. The results above illustrated are presented in Figures 3a and 3b.

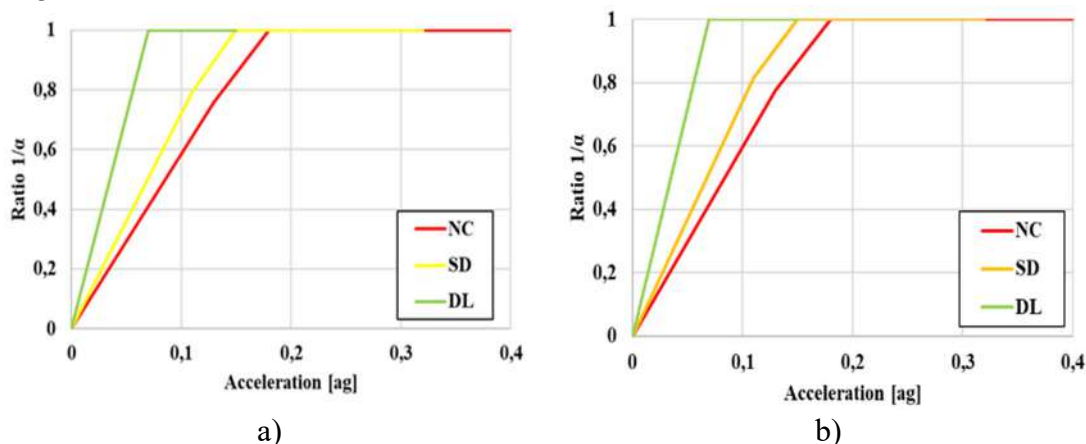


Figure 3. Fragility curves in X (a) and Y (b) directions.

6. Seismic retrofitting

The seismic analysis has shown that the risk index, α , intended as the ratio between the capacity acceleration, PGA_C , and the corresponding demand one PGA_D , is lower than the unit. These results are indicative of a critical response of the case study building since the seismic demand is greater than the corresponding capacity. So, a structural consolidation has been speculated to increase the values of α . A seismic retrofitting has been speculated, first using an FRP system and then with cement plaster reinforced with a 10x10 cm electro-welded mesh of $\phi 8$ bars. To improve the seismic behavior, the consolidation has been speculated only for the damaged walls with the first analysis. In the software, the element's color indicates the type of the identified damage (Fig. 4-5).



Figure 4. Wall's deformation legend.

With the use of the FRP system all the analyses have been verified for SD and DL limit states. Instead for NC limit state, the results have not been verified, but the behavior of the structure has been improved, in fact for this limit state, the values of the α have increased by 0,5 in X and in the Y direction. With the use of reinforced plaster, all the analyses have been verified for NC, SD and DL limit states, in fact all the values of the α are higher than 1.

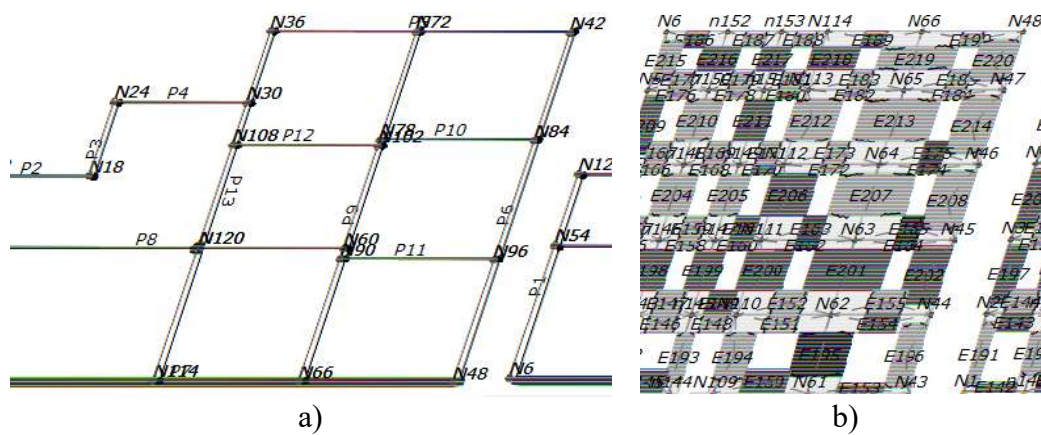


Figure 5. Example of a wall's deformation.

Following is shown the comparison between the building behaviors before and after interventions, using the FRP system (Fig. 6) and reinforced cement plaster (Fig.7). As can be seen from the presented pictures, the two interventions have shown a significantly ductile behavior of the building, also with a considerable increase of both stiffness and strength.

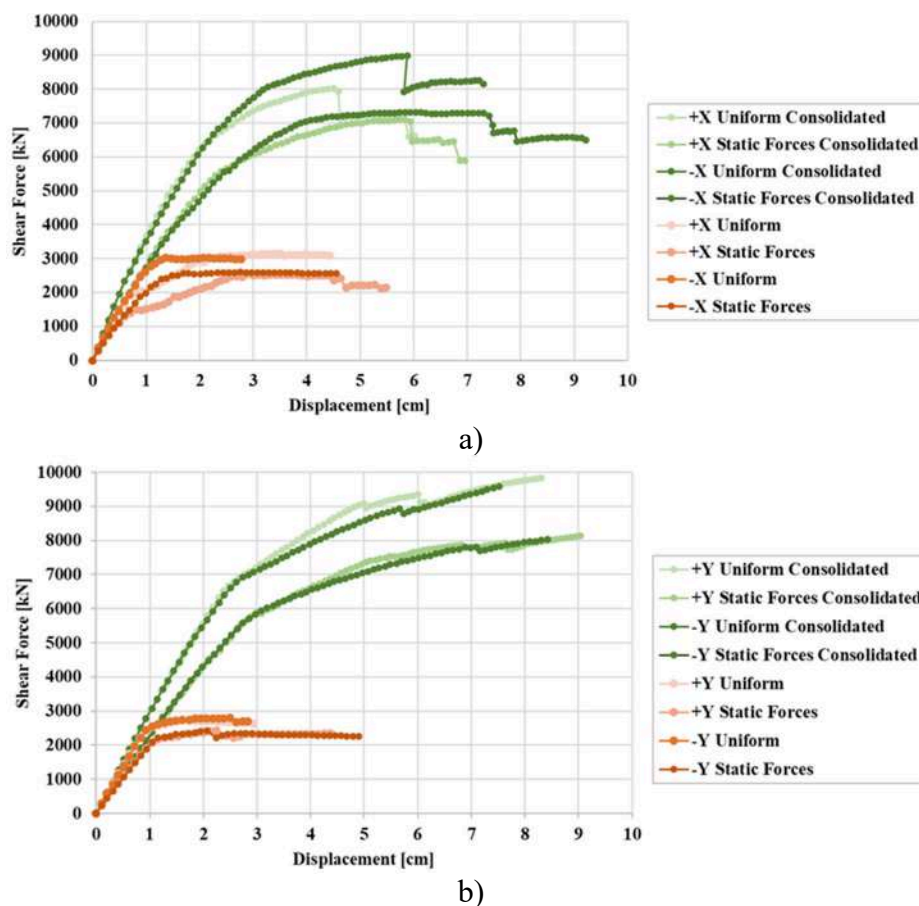


Figure 6. Comparison between the building behaviors before and after intervention using FRP in X (a) and Y (b) directions.

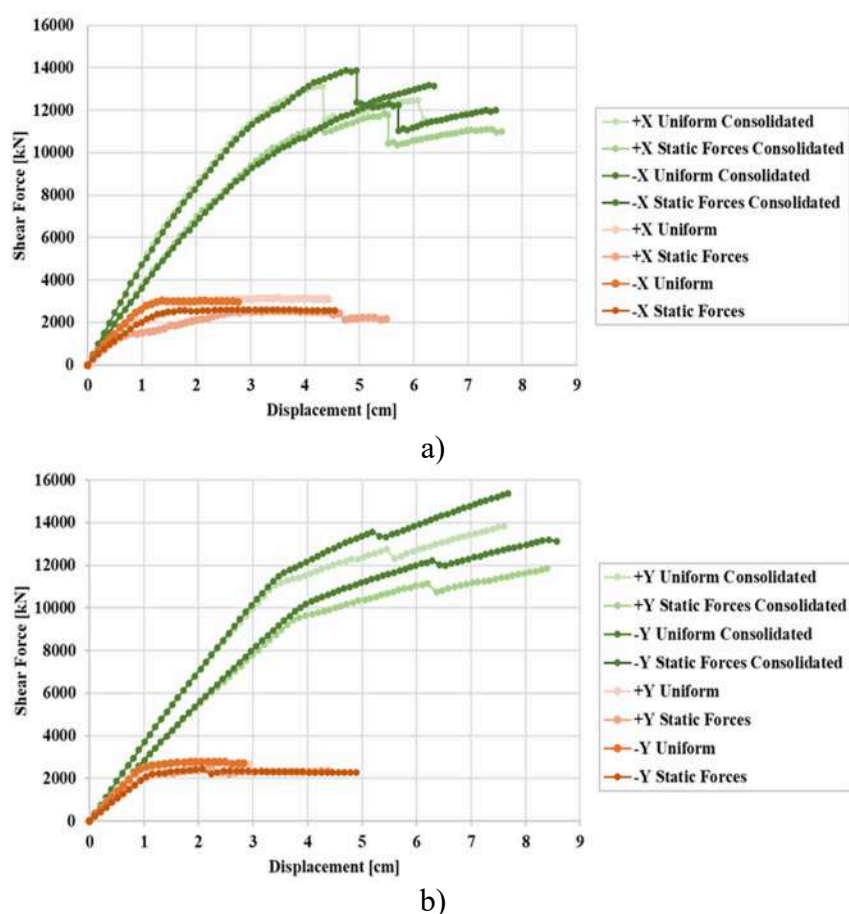


Figure 7. Comparison between the building behaviors before and after intervention using reinforced plaster in X (a) and Y (b) directions.

Conclusions

The present paper has examined the seismic vulnerability of a heritage structure in the city center of Sofia. Through the use of the software "3muri", a mechanical procedure has been applied to the case study. The results obtained observed a bad global seismic behavior of the building, with risk indexes in the two main analysis directions less than one. Therefore, two efficient retrofitting systems, FRP and reinforced cement plaster, were adopted to reinforce all masonry walls to improve the structure's capacity in terms of strength, stiffness, and ductility. The analyses on the retrofitted building demonstrated the effectiveness of the proposed retrofitting system since, for each reference limit state, the risk indexes were always less than the unit.

REFERENCES

- [1] S.T.A.data srl. (2017), 3Muri 10.9.0. User's manual.
- [2] Solakov D. E., Georgieva G., Earthquake scenarios for the cities of Sofia, Rousse and Vratsa, Information & Security. An International Journal, 24, 2009, 51-64.
- [3] Chieffo N., Formisano A., Comparative seismic assessment methods for masonry building aggregates: a case study. Front. Built Environ., 5: 123, 2019, 1-18.

MODELING AND CALCULATING OF CREEP IN HARDENED CONCRETE ACCORDING ACI 209R-92, CEB MC90-99, GL2000 AND BAZANT&BAWEJA B3 MODELS (GENERAL AND THEORETICAL APPROACH - PART I)

Konstantin Kazakov¹, Chavdar Stoyanov², Doncho Partov³

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia

Abstract: *To predict the strength and serviceability of reinforced, composite steel-concrete and prestressed concrete structures, the structural engineering requires and appropriate description of the mechanical properties of the materials, including the prediction of the time-dependent strains of the hardened concrete. The prediction of creep is important to assess the risk of concrete cracking, the migration of stresses from the concrete to steel part of the reinforced composite structures, which cause the additional deflections in such type of structures. As discussed in above mentioned provisions, however, the mechanical properties of concrete are significantly affected by the temperature and availability of water during curing, the environmental humidity and temperature after curing, and the composition of the concrete, including the mechanical properties of the aggregates. Among the time-dependent properties of concrete that are of interest to the structural engineer, loss of moisture to the environment, and the creep under sustained load. Drying before loading significantly reduces creep, and is a major complication in the prediction of creep, stress relaxation, and strain recovery after unloading. While there is a lot of data on compressive creep, not much data are available for creep recovery, and very limited data are available for relaxation and tensile creep. Creep under variable stress and the stress responses under constant or variable imposed strains are commonly determined adopting the principle of superposition. The limitation of this assumption is discussed in this paper. The prediction of capabilities of the four creep compliance models were evaluated by comparing calculated results using example of steel concrete composite beam from bridge practice.*

Key words: *serviceability, creep compliance models, prediction of creep, steel-concrete composite beam, migration of stresses*

1. Introduction

According [1] the long-term performance of concrete structures is significantly influenced by the time-dependent behaviour of the material, with particular regard to creep and shrinkage. This is particularly true for large modern structures realized through complex sequential construction techniques and characterized by significant non-homogeneities in composite steel

¹ Konstantin Kazakov, Prof., DSc, Eng. USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: kskazakov@yahoo.com

² Chavdar Stoyanov, PhD Student, USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: ing4040@abv.bg

³ Doncho Patov, Prof., PhD, Eng. USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

- concrete construction. This requires, *the definition of reliable models for the prediction of creep and shrinkage phenomena*, and the **development of reliable computational methods** for the evaluation of the structural effects of these phenomena, with an accuracy degree appropriate to the specific case. These two problems are interrelated, but are frequently considered independent in the design practice and dealt with separately. The definition of reliable models for the prediction of creep and shrinkage phenomena was first dealt with at the level of international organizations like CEB, FIP and ACI in their guidance documents on structural concrete developed in the decade 1960-70[1,2,3,4]. In the following years, as a result of continuing research work at the theoretical and experimental level within the scientific community – a significant synthesis of which was operated in 1995 by RILEM Technical Committee 107-CSP *Creep and Shrinkage Prediction Models: Principles of their Formulation*[5] – the definition of the factors affecting creep and shrinkage of hardened concrete and the development of the related prediction models has progressively evolved in the literature and in updated and new editions of international guidance documents. In the sequel, the most relevant and recent international guidance documents on this subject are presented, describing their scopes, their contents and their status of publication. Special attention is given to the two reports ACI 209.1R-05[6] and ACI 209.2R-08[10], published by ACI in recent years and concerning, respectively, the influence of factors affecting shrinkage and creep and a guide for modelling and calculating these delayed strains. The second report contains the presentation of four of the currently most widely diffused prediction models. Mention is made also of *fib* documents Structural Concrete Textbook, first published in 1999[16] and reedited in 2009[8], and the just published new *fib* Model Code 201028, replacing the CEB-FIP Model Code 1990[9], for the parts of these documents dealing with shrinkage and creep and the related prediction models.

2. Factors affecting Shrinkage and Creep of hardened Concrete

According[1] the delayed behaviour of concrete in terms of shrinkage and creep of concrete is influenced by several factors, such as concrete mixture, properties of aggregates, ambient conditions, shape and size of the specimen, construction procedures. The effects of these factors are analyzed in detail in the document ACI 209.1R- 05 *Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete*[6] published in 2005. This document does not include information on the prediction models for shrinkage and creep or on structural design issues associated with these phenomena, which are the subject of ACI 209.2R-08[7] and ACI 209.3R-XX[10] reports, respectively. The first part of ACI 209.1R-05 introduces basic concepts and associated definitions and terminology related to the various components of the shrinkage and creep time-dependent strains in concrete (Fig. 1), and briefly describes the inherent mechanisms.

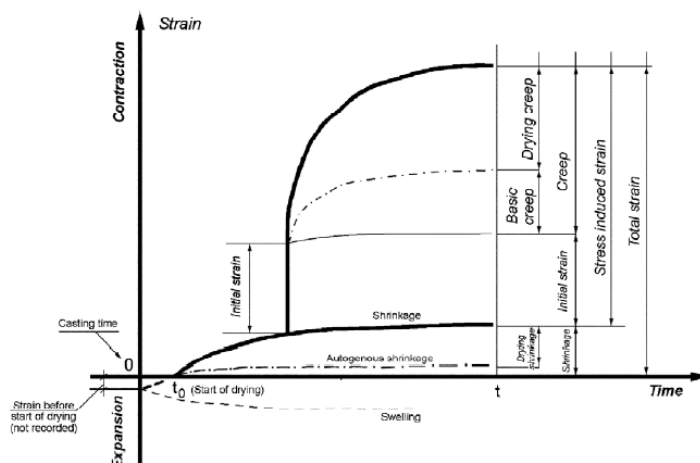


Figure 1. Relationship between various time - dependent strains in concrete [6]

As for the creep strains, special evidence is given to the definition of the compliance $J(t, t')$, representing – under the assumption of linearity of the time-dependent strain with respect to the applied stress (see section 3) – the total stress induced strain $\varepsilon_{\sigma}(t, t')$ (initial strain plus creep strain) at age t caused by a unit uniaxial sustained stress $\sigma = 1$ applied since loading age t' (Fig. 2), i.e.:

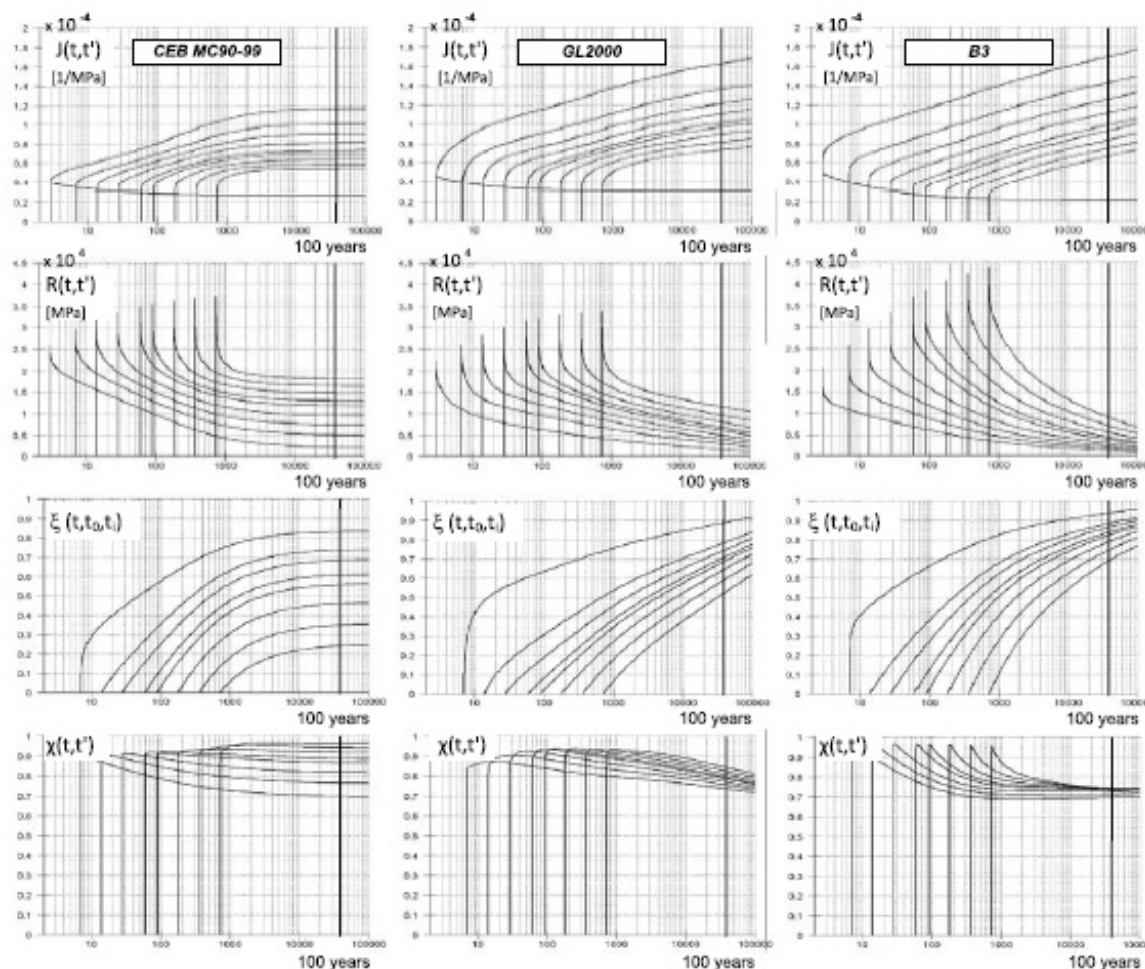


Figure 2. Examples of Diagrams of Compliance function $J(t, t')$, relaxation function $R(t, t')$, redistribution function, $\xi(t, t_0, t_i)$, and ageing coefficient $\chi(t, t')$ for different creep prediction models and for the average of influencing parameters, time in days with origin of time scale at 2 days. For definition of all variables see: [8,10,11,12]

*** Influencing parameters for the graphs**

t_c : 3 days (if required by the model); t_0 : 7 days (for the redistribution function ξ); Type of cement: N, R, (normal or rapid hardening) (CEB MC90-99), Type I (B3, GL2000); f_{ck28} : 30 Mpa; $R. H. (h)$: 80% (0.8); Volume-surface ratio or effective cross-section thickness $2V/S = 2A_c/u$: 200 mm

**** For model B3 the following values of further parameters have been assumed:**

Δ in Eq. (3): 10 sec = $1.16 \cdot 10^{-4}$ days; Aggregate content: $a = 1820 \text{ kg/m}^3$; Cement content: $c = 400 \text{ kg/m}^3$; Water content: $w = 180 \text{ Kg/m}^3$; Curing condition factor: $\alpha_2 = 1.2$ (normal curing); Cross-section factor: $k_s = 1$.

$$(1) \quad \varepsilon_{\sigma}(t, t') = \sigma \cdot J(t, t')$$

The compliance $J(t, t')$ is frequently separated by researchers, and in the definition of prediction models, into an initial age-dependent strain, normally referred to as elastic strain and related to a corresponding nominal elastic modulus, being therefore denoted $1/E(t')$, and a creep strain $C(t, t')$, i.e.:

$$(2) \quad J(t, t') = 1/E_c(t') + C(t, t')$$

The ACI report underlines the nominal character of such separation and of the corresponding initial elastic term, as this term contains creep that occurs during the time elapsed between application of the stress and the measurement of the strain. Therefore, this separation is discouraged. If the separation is performed, the ACI report evidences the need that the initial and creep strains be defined consistently, so that their sum corresponds to the correct stress induced time-dependent strain. At this respect, it must be mentioned that in the only case of the Bažant-Baweja B3 model presented in the sequel[13,14], an instantaneous age-independent strain $q_1 = 1/E_0$ is introduced, where E_0 is called asymptotic modulus. In this model, E_0 should not be regarded as a real elastic modulus, but merely as an empirical parameter, whose introduction is justified by the observation of the patterns of experimental results for decreasing stress and measurement durations. Bažant and Baweja indicate that the usual static elastic modulus $E(t')$ normally obtained in laboratory tests and used in structural analysis corresponds to: $\sqrt{f_c(t)}$

$$(3) \quad E(t') = 1/J(t' + \Delta, t')$$

in which the stress duration $\Delta = 0.01$ day gives values approximately agreeing with ACI

formula: $E(t) = 4734 \sqrt{f_c(t)}$ with E and $f_c(t)$ in Mpa

According[1], in what concerns creep, the two components of basic and drying creep are introduced (Fig. 1). Basic creep is defined as the time-dependent strain under sustained constant load of a concrete specimen in which moisture losses or gains are prevented (sealed specimen). It is considered a material constitutive property, independent of the specimen size and shape. *Drying creep is defined as the additional strain in a nominally identical specimen allowed to dry.* As the drying process depends on the size of the specimen, the report underlines that the measured average creep of a cross section is, on the contrary, strongly size-dependent. As for the debated problem of the long-term trends and values of creep strains (see section 4 in [1]), the ACI report admits that drying creep, being caused by the drying process, may be expected to show a limiting value at long-term, while for basic creep it is remarked that it has not been determined whether basic creep approaches a final value, even after 30 years of measurement of sealed specimens. *The report recognises that the creep phenomenon and its underlying mechanisms are very complex, involving a wide series of physical and chemical processes active at different scales, as evidenced by the significant number of theories appeared in the literature in the last decades and briefly outlined in the report.* The areas requiring additional study are also indicated. The subsequent parts of the report contain a concise state-of-the-art of present knowledge of the effects of the single influencing factors on the development of drying shrinkage and of creep. Factors affecting time-dependent behaviour of hardened concrete are discussed also in *fib* documents. They are analyzed in particular in the Structural Concrete Textbook[8,16], along lines similar to those developed in the ACI 209.1R-05 report. These analyses form the basis for the CEB-*fib* prediction models of shrinkage and creep established by CEB in CEB Model Code 1990 as a progressive update of previous historical editions[3,4]

and partially revised in 1999 (CEB MC90-99 model), and currently adopted with further revisions by *fib* in the just published *fib* Model Code 2010 (*fib* MC 2010 model).

According [1] distinction between drying creep and basic creep, which was not operated in previous CEB MC90-99 model, is considered in the new *fib* MC 2010 model. In what concerns long-term creep strains, while declaring that it is still controversial whether concrete creep approaches a finite value, the *fib* Textbook[8] indicates that for practical reasons, in consideration of the fact that in the range of working stresses the rate of creep decreases substantially with increasing duration of loading, from the view point of the designer it is however justified to base calculations, in which not the highest level of accuracy is sufficient, on a “final” creep value. Correspondingly, different from other models, CEB MC90-99[15] prediction model for creep is characterized by almost horizontal asymptotes for the compliance curves corresponding to various age at loadings t' for load durations of the order of magnitude of the expected service life of important structures. This long-term trend for the compliance curves was however recently modified in the new *fib* MC 2010 model: while maintaining an horizontal asymptotic trend for the drying creep component, a logarithmic function having no finite value is adopted in this new model for the prediction of the development of basic creep. As discussed in section 4[1], the long-term trends and values of creep strains are still currently at the centre of a strong debate.

3. Creep and Shrinkage modelling

According[1] several prediction models for creep and shrinkage were proposed in the past in scientific literature and/or in technical guidance documents of national and international associations. The document ACI 209.2R-08 *Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*[7], published in 2008, outlines the problems and limitations in developing prediction equations and illustrates and compares the prediction capabilities of four models: the ACI 209R-92[15], Bažant-Baweja B3[13,14], CEB MC90-99[9,16], and GL2000[17] models, representing, at the date, the most widely diffused prediction models at the international level among those developed in the past two to three decades. As previously indicated, CEB MC90-99 model was recently substituted by the revised *fib* MC 2010 model, while Bažant-Baweja B3 model is currently in the process of being revised. This ACI Guide evidences that all these prediction models represent a compromise between accuracy and convenience, in consideration of the fact that one of the primary needs in structural concrete design is to dispose of models accessible to engineers with little specialized knowledge of shrinkage and creep. It is also underlined that, although these models can be used by designers who wish to predict shrinkage and creep in concrete without testing, for structures that are sensitive to shrinkage and creep, the accuracy of an individual model's predictions can be improved and their applicable range expanded if the model is calibrated with test data of the actual concrete to be used in the project. *The Guide emphasises that, as there was no consensus to recommend one model, the four models were included in the document.* A few basic simplifying assumptions that are normally accepted for the development of prediction models are presented in ACI 209.2R-08 and are briefly illustrated in the following. They substantially correspond to those incorporated also in the *fib* Model Code and Textbook. For their critical evaluation reference can be made to these documents and to the referenced literature. As shown in Fig. 1 shrinkage and creep are considered as additive. Creep strains are determined by subtracting the measured shrinkage strains on the non-loaded sets of specimens from the strains measured on the loaded specimens, both sets of specimen being subjected to the same curing and environment conditions and considered as nominally identical. Within the range of service stresses, i.e. if the applied stress is less than 40% of the cylindrical compressive strength of the concrete at the age at loading, creep is considered approximately proportional to the stress. Within this range, it is also assumed that the agedependent strain responses to stress increments applied at different times may be

added using the superposition principle[1] for increasing and decreasing stresses, provided temperature and moisture content are kept constant and the cases of strain reversals, which deviate from superposition, are excluded. These assumptions correspond to the adoption of an ageing linear viscoelastic constitutive law for concrete, which is normally considered as an appropriate tool also for the evaluation of the structural effects of creep and it is adopted as basic reference assumption in most guidance documents on this specific subject, as shown in the other papers in this issue of the Journal[1]. The separation of creep into basic and drying creep is adopted in agreement with the above reported definitions of ACI 209.1R-05 Report. *However, it must be noted that among the models considered by ACI 209.2R-08 Guide only models B3 and GL2000 make the distinction between basic and drying creep.* ACI 209R-92 and CEB MC90-99 refer to a cumulative size-dependent creep strain. Differential shrinkage and creep or shrinkage and creep gradients are neglected. Considering that the majority of creep and shrinkage data used for the calibration of the models are based on surface measurements of cylindrical specimens, the simplifying assumption is accepted that shrinkage and creep strains in a specimen occur uniformly through the specimen cross section. *This is a crude approximation for the drying components of creep and shrinkage strain gradients within the specimens.* According[1] some of the issues discussed in the ACI 209.2R-08 Guide include: how simple or complex a model would be appropriate, and what input information should be required; how closely the model should represent physical phenomena/behaviour; what data should be used for evaluation of the model; what statistical methods are appropriate for evaluating a model. *According[1] except for the older ACI 209R-92 model developed in the late 1960 and early 1970's, the other three models presented in ACI 209.2R-08 have been optimized on the base of the wide set of shrinkage and creep experimental data gathered in the RILEM database.* This database contains 518 creep and 426 shrinkage tests and represents an extension of the initial database, comprising about 400 creep and 300 shrinkage tests mostly from American and European sources, originally compiled in 1978 at the Northwestern University. This extension was operated in two steps, first by an ACI-209 subcommittee chaired by L. Panula and then within a subcommittee of RILEM TC-107-CSP, chaired by H. Müller. A reduced database, consisting only of 166 creep tests and 106 shrinkage tests extracted from the RILEM database, was used in Gardner's studies to optimize his GL2000 model and to compare prediction provisions of the other models incorporated in ACI 209.2R-08[17]. Recently, after the publication of ACI 209.2R-08, a significantly enlarged database, named NU-ITI database consisting of a total of 680 (initially 621) tests and approximately 12,000 data points for creep and of 490 shrinkage tests, has been assembled at Northwestern University by adding to the RILEM database many recent Japanese and Czech data. According[1] the selection of appropriate data within the database and the criteria to compare and rank the existing prediction models are discussed in ACI 209.2R-08. Several standard and non standard statistical criteria are examined, and it is recognised that a lack of agreement exists in the scientific community on these aspects. The four models presented in this ACI Guide are then evaluated according to the criteria proposed by Gardner[17] based on plots of the measured values from the above mentioned restricted database against the corresponding model predictions. The conclusions of this type of comparison are currently subject to debate at the international level (see section 4). *It is important to note that, in spite of the fair to good ratings attributed in ACI 209.2R-08 on the basis of this comparison to each one of the four models with respect to their accuracy in matching the experimental results of the database, **significant differences are found, especially in what concerns creep, in the long-term multi-decade trends and values of the strain vs. time curves predicted by every single model, and in the description of the influence of the age at loading.** Most recently, some revision actions are under way or have been undertaken for two of the four models presented in ACI 209.2R-08.* An updating of Bažant-Baweja B3 model is currently being proposed[1], in what concerns essentially its long-term responses, with reference to the present debate on the capabilities of this and other models to predict multi-decade long-term excessive deflection histories observed for a wide collection of large-span prestressed

bridges. CEB MC90-99 model, while being transformed into the recent new *fib* MC 2010 model, has been partly revised as indicated in the previous sections, with particular regards to its long-term trends. No updating action is currently under way for GL2000 model, while an orientation to abandon the older ACI 209R-92 model in future updated editions of the ACI 209.2R-08 Guide has been expressed by ACI 209 Committee. *According [1] although it can be recognized that the delayed behaviour of concrete is nowadays a phenomenon better understood, some significant open problems still remain.* As it can be perceived from the preceding presentation, this is true in particular in what concerns the prediction of creep. Due to the recognized extreme complexity of the rheological behaviour of concrete evidenced in section 2, modelling its creep properties essentially on the basis of an interpretation of the underlying physical mechanisms is an objective that cannot yet be fully reached, even if the studies of these processes have registered significant progress in recent years. Therefore, current widespread prediction models, as those incorporated in ACI 209.2R-08, must still be based, to a non negligible extent, on a phenomenological approach and on a number of simplifying assumptions, the only exception being model B3, which is partly based on material science concepts[13,14]. The latest versions of the internationally harmonized RILEM database mentioned at section 3 represent, at the moment, an indispensable term of reference for the calibration and statistical evaluation of all these models. The wide and harmonized effort for the compilation of the various versions of the RILEM database represents a worthy example of international cooperation. Nevertheless, in spite of this apparently ideal situation, some non negligible difficulties still exist, especially for creep. The major one consists in the fact that, while the interest for design of important structures are the effects of delayed strains of concrete after several decades (e.g. for a 100 years required service life) and the influence on these strains of extended intervals of ages at loading, most of the data in the database are crowded into short load durations, and also into short ages at loading. In fact, only 8% of the existing database includes creep curves for durations of more than 6 years, and only 5% includes creep curves for durations of more than 12 years. *Also, the data in the database mainly refer to small thicknesses, typical of laboratory specimen, while modern large structures may be characterized by very thick components (e.g. bottom slabs of cantilever bridges, vertical walls, cores and mega-columns in high-rise structures and buildings, etc.) showing highly retarded shrinkage and drying creep deformations with the effects of nonlinear gradients as the volume-to-surface ratio increases.* Further, the limitations of the RILEM database are the following: - *inconsistency of some experimental data and high statistical dispersion in the database, experimental data referred almost only to creep under constant sustained loads, with very few data concerning creep recovery upon unloading and the relaxation response to constant sustained imposed deformations.* Overcoming of some of these limitations is not possible, at least in the medium term. While experimental campaigns to explore the creep behaviour over long durations, for a wide range of ages at loading and on thick elements, must be encouraged, for the time being model optimization must essentially be based on the present format of the database adopting proper statistical approaches to compensate for the bias of data. Eliminating in this process some sets of the data from the data base, considering these data as non-applicable must be done carefully and with the consensus of the scientific community.

A problem to be faced is the existence of conflicting approaches and results in the process of comparing and ranking the presently available creep prediction models with respect to the RILEM database. Besides the presentation in the ACI 209.2R-08 Guide of different statistical methods by various authors for comparing and ranking models, a significant comprehensive critical contribution was given recently by Bažant and Li through a detailed analysis and discussion of statistical methods of standard and several nonstandard types, and the suggestion of suitable data weighting criteria required to eliminate the bias due to improper data sampling in the database. *Their proposal consists in basing the statistics of prediction errors strictly on the method of least squares, considered as the standard and the only statistically correct method,*

dictated by the maximum likelihood criterion and the central limit theorem of the theory of probability. According to these authors, the ranking of the models with respect to the RILEM database that ensues from this approach is quite different from the rankings obtained by nonstandard statistical methods, as e.g. the ranking based on Gardner's studies, mentioned at section 3.3[1], adopted in the ACI 209.2R-08 Guide. According[1] as anticipated in section 3, a major problem is represented by the persistence of significant differences among currently recommended creep prediction models both in the long-term values and trends, and in the description of the influence of age at loading. If the confrontation is limited to the three most recent models incorporated in the ACI 209.2R-08 Guide (namely CEB MC90-99, GL2000 and Bažant-Baweja B3), a significant discrepancy does in fact exist between the first of these models and the other two (see Fig. 2). CEB MC90-99 shows in fact considerably lower long-term values and, for the reason indicated at section 2, almost horizontal asymptotes for the compliance curves $J(t,t')$. *The other two models, GL2000 and B3, exhibit significantly higher long-term values and, if the logarithmic scale is adopted for time as in Fig. 2, sloped diagrams in the long-term (upper decades of the required service life).* They become straight inclined lines in the case of B3 model, whose basic creep component is characterized by a logarithmic curve in the actual time scale with no asymptotic final value. A final theoretical value is reached on the contrary by GL2000 model, although at very long term, far beyond the limits of the required service life. It must be noted that, according to a few comparisons recently performed, this discrepancy essentially remains in what concerns the long-term values and trends also if the new just published *fib* MC 2010 model[12] is considered instead of CEB MC90-99 model[16]. Although this new model does not show any more horizontal asymptotes for the compliance curves, but inclined long-term trends in the logarithmic scale, as the development of basic creep component is also predicted by a logarithmic function, long-term values and inclinations of creep diagrams are significantly more contained with respect to the other two models. It is important to note also that, as observed in one of the papers published in this issue of the Journal[1] and shown in Fig. 2, these differences in the long-term values and trends of the compliance $J(t,t')$ are reflected too, and to a larger extent, in the related structural variables (e.g. the relaxation function $R(t,t')$, the redistribution function $\chi(t,t_0,t_i)$, and aging coefficient $\chi(t,t')$, all of them being defined in Refs.[8,10,11,12], calculated for each prediction model, which are of importance in the analysis of the structural effects of creep strains. In fact, these structural variables depend on both time under load t and age at loading t' , and therefore put in evidence also the influence of the different evaluations, in the various models, of the influence of age t' . The differences in the predictions of creep strain at long-term arise as a consequence of the above evidenced limitations of the laboratory database and of the different criteria for validating the models with respect to it. A very important role is played by the criteria adopted for the extrapolations of the predictions beyond the limits of time of the database. A wide debate is currently taking place on this last aspect at the international level. In order to overcome the difficulty due to the RILEM database of laboratory tests being biased toward short creep durations, a new database incorporating a collection of long-term excessive deflections of prestressed concrete large-span bridges measured over a few decades was recently established within RILEM Committee TC-MDC Multi-Decade Creep and Shrinkage chaired by Bažant[18,19,20,21]. The possibility of using this new data base to improve the material models for concrete creep is presently under discussion. As the long-term trends of the diagrams of these multidecade bridge deflections do not appear to approach a finite long-term value, and in most cases are also characterised by straight or nearly straight lines in the logarithmic time scale, such trends are considered by shapes of the compliance curves $J(t,t')$ of creep prediction model B. A related proposal is put forward by the same authors to use these data for the validation of this model and the updating of its parameters – with particular regard to the parameters modelling the long-term values and trends of the creep compliance – through inverse analysis procedures. *At this respect, it must be underlined that this is not an easy task, if it is intended to model the effects of all the design, construction and material variables. In fact, the long-term behaviour of large-*

span prestressed concrete bridges and the development in the time of their deflections, that in some cases may become excessive, depend on a combination of several simultaneously acting factors, as arrangement and degree of prestressing, stress relaxation in prestressing steel and amount of friction in cables, creep and shrinkage of concrete in every component of the structure, live/dead load ratio, construction, loading and prestressing sequences, accidental loadings during construction, progressive development of cracks, etc. Furthermore, it must be considered that deflections of prestressed structures are the result of the two opposite actions, external loads and prestress, and, consequently, the outcome of the difference of two large and variable quantities. *Therefore, they are very sensitive to the uncertainties and errors in the evaluation of each one of these two quantities.* A small change in one of the terms may cause a large variation in the result. These uncertainties concern in particular the estimation of the prestressing action, both in its distribution along the tendons and in the prediction of its evolution along the time as affected by prestress losses. Hence, an analysis of this type may prove to be reliable only if a sufficiently detailed knowledge of each bridge is available and if consistent and robust mechanical models and computational programs encompassing all these specific aspects are available. Appropriate approaches are required, in particular able to combine 3D FEM computational procedures and related computational codes for the analysis of the structure with reliable numerical techniques for taking into account all the phenomena related to the materials (concrete and steel) and their time-dependent responses. For what concerns the concrete creep, numerical techniques based on rate-type constitutive laws are most adequate from the computational point of view. *An interesting trial application of this inverse analysis process was recently performed through a refined program for the Palau bridge that was characterized by significant excessive deflections before its collapse.* For this bridge, ample documentation is available. Some problems still do exist for a satisfactory modelling of the simultaneous development of cracking in zones of the structure progressively getting into tension consequent to prestress losses. The implementation of proper cohesive crack models results in computational obstacles due to an excessive overall program complexity. Therefore, modelling of progressive cracking in this trial application was done under the crude simplifying assumption of a reduction for the current time step of the effective incremental modulus, which includes the effect of creep, when the tensile stress exceeds 70% of the estimated tensile strength. In what concerns the relative comparison and ranking of two different creep prediction models for the material through these types of inverse analyses, one possible criteria to be adopted would consist in applying appropriate minimisation procedures of the so-called “discrepancy function”, while all other variable material, structural and construction parameters are kept constant. Finally, in the inverse analysis process proper attention should be given also to the fact that an erroneous estimation at the design stage of the structure of prestress losses and/or of other creep-induced stress redistributions, like those due to the effect along the time of an initial change of structural system (e.g. the continuity connection introduced at mid-span of cantilever built bridges), may be responsible, in the real structure, of stresses exceeding 40% of the mean cylindrical compressive strength of the concrete at the age at loading. In fact, in such cases, a linear viscoelastic creep prediction model is no-longer adequate. Due to the nonlinearity in the creep strains under high stresses, the deflections of the structure increase far beyond what linear prediction models could predict.

CONTINUED ON PART 2

REFERENCES

(see Part II)

**MODELING AND CALCULATING OF CREEP IN HARDENED CONCRETE
ACCORDING ACI 209R-92, CEB MC90-99, GL2000 AND BAZANT&BAWEJA
B3 MODELS (PRACTICAL EXPERIENCE - PART II)**

Konstantin Kazakov¹, Chavdar Stoyanov², Doncho Partov³

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia

Abstract: *To predict the strength and serviceability of reinforced, composite steel-concrete and prestressed concrete structures, the structural engineering requires and appropriate description of the mechanical properties of the materials, including the prediction of the time-dependent strains of the hardened concrete. The prediction of creep is important to assess the risk of concrete cracking, the migration of stresses from the concrete to steel part of the reinforced composite structures, which cause the additional deflections in such type of structures. As discussed in above mentioned provisions, however, the mechanical properties of concrete are significantly affected by the temperature and availability of water during curing, the environmental humidity and temperature after curing, and the composition of the concrete, including the mechanical properties of the aggregates. Among the time-dependent properties of concrete that are of interest to the structural engineer, loss of moisture to the environment, and the creep under sustained load. Drying before loading significantly reduces creep, and is a major complication in the prediction of creep, stress relaxation, and strain recovery after unloading. While there is a lot of data on compressive creep, not much data are available for creep recovery, and very limited data are available for relaxation and tensile creep. Creep under variable stress and the stress responses under constant or variable imposed strains are commonly determined adopting the principle of superposition. The limitation of this assumption are discussed in this paper. The prediction of capabilities of the four creep compliance models were evaluated by comparing calculated results using example of steel concrete composite beam from bridge practice.*

Key words: *serviceability, creep compliance models, prediction of creep, steel-concrete composite beam, migration of stresses*

¹ Konstantin Kazakov, Prof., DSc, Eng. USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: kskazakov@yahoo.com

² Chavdar Stoyanov, PhD Student, USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: ing4040@abv.bg

³ Doncho Patov, Prof., PhD, Eng. USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

4. Modeling and calculating of Creep in hardened Concrete according ACI 209R-92, CEB MC90-99, GL2000 and Bažant&Baweja B3 Model, (Practical Experience-Part II)

4.1 Basic Equations for determining the Creep Coefficient according CEB MC90-99 model (EC2)

The CEB MC90 model (Muller and Hilsdorf 1990; CEB 1993) is intended to predict the time-dependent mean cross-section behavior of a concrete member. It has concept similar to that of ACI 209R-92 model in the sense that it gives a hyperbolic change with time for creep and shrinkage, and it also uses an ultimate value corrected according mixture proportioning and environment conditions. The age at loading t_0 should be at least 1 day, and the sustained stress should not exceed 40% of the mean concrete strength f_{cm,t_0} at the time of loading t_0 . Special provisions are given for elevated or reduced temperatures and for high stress levels. The CEB MC90-99 model (CEB 1999) includes the latest improvements to the CEB MC90 model. The age at loading should be at least 1 day, and the creep-induced stress should not exceed 40% of the concrete strength at the time of loading. The CEB model does not require any information regarding the duration of curing or curing condition, but takes into account the average relative humidity and member size. Required parameters:

- Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (days);
- Age of concrete at loading (days);
- Concrete mean compressive strength at 28 days (MPa or psi);
- Relative humidity expressed as a decimal;
- Volume-surface ratio or effective cross-section thickness of the member (mm or in.);
- Cement type.

The CEB MC90 (Müller and Hilsdorf 1990), is intended to predict the time-dependent mean cross-section behavior of a concrete member. It has concept similar to ACI209R-92 model in the sense that it gives a hyperbolic change with time for creep and shrinkage, and also uses an ultimate value corrected according mixture proportioning and environmental conditions. The models are valid for normal weight plain structural concrete having an average compressive strength in the range of $20 \text{ MPa} \leq f_{cm,28} \leq 90 \text{ MPa}$. The age of loading t_0 should be at least 1 day, and the sustained stress should not exceed 40% of the mean concrete strength f_{cm,t_0} at the time of loading t_0 . The CEB model takes into account the average relative humidity and member size. Required parameters are: age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (day); age of concrete at loading (days); concrete mean compressive strength at 28 days (MPa); relative humidity expressed as a decimal; volume-surface ratio or effective cross-section thickness of a member (mm) and cement type.

The creep (compliance) function proposed by the 1990 CEB Model Code („CEB-FIP'1991) defined the strain at time t caused by a constant stress acting from time τ to time t , is given by relationship:

$$(4) \quad J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm,t_0}} + \frac{\phi_{28}(t, t_0)}{E_{cm,28}},$$

where: $\phi(t, t_0)$ gives the ratio of the creep strain since the start of loading at the age t_0 to the elastic strain due to a constant stress applied at a concrete age of 28 days; E_{cm,t_0} is the modulus of elasticity of concrete at the time of loading t_0 and $E_{cm,28}$ - is the mean modulus of elasticity concrete at 28 days (MPa). Hence $1/E_{cm,t_0}$ - represents the initial strain per unit stress at loading.

The creep coefficient is evaluated with following formula: $\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0)$, where :
 $\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$; or: $\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t - t_0)$; ; $\phi(t, \tau) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(\tau) \beta_c(t - \tau)$;
 where: $\phi_{RH} = 1 + 1 - \frac{RH}{100} / 0.46 \sqrt[3]{\left(\frac{h_0}{100}\right)}$ - is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient. RH is the relative humidity of the ambient environment in %;
 $\beta(f_{cm}) = 5.3 / \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.5}$ - is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient. $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$ - is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient (for continuous process we consider the function).
 $\beta(\tau) = 1 / 0.1 + (\tau)^{0.2}$ is a function of aging, depending on the age of concrete and it characterizes the process of aging. $\beta_c(t - t_0) = \left[(t - t_0) / \beta_H + (t - t_0) \right]^{0.3}$ is a function to describe the development of creep with time after loading. $\beta_H = 150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{100} \right)^{18} \right] \frac{h_0}{100} + 250 \leq 1,500$ is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and notional member size (h_0 in mm).
 where $f_{cm28} = f_{ck} + 8$ = the mean compressive strength of concrete at the age of 28 days (megapascals); and $h_0 = 2A_c / u$ = the notional size of member (millimetres) (A_c = the cross section; and u = the perimeter of member in contact with the atmosphere); f_{ck} is the specified characteristic compressive cylindrical strength (MPa) below which 5% of all possible strength measurement for the specified concrete may be expected to fall.

Constant Young's modulus is given by $E_{cm28} = 10^4 (f_{cm28})^{\frac{1}{3}}$; Variable Young's modulus is given by: $E_{cm}(t) = \beta_{cc}^{0.5} E_{cm28}$, where $E_{cm28} = 10^4 (f_{cm28})^{\frac{1}{3}}$ and: $\beta_{cc} = \exp \left[s \left(1 - \frac{5.3}{t^{0.5}} \right) \right]$, where $s = 0.25$ for normal and rapid hardening cements. So: $E_{cm}(t) = 336190 e^{0.5 \left[0.25 \left(1 - \frac{5.3}{\sqrt{t}} \right) \right]}$; $\phi(t_{\infty}, t_0)$ is a final creep coefficient of concrete.

4.2. Basic Equations for determining the Creep Coefficient according ACI 209R-92

This is an empirical model developed by (Branson and Christiason)[7] 1971, with minor modification introduced in ACI 209R-92. The models for predicting creep and shrinkage strains as a function of time have the same principle: a hyperbolic curve that tends to an asymptotic value called the ultimate value. The shape of the curve and ultimate value depend on several factors such as curing conditions, age of application of load, mixture proportioning, ambient temperature and humidity. The correction factors are applied to ultimate values. Because creep and shrinkage equations for any period are linear functions of the ultimate values, however, the correction factors in this procedure may be applied to short-term creep and shrinkage as well. Required parameters:

- Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (days);
- Age of concrete at loading (days);
- Curing method;
- Ambient relative humidity expressed as a decimal.

- Volume-surface ratio or average thickness (mm or in.);
- Concrete slump (mm or in.);
- Fine aggregate percentage (%);
- Cement content (kg/m³ or lb/yd³);
- Air content of the concrete expressed in percent (%);
- Cement type.

The design approach presented for predicting creep refers to standard condition and correction factors for other than - standard condition. The corrections factors are applied to ultimate values. Because creep equation for any period is linear function of the ultimate values, however, the correction factors in this procedure may be applied to short –term creep. Required parameters are: age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (day); age of concrete at loading (days); curing methods; ambient relative humidity expressed as a decimal; volume-surface ratio or average cross-section thickness of a member (mm); cement type; *concrete slump in mm; fine aggregate percentage (%); cement content (kg/m³) and air content of concrete expressed in percent (%)*. The last four parameters are not included in CEB MC90 model. The creep (compliance) function proposed by the ACI 209R-92 model [1], that presents the total stress-dependent strain by unit stress is given by the relationship:

$$(5) \quad J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm(t_0)}} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{cm(t_0)}} = \frac{1 + \phi(t, t_0)}{E_{cm(t_0)}},$$

where- $\phi(t, t_0)$ is the creep coefficient as the ratio of the creep strain to the elastic strain at the start of loading at the age t_0 (days) and $E_{cm(t_0)}$ is the modulus of elasticity at the time of loading t_0 (MPa), respectively.

The creep model proposed by ACI 209R-92 has two components that determine the ultimate asymptotic value and the time development of creep. The predicted parameter is not creep strain, but creep coefficient $\phi(t, t_0)$, (defined as the ratio of the creep strain to the initial elastic strain). The creep coefficient is evaluated with the following formula: $\phi(t, t_0) = \phi_u \beta_c(t - t_0)$, where: $\phi(t, t_0)$ is the creep coefficient at the concrete age t due to a load applied at the age t_0 ; $(t - t_0)$ is the time since application of load; ϕ_u is the ultimate creep coefficient. For the standard conditions in the absence of specific creep date for local aggregates and conditions, the average value proposed for the ultimate creep coefficient ϕ_u is equal to 2,35.

For conditions other than standard conditions the value of the ultimate creep coefficient $\phi_u = 2.35$ needs to be modified by six correction factors, depending on particular conditions. where: $\phi_u = 2.35 \gamma_c$; and: $\gamma_c = \gamma_{c,t0} \gamma_{c,RH} \gamma_{c,vs} \gamma_{c,s} \gamma_{c,\psi} \gamma_{c,\alpha}$; $\gamma_{c,t0} = 1.25 t_0^{-0.118}$ - corresponds to $\beta(t_0)$ in CEB MC90, is a function of aging, depending on the age of concrete and it characterizes the process of aging; $\gamma_{c,RH} = 1.27 - 0.67h$ for $h \geq 0.40$ is the ambient humidity factor, where the relative humidity h is in decimal -correspond to ϕ_{RH} CEB MC90;

$$\gamma_{c,vs} = \frac{2}{3} \left(1 + 1.13 e^{\{-0.0213(V/S)\}} \right) \text{ (corresponds to } \beta_H \text{ in CEB MC90), where } V \text{ is the}$$

specimen volume in mm^3 and S the specimen surface area in mm^2 , allows to consider the size of member in terms of the volume-surface ratio;

$$\gamma_{c,s} = 0.82 + 0.00624s \text{ is slump factor, where } s = 75 \text{ mm is the slump of fresh concrete;}$$

$$\gamma_{c,\psi} = 0.88 + 0.0024\psi \text{ is fine aggregate factor, where } \psi = 40 \text{ is the ratio of fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage; } \gamma_{c,\alpha} = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1 \text{ is air}$$

content factor, where $\alpha = 2$ is the air content in percentage. $\beta_c(t-t_0) = \left[(t-t_0)^{0.6} / 10 + (t-t_0)^{0.6} \right]$ - is a function to describe the development of creep with time after loading and is equal by $t=36500$ days and $t_0=60$ days to: 0,982004. The secant modulus of elasticity of concrete E_{cm,t_0} at any time t_0 of loading is given by $E_{cm,t_0} = 0,043 \rho_c^{1.5} \sqrt{f_{cm,t_0}}$ MPa; where ρ_c is the unit weight of concrete (kg/m^3) and f_{cm,t_0} is the mean concrete compressive strength at the time of loading (MPa). The general equation for predicting compressive strength at an time t is given by $f_{cm,t} = [t/a + bt] f_{cm,28}$, where $f_{cm,28}$ is the concrete mean compressive strength of 28 days in MPa; a (in days) and b are constant and t is the age of the concrete.

4.3. Basic Equations for determining the Creep Coefficient according Gardner&Lockman 2000

The model presented herein corresponds to the last version of the GL2000 model (Gardner 2004), including minor modifications to some coefficients and to the strength development with time equation of the original model developed by Gardner and Lockman (2001). It is a modified Atlanta 97 model (Gardner and Zhao 1993), which itself was influenced by CEB MC90. According to Gardner and Lockman (2001), the method can be used regardless of what chemical admixtures or mineral by-products are in the concrete, casting temperature, or curing regime. The predicted values can be improved by simply measuring concrete strength development with time and modulus of elasticity. Aggregate stiffness is taken into account by using the average of the measured cylinder strength and that back-calculated from the measured modulus of elasticity of the concrete. The compliance expression is based on the modulus of elasticity at 28 days instead of the modulus elasticity at the age of loading. This model includes a term for drying before loading, which applies to both basic and drying creep. Required parameters:

- Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (days);
- Age of concrete at loading (days);
- Concrete mean compressive strength at 28 days (MPa);
- Concrete mean compressive strength at loading (MPa);
- Modulus of elasticity of concrete at 28 days (MPa);
- Modulus of elasticity of concrete at loading (MPa or psi);
- Relative humidity expressed as a decimal;
- Volume-surface ratio (mm).

It is modified Atlanta 97 model 1993, which itself was influenced by CEB MC90-99. *The compliance expression is based on the modulus of elasticity at 28 days, instead of the modulus of elasticity at age of loading.* This model includes a term for drying before loading, which applies to both basic and drying creep. Required parameters: Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing (days); Age of concrete at loading (days); Concrete mean compressive strength at 28 days (MPa or psi); Concrete mean compressive strength at loading (MPa or psi); Modulus of elasticity of concrete at 28 days (MPa or psi); Modulus of elasticity of concrete at loading (MPa or psi); Relative humidity expressed as a decimal; and Volume-surface ratio (mm or in.). *The creep (compliance) function proposed by the (Gardner and Lockman 2001), is composed of the elastic and creep strains.* The elastic strain is reciprocal of the modulus of elasticity at the age of loading E_{cm,t_0} and the creep strain is the 28 day creep coefficient $\phi_{28}(t,t_0)$ divided by the modulus of elasticity at 28 days $E_{cm,28}$. The

creep coefficient $\phi_{28}(t, t_0)$ is the ratio of the creep strain to the elastic strain due to the load applied at the age of 28 days. So:

$$(6) \quad J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm0}(t_0)} + \frac{\phi_{28}(t, t_0)}{E_{cm28}};$$

where: E_{cm0} is the modulus of elasticity of concrete at the time of loading t_0 ; E_{cm28} - is the mean modulus of elasticity concrete at 28 days (MPa); $1/E_{cm0}$ - represents the initial strain per unit stress at loading. $\phi(t, t_0)$ gives the ratio of the creep strain since the start of loading at the age t_0 to the elastic strain due to a constant stress applied at a concrete age of 28 days; The 28-day creep coefficient $\phi_{28}(t, t_0)$ calculated using the next formulae:

$$\phi_{28}(t, t_0) = \Phi(t_c) \left[2 \frac{(t-t_0)^{0,3}}{(t-t_0)^{0,3} + 14} + \left(\frac{7}{t_0}\right)^{0,5} \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0) + 7}\right)^{0,5} + 2,5(1-1,086h^2) \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0) + 0,12(V/S)^2}\right)^{0,5} \right].$$

The creep coefficient includes three terms. The first two terms are required to calculate the basic creep, and the third term is for the drying creep. At a relative humidity of 0,96 there is only basic creep. There is no drying creep. $\Phi(t_c)$ is the correction term for the effect of drying

before loading. If $t_0 = t_c$; $\Phi(t_c) = 1$; when: $t_0 > t_c$ $\Phi(t_c) = \left[1 - \left(\frac{(t_0 - t_c)}{(t_0 - t_c) + 0,12(V/S)^2} \right)^{0,5} \right]^{0,5}$; t_0 = age

of concrete at loading, (days); t_c = age of concrete when drying starts at the end of moist curing, (days). To calculate relaxation, $\Phi(t_c)$ remains constant at the initial value throughout the relaxation period. For creep recovery calculation, $\Phi(t_c)$ remains constant at the value at the age of loading. If experimental values are not available the modulus of elasticity E_{cm} at any time t is given by : $E_{cm} = 3500 + 4300\sqrt{f_{cm}}$, where the strength development with time can be calculate from the compressive strength using the equation : $f_{cm} = \beta_e^2 \cdot f_{cm28}$. This equation is a modification

of the CEB strength-development relationship. So $\beta_e = \exp \left[\frac{s}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$; where $s = 0,4$ is

CEB(1993) style strength –development parameter and β_e relates strength development to cement type. Relationship between specified and mean compressive strength of concrete can be estimated from the equation: $f_{cm28} = 1,1f_c' + 5,0$. This equation is a compromise between recommended equation of ACI Committee 209 (1982) and ACI Committee 363 (1992). It can be noted that this equation does not include any effects for aggregate stiffness or concrete density. Instead of making an allowance for density of the concrete, is preferable to measure the modulus of elasticity. To further justify the present model, it is desirable to clarify the differences from other models, which are presented in this paper. According (Bažant&Baweja 1993, 2000) [1,2] many basic features of Model GL are questionable on the basis of the current understanding of the mechanics and physics of concrete shrinkage and creep, and violate the guidelines published by a RILEM Committee. Some of them are as follows: disagreement with diffusion theory, the effect of age on creep according this model is far too weak and too short-lived, the creep coefficient for the additional creep due to drying is given in this model by a curve that does not have a bounded final value, the creep recovery curve calculated according to the principle of superposition is violated by the GL model (Bažant&Baweja 2000).

4.4. Basic Equations for determining the Creep Coefficient according Bažant&Baweja B3 Model

The Bažant-Baweja (1995) B3 model is the latest variant in a number of shrinkage and creep prediction methods developed by Bažant and his coworkers at Northwestern University. According to Bažant and Baweja (2000), the B3 model is simpler and is better theoretically justified than the previous models. The effect of concrete composition and design strength on the model parameters is the main source of error of the model. The prediction of the material parameters of the B3 model from strength and composition is restricted to portlandcement concrete with the following parameter ranges:

- $0.35 \leq w/c \leq 0.85$;
- $2.5 \leq a/c \leq 13.5$;
- $17 \text{ MPa} \leq f_{cm28} \leq 70 \text{ MPa}$ ($2500 \text{ psi} \leq f_{cm28} \leq 10,000 \text{ psi}$);
- $160 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 720 \text{ kg/m}^3$ ($270 \text{ lb/yd}^3 \leq c \leq 1215 \text{ lb/yd}^3$),

where f_{cm28} is the 28-day standard cylinder compression strength of concrete (in MPa or psi), w/c is the water-cement ratio by weight, c is the cement content (in kg/m³ or lb/yd³), and a/c is the aggregate-cement ratio by weight. If only design strength is known, then $f_{cm28} = f_c' + 8.3 \text{ MPa}$ ($f_{cm28} = f_c' + 1200 \text{ psi}$). The Bažant-Baweja B3 model is restricted to the service stress range (or up to about $0.45f_{cm28}$). The formulas are valid for concretes cured for at least 1 day. Required parameters:

- Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing, (days);
- Age of concrete at loading (days);
- Aggregate content in concrete (kg/m³ or lb/yd³);
- Cement content in concrete (kg/m³ or lb/yd³);
- Water content in concrete (kg/m³ or lb/yd³);
- Cement type;
- Concrete mean compressive strength at 28 days (MPa or psi);
- Modulus of elasticity of concrete at 28 days (MPa or psi);
- Curing condition;
- Relative humidity expressed as a decimal;
- Shape of specimen;
- Volume-surface ratio or effective cross-section thickness (mm or in.).

4.5. Numerical example

For determining the creep coefficient, according the models presented in the previous paragraph is now applied to a simply supported beam, subjected to a uniform load, whose cross section is shown in Fig. 3.

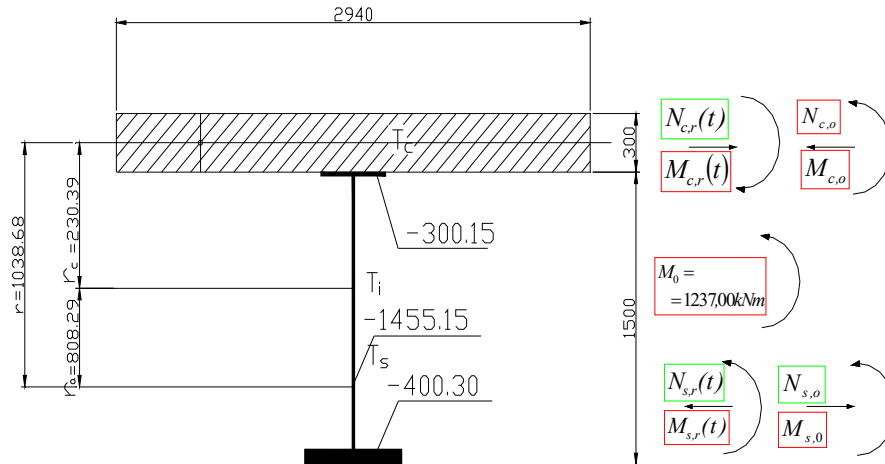


Figure 3. Composite beam with cross-section characteristic
4.5.1. Parameters cording EC2

$$E_c = 3,2 \cdot 10^4 \text{ MPa}, E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}, A_c = 8820 \text{ cm}^2, A_a = 383,25 \text{ cm}^2, n = \frac{E_a}{E_c} = 6,56$$

$$I_c = 661500 \text{ cm}^4, I_a = 1217963,7 \text{ cm}^4, r_c = 23,039 \text{ cm}, r_a = 80,829 \text{ cm}, r = 103,868 \text{ cm},$$

$$A_i = 2453,05 \text{ cm}^2, I_i = 4536360,758 \text{ cm}^4. M_0 = 1237 \text{ kNm}, N_{c,o} = 846,60 \text{ kN}, M_{c,o} = 27,56 \text{ kNm}$$

$$M_{a,o} = 330,13 \text{ kNm}, \lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a} \left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a} \right) \right]^{-1} = 0,060545358, \lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a} \right]^{-1} = 0,922950026$$

$$h_0 = 2AC/u = 300 \text{ mm}; \beta_H = 150 \left[1 + (1,2 \cdot 80/100)^{18} \right] h_0/100 + 250 = 915,82 < 1500$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm}/10)^{0,5}} \Big|_{f_{cm}=30} = 3,06; \beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} \Big|_{t_0=60} = 0,422309218$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,46 \sqrt[3]{(h_0/100)}} \Big|_{RH=80, h_0=300} = 1,3014;$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 1,3014 \cdot 3,06 \cdot 0,422309218 = 1,681755242$$

$$\beta_c(36500 - 60) = 0,9925811; \phi_{t=36500} = \phi_0 \beta_c(36500 - 60) = 1,669278468$$

4.5.2. Parameters according ACI 209R-92

$$E_c = 2,8178 \cdot 10^4 \text{ MPa}, E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}, A_c = 8820 \text{ cm}^2, A_a = 383,25 \text{ cm}^2, n = \frac{E_a}{E_c} = 7,452$$

$$I_c = 661500 \text{ cm}^4, I_a = 1207963,7 \text{ cm}^4, r_c = 25,407 \text{ cm}, r_a = 78,463 \text{ cm}, r = 103,870 \text{ cm},$$

$$A_i = 1566,8248 \text{ cm}^2, I_i = 4420140,76 \text{ cm}^4. M_0 = 1237 \text{ kNm}, N_{c,o} = 837,286 \text{ kN}, M_{c,o} = 24,716 \text{ kNm}$$

$$M_{a,o} = 338,05 \text{ kNm}, \lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a} \left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a} \right) \right]^{-1} = 0,068220902, \lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a} \right]^{-1} = 0,93155$$

Mean 28-day strength: $f_{cm28} = 33,3 \text{ MPa}$; ($f_{cm28} = 33,0 \text{ MPa}$, according to CEB MC90-99). Mean 28-day elastic modulus $E_{cm28} = 28178 \text{ MPa}$; ($E_{cm28} = 32009 \text{ MPa}$, according to CEB MC90-99). $\rho_c = 2345 \text{ kg/m}^3$;

$E_c(\tau) = E_c(t_0) = E_{const} = E_{mct0} = 0,043 \cdot 2345^{1,5} \sqrt{33,30} = 28178 (\text{MPa})$, according to ACI 209R-92. $\gamma_{c,t0} = 1.25 t_0^{-0.118}$ corresponds to $\beta(t_0) = 0,771059985$ for $t_0 = 60$ days;

$\gamma_{c,RH} = 1.27 - 0.67h$ for $h = 0,80 = 0,734$; $\gamma_{c,vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13 e^{\{-0.0213(V/S)\}}) = 0,6975$, where

$V/S = 150$; $\gamma_{c,s} = 0.82 + 0.00624s = 1,018$; where $s = 75 \text{ mm}$;

$\gamma_{c,\psi} = 0.88 + 0.0024\psi = 0,976$; where $\psi = 40$; $\gamma_{c,\alpha} = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1$; is air content factor, where; $\alpha = 2$, $\gamma_{c,\alpha} = 1$; $\beta_c(36500 - 60) = 0,982004$.

By: $t = 36500$ days and $t_0 = 60$ days; $\beta_c(t - t_0) = \left[(t - t_0)^{0.6} / 10 + (t - t_0)^{0.6} \right]$.

Now the next results are as following:

$\phi_u = 2.35\gamma_c$; $\phi_u = 2.35\gamma_c$; $\gamma_c = \gamma_{c,t0}\gamma_{c,RH}\gamma_{c,vs}\gamma_{c,s}\gamma_{c,\psi}\gamma_{c,\alpha}$
 $= 2,35 \cdot 0,7710 \cdot 0,734 \cdot 0,6975 \cdot 1.018 \cdot 0,976 \cdot 1 = 2,35 \cdot 0,9216337437 \cdot 0,982004 = 0,9050516$

4.5.3. Parameters according G&L2000

$E_c = 2,8014 \cdot 10^4 \text{ MPa} (4,060,590 \text{ psi})$, $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} (30,450,000 \text{ psi})$,

$A_c = 8820 \text{ cm}^2 (1411 \text{ in}^2)$, $A_a = 383,25 \text{ cm}^2 (61 \text{ in}^2)$, $n = \frac{E_a}{E_c} = 7,496$

$I_c = 661500 \text{ cm}^4 (16934,4 \text{ in}^4)$, $I_a = 1207963,7 \text{ cm}^4 (30924 \text{ in}^4)$, $r_c = 25,50 \text{ cm} (10 \text{ in})$,
 $r_a = 78,37 \text{ cm} (31 \text{ in})$, $r = 103,870 \text{ cm} (41 \text{ in})$,

$A_i = 1560,82 \text{ cm}^2 (250 \text{ in}^2)$, $I_i = 4415813,859 \text{ cm}^4 (113045 \text{ in}^4)$,

$M_0 = 1237 \text{ kNm} (10957677 \text{ lbf.in})$, $N_{c,o} = 840,50 \text{ kN} (189112 \text{ lbf})$,

$M_{c,o} = 24,7206 \text{ kNm} (218982 \text{ lbf.in})$; $M_{a,o} = 338,386 \text{ kNm} (2997514 \text{ lbf.in})$,

$\lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a} \left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a} \right) \right]^{-1} = 0,068593645$, $\lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a} \right]^{-1} = 0,931921295$;

For: $t_0 = 60$ days and $t_\infty = 36500$ days;

$\phi(t_c) = \left[1 - \left(\frac{t_0 - t_c}{(t_0 - t_c) + 0,12 \left(\frac{V}{S} \right)^2} \right)^{0,5} \right]^{0,5}$; Or:

$\phi(t_c) = \left[1 - \left(\frac{60 - 30}{(60 - 30) + 0,12(150)^2} \right)^{0,5} \right]^{0,5} = [1 - 0,104828483 = 0,895171516]^{0,5} = 0,946135041$

Now we can calculate the 28-day creep coefficient $\phi(t, t_0)$ using the next formulae:

$$\begin{aligned}
 \phi(t=36500, t_0=60) &= \phi(t_c) \left[2 \frac{(t-t_0)^{0.3}}{(t-t_0)^{0.3}+14} + \left(\frac{7}{t_0}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0)+7}\right)^{0.5} + 2,5(1-1,086h^2) \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0)+0,12(\frac{V}{S})^2}\right)^{0.5} \right] \\
 \phi(t=36500, t_0=60) &= \phi(t_c) \left[2 \frac{(t-t_0)^{0.3}}{(t-t_0)^{0.3}+14} + \left(\frac{7}{t_0}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0)+7}\right)^{0.5} + 2,5(1-1,086h^2) \left(\frac{(t-t_0)}{(t-t_0)+0,12(\frac{V}{S})^2}\right)^{0.5} \right] \\
 &= \phi(t_c) \left[2 \frac{(36500-60)^{0.3}}{(36500-60)^{0.3}+14} + \left(\frac{7}{60}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{36500-60}{(36500-60)+7}\right)^{0.5} + 2,5(1-1,086 \cdot 0,8^2) \left(\frac{(36500-60)}{(36500-60)+0,12(150)^2}\right)^{0.5} \right] \\
 &= \phi(t_c) \left[1,250536 + 0,341532223 + 0,735633725 \right] = 0,946135041 \cdot 2,327165999 = 2,201813298
 \end{aligned}$$

4.5.4. Parameters according B&B2000

4.5.4.1. Compliance function:

$$(7) \quad J(t, t_0) = q_1 + C_0(t, t_0) + C_d((t, t_0, t_c))$$

is the average compliance function at concrete age t caused by a unit uniaxial constant stress applied at age t_0 , incorporating instantaneous deformation, basic and drying creep; q_1 is the instantaneous strain due to unit stress (inverse of the asymptotic elastic modulus) that is, in theory, approached at a time of about 10^{-9} second; $C_0(t, t_0)$ is the compliance function for basic creep; $C_d((t, t_0, t_c))$ is the additional compliance function for drying creep; and t , t_c , and t_0 are the age of concrete, the age drying began or end of moist curing, and the age of concrete loading in days, respectively. The instantaneous strain may be written $q_1 = 1/E_0$, where E_0 is the asymptotic elastic modulus. The use of E_0 instead of the conventional static modulus E_{cm} is convenient because concrete exhibits pronounced creep, even for very short loads duration. E_0 should not be regarded as a real elastic modulus, but merely an empirical parameter that can be considered age independent. Therefore, the instantaneous strain due to unit stress is expressed in Eq. (A-38)[1]. $q_1 = 0,6 / E_{cm28} = 0,6 / 27318 \frac{1}{MPa} = 21,963 \cdot 10^{-6} \frac{1}{MPa}$; According to this model, the basic creep is composed of three terms: an aging viscoelastic term, a nonaging viscoelastic term, and an aging flow term: $C_0(t, t_0) = q_2 \cdot Q(t, t_0) + q_3 \cdot \ln[1 + (t - t_0)^n] + q_4 \cdot \ln(t/t_0)$; where: $q_2 \cdot Q(t, t_0)$ is the aging viscoelastic compliance term. $q_2 = 185,4 \cdot 10^{-6} \cdot 409^{0.5} \cdot 33 \cdot 30^{-0.9} = 159,90 \cdot 10^{-6} \frac{1}{MPa}$; The cement content c (in kg/m^3) and the concrete mean compressive strength at 28 days f_{cm28} (in MPa) are required to calculate the parameter q_2 in Eq. (A-41)[1].; $Q(t, t_0)$ is an approximate binomial integral that must be multiplied by the parameter q_2 to obtain the aging viscoelastic term:

$Q(t, t_0) = Q_f(t_0) \left[1 + \left(\frac{Q_f(t_0)}{Z(t, t_0)} \right)^{r(t_0)} \right]^{-\frac{1}{r(t_0)}}$; Equations (A-43) to (A-45)[1] can be used to

approximate the binomial integral: where:

$$Q_f(t_0) = [0.086(t_0)^{2/9} + 1, 21(t_0)^{4/9}]^{-1}; \text{ by: } t_0 = 28; \quad Q_{f,t_0=28} = 0,18178; \quad t_0 = 60;$$

$$Q_{f,t_0=60} = 0,1302; \quad r(t_0) = 1,7(t_0)^{0,12} + 8; \quad r(t_{28}) = 1,7(t_{28})^{0,12} + 8 = 10,535;$$

$$r(t_{60}) = 1,7(t_{60})^{0,12} + 8 = 10,778;$$

$$Z(t, t_0) = (t_0)^{-0,5} \cdot \ln[1 + (t - t_0)^{0,1}];$$

$$Z(36500, 28) = (28)^{-0,5} \cdot \ln[1 + (36500 - 28)^{0,1}] = 0,19844;$$

$$Z(36500, 60) = (60)^{-0,5} \cdot \ln[1 + (36500 - 60)^{0,1}] = 0,17432;$$

$$Q(t, t_0) = Q(36500, 28) = Q_f(28) \left[1 + \left(\frac{Q_f(28)}{Z(36500, 28)} \right)^{r(28)} \right]^{-\frac{1}{r(28)}} = 0,18178 \left[1 + \left(\frac{0,18178}{0,19844} \right)^{10,535} \right]^{-\frac{1}{10,535}} = 0,1761$$

$$Q(t, t_0) = Q(36500, 60) = Q_f(60) \left[1 + \left(\frac{Q_f(60)}{Z(36500, 60)} \right)^{r(60)} \right]^{-\frac{1}{r(60)}} =$$

$$= 0,1302 \left[1 + \left(\frac{0,1302}{0,17432} \right)^{10,778} \right]^{-\frac{1}{10,778}} = 0,1296;$$

q_3 : is the non-aging viscoelastic compliance parameter, and q_4 is the aging flow compliance parameter. These parameters are a function of the concrete mean compressive strength at 28 days f_{cm28} (in MPa), the cement content c (in kg/m³), the water-cement ratio w/c , and the aggregate-cement ratio a/c .

$$q_3 = 0,29(w/c)^4 \cdot q_2 = 0,29(0,50)^4 \cdot 159,9 \cdot 10^{-6} = 2,89767 \frac{1}{MPa};$$

$$q_4 = 20,3 \cdot 10^{-6} (4,23)^{0,7} = 7,397 \cdot 10^{-6} \frac{1}{MPa}; \text{ Now: by: } t=36500; t_0=28 \text{ follows:}$$

$$\begin{aligned} C_0(t, t_0) &= C_0(36500, 28) = q_2 \cdot Q(t, t_0) + q_3 \cdot \ln[1 + (t - t_0)^n] + q_4 \cdot \ln(t/t_0) = \\ &= 159,9 \cdot 10^{-6} \cdot 0,17610 + 2,897 \cdot 10^{-6} \cdot 1,350377 + 7,397036 \cdot 10^{-6} \cdot 7,172865 = \\ &= 28,171 \cdot 10^{-6} + 3,912042 \cdot 10^{-6} + 53,05766 \cdot 10^{-6} = 86,140 \cdot 10^{-6} \frac{1}{MPa} \end{aligned} \quad ; \quad (A-40)$$

Now: by: $t=36500$; $t_0=60$ follows:

$$C_0(t, t_0) = C_0(36500, 60) = 20,2323 \cdot 10^{-6} + 3,911 \cdot 10^{-6} + 47,420 \cdot 10^{-6} = 72,064 \cdot 10^{-6} \frac{1}{MPa};$$

The compliance function for drying creep is defined by Eq. (A-48). This equation accounts for the drying before loading. Note that drying before loading is considered only for drying creep:

$$(A-48) \quad C_d(t, t_0, t_c) = q_5 [\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t_0)\}]^{1/2}$$

In Eq. (A-48), q_5 is the drying creep compliance parameter. This parameter is a function of the concrete mean compressive strength at 28 days f_{cm28} (in MPa or psi), and of $\varepsilon_{sh\infty}$, the ultimate shrinkage strain as given in Eq. (A-32).

$$(A-49) \quad q_5 = 0,757 \cdot f_{cm28}^{-1[\varepsilon_{sh\infty} \cdot 10^6]^{0,6}}$$

$H(t)$ and $H(t_0)$ are spatial averages of pore relative humidity. Equations (A-50) to (A-53) and Eq. (A-36) are required to calculate $H(t)$ and $H(t_0)$.

$$(A-50) \quad H(t) = 1 - (1 - h) \cdot S(t - t_c)$$

$$(A-51) \quad H(t_0) = 1 - (1 - h) \cdot S(t_0 - t_c)$$

where $S(t - t_c)$ and $S(t_0 - t_c)$ are the time function for shrinkage calculated at the age of concrete t and the age of concrete at loading t_0 in days, respectively, and τ_{sh} is the shrinkage half-time

$$(A-52) \quad S(t - t_c) = \tanh\left[\left(\frac{t - t_c}{\tau_{sh}}\right)^{1/2}\right]$$

$$(A-53) \quad S(t_0 - t_c) = \tanh\left[\left(\frac{t_0 - t_c}{\tau_{sh}}\right)^{1/2}\right]$$

Compliance function for drying creep: The compliance function for drying creep is defined by Eq. (A-48). This equation accounts for the drying before loading. Note that drying before loading is considered only for drying creep: $C_d(t, t_0, t_c) = q_5 [\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t_0)\}]^{1/2} = 419.827 \cdot 10^{-6} \cdot 0.0341 = 14.323 \cdot 10^{-6}$; (A-48)[1].

In Eq. (A-48), q_5 is the drying creep compliance parameter. This parameter is a function of the concrete mean compressive strength at 28 days f_{cm28} (in MPa), and of $\varepsilon_{sh\infty}$, the ultimate shrinkage strain as given in Eq. (A-32)[1]. $q_5 = 0,757 \cdot f_{cm28}^{-1[\varepsilon_{sh\infty} \cdot 10^6]^{-0.6}} = 419.827 \cdot 10^{-6} \cdot 1 / MPa$; (A-49)[1]; $H(t)$ and $H(t_0)$ are spatial averages of pore relative humidity. Equations (A-50)[1] to (A-53)[1] and Eq. (A-36)[1] are required to calculate $H(t)$ and $H(t_0)$. $H(t) = 1 - (1 - h) \cdot S(t - t_c) = 0.805876$; (A-50)[1]; $H(t_0) = 1 - (1 - h) \cdot S(t_0 - t_c) = 0.9722808$; (A-51)[1]; where $S(t - t_c)$ and $S(t_0 - t_c)$ are the time function for shrinkage calculated at the age of concrete t and the age of concrete at loading t_0 in days, respectively, and τ_{sh} is the shrinkage half-time. $S(t - t_c) = \tanh\left[\left(\frac{t - t_c}{\tau_{sh}}\right)^{1/2}\right]$; where: $t_c = 7$; (A-52)[1];

$$\tau_{sh} = 0,085 \cdot t_c^{-0.08} \cdot f_{cm28}^{-0.25} \cdot [2k_s (V / S)]^2 = 2725.477067 ; \quad \text{Now:}$$

$$J(t, t_0) = q_1 + C_0(t, t_0) + C_d(t, t_0, t_c) = (21.963 + 63.569 + 14.323) \cdot 10^{-6} = 99.85508 \cdot 10^{-6} ;$$

$$\text{Next step: } \varphi(t, t_0) = E_{t_0} \cdot J(t, t_0) - 1 = 27318 \cdot 99.855 \cdot 10^{-6} - 1 = 1.72783 ; \quad \text{and:}$$

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{E_{cm, t_0}} = \frac{1 + 1.727}{27318} = 0.000099824 = 99.824 \cdot 10^{-6} ;$$

Comparing the creep coefficient between EC2, ACI209-R2, G&L2000, and B&B2000 we see that the deferent between them is very large.

$$\text{According EC2: } \phi_{t=36500, t_0=60} = 1,669278468 ; \quad \text{According ACI209-R2: } \phi_{t=36500, t_0=60} = 0,905051651 ; \quad \text{According G\&L2000: } \phi_{t=36500, t_0=60} = 2,201813298 ;$$

$$\text{According B\&B2000: } \phi_{t=36500, t_0=60} = 1,72783$$

Concluding Remarks and Recommendations

According [1] the most relevant recent international guide documents on factors affecting creep and shrinkage and the related prediction models have been presented in Part 1 and Part 2 of the article. An undesirable situation of persisting model uncertainties has been evidenced, as

reflected in particular in the significant differences in the long-term predictions of currently recommended concrete creep models, in terms of both long-term values and shapes of diagrams of the creep compliance $J(t, t')$ vs. time. Unanimous criteria to remove these discrepancies are still lacking. All actions that may help overcoming this undesirable situation should be encouraged, namely: -enhance the studies in the physics of the material; -perform long-duration tests; -further explore the possibilities of updating present models that were calibrated on the basis of the RILEM laboratory database referring, in addition, to the database under construction of multi-decade bridge deflections. Besides these actions, a few counteractive measures may be suggested in order to reduce, for each specific project, the unfavourable consequences of present model uncertainties, in particular in case of important and sensitive structures. In what concerns the structure, the proper countermeasures to be adopted at the design and construction stages to mitigate the unfavourable effects of creep and shrinkage depend to a large extent on the structural type. As a general recommendation, structural systems characterised by high deformability due to excessive slenderness or too low restraining conditions (e.g. the presence of a mid-span hinge instead of final bending continuity in cantilever built bridges) should be avoided. *Also, as evidenced already [1] in section 4.4, attention should be paid at the design stage to avoid stress levels in the concrete, under sustained actions (loads and prestress), exceeding the limit of 40% of the of the mean cylindrical compressive strength of the concrete at the age at loadings in order to avoid stress-strains nonlinearity in the creep response.* For the high-rise concrete or hybrid steel and concrete buildings, the range of possible design and construction remedial measures is much narrower and consists mainly in passive actions. They include detailing structural and non structural elements to accommodate absolute and differential displacements, maximisation of spans between columns and core and/or vertical geometrical compensations in order to reduce long-term slopes due to differential shortening, design provisions to reduce differential shortening due shrinkage and creep among vertical structural elements like optimization of plan and member geometry to obtain both comparable levels of stress and drying rates, optimization of reinforcement or adoption of composite steel-concrete sections in vertical elements, retarded erection of steel columns with respect to cores. The effectiveness at long-term of some of these actions is still waiting for confirmation, in particular in the case of super-tall buildings, due to the rather recent introduction of the use of high strength concrete instead of steel members in this type of structures. *For a correct estimation of the predictable effects of all these countermeasures applied to the structure at its design and construction stages appropriate computational approaches for the analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete are required.*

REFERENCES

- [1] Chiorino, M. A. and Carrejra, D. Factors affecting creep and shrinkage of hardened concrete and guide for Modelling, A state-of-the-art report on international recommendations and scientific debate, The Indian Concrete Journal, December 2012, Vol. 86, No. 12, pp.11-23.
- [2] ACI Committee 209-II, chaired by D. E. Branson, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI SP-27, Designing for the Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature, Detroit, 1971, pp. 51-93.
- [3] CEB, Recommandations pratiques unifiés pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé, Comité Européen du Béton et Instituto E. Torroja, Paris et Madrid, 1964.
- [4] CEB-FIP, International Recommendations for the Analysis and Construction of Concrete Structures, 2nd Ed., Cement and Concrete Association, London, 1970.

- [5] RILEM TC 107, Guidelines for Characterizing Concrete Creep and Shrinkage in Structural Design Codes or Recommendations, Materials and Structures, V. 28, 1995, pp. 52-55.
- [6] ACI 209.1R-05, Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, 13 pp.
- [7] ACI 209.2R-08, Guide for Modeling and Calculation of Shrinkage and Creep in Hardened Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 48 pp.
- [8] fib, Structural Concrete - Textbook on Behaviour, Design and Performance, Second edition, Vol.1, fib Bulletin 51, 2009, 306 pp.; Vol. 2, fib Bulletin 51, 2009, 306 pp.; Vol. 2, fib Bulletin 52, 2010, 350 pp.
- [9] CEB, CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin d'Information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1993, 437 pp.
- [10] ACI 209.3R-XX, Analysis of Creep and Shrinkage Effects on Concrete Structures, Final Draft, Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team), ACI Committee 209, March 2011, 228 pp.
- [11] Chiorino, M. A. and Casalegno, C., Evaluation of the structural response to the time-dependent behaviour of concrete: Part 1 - An internationally harmonized format, The Indian Concrete Journal, December 2012, Vol. 86, No. 12, pp. 25-28, 33-36.
- [12] fib, Model Code 2010 - Final draft, Volume 1, fib Bulletin No. 65, Lausanne, 2012, 350 pp.; Volume 2, fib Bulletin No. 66, Lausanne, 2012, 370 pp.
- [13] Bažant, Z. P., and Baweja, S., Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures - Model B3, RILEM Draft Recommendation, 107-GCS Guidelines for the Formulation of Creep and Shrinkage Prediction Models, Materials and Structures, Vol.28, pp. 357-365, 1995, Errata Vol. 29, p. 126, Justification and Refinements, Vol. 28, pp. 415, 430, 488-495.
- [14] Bažant, Z. P., and Baweja, S., Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures - Model B3, in: A. Al-Manaseer ed., The A. Neville Symposium: Creep and Shrinkage - Structural Design Effects, ACI SP-194, Am. Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2000, pp. 1-83.
- [15] ACI 209R-92, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 47 pp.
- [16] fib, Structural Concrete - Textbook on Behaviour, Design and Performance, Vol. 1, fib Bulletin 1, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland, 1999, 244 pp.
- [17] Gardner, N. J., and Lockman, M. J., Design Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal Strength Concrete, ACI Materials Journal, V. 98, No. 2, Mar.-Apr., 2001, pp. 159-167
- [18] Bažant, Z. P., Yu, Q., Hubler, M., Křístek, V., and Bittnar, Z. , Wake-up call for creep, myth about size effect and black holes in safety: What to improve in fib model code draft, Proc.fib Symposium Prague, Topic 3 Keynote Lecture, 2011, pp. 731-746.
- [19] Bažant, Z. P., Yu, Q., Kim, T.-H., Hubler, M., Šmilauer M., Vráblík, V., Lepš, M., and Křístek, V., Excessive multi-decade deflections of prestressed concrete bridges: How to avoid them and how to exploit their monitoring to improve creep prediction model, *ibid.*, pp. 827-834.
- [20] Bažant, Z. P., Yu, Q., and Li, G.-H., Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms, ASCE Journal. of Structural Engineering, Vol. , No. 6, June 2012, pp. 676-686.
- [21] Bažant, Z. P., Yu, Q., and Li, G.-H., Excessive long-time deflections of prestressed box girders. II: Numerical Analysis and Lessons Learned, ASCE Journal. of Structural Engineering, Vol. , No. 6, June 2012, pp. 687-696.

EXPERIMENTAL TESTS OF CONNECTORS FOR TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

Lukáš Velebil¹, Petr Červený², Jan Jochman³, Petr Kuklík⁴, Robert Jára⁵,
Jan Pošta⁶, Martin Hataj⁷

*University Centre for Energy Efficient Buildings
of Czech Technical University in Prague, Czech Republic*

Abstract: *The stiffness and strength of the connectors between the timber and concrete part of the cross-section have a great influence on the load capacity of the timber-concrete composite structures. The connection parameters can be described by the shear strength and the slip modulus of the connectors used and determined by push-out tests. This paper presents the experimental results of 47 push-out tests performed on three types of connectors: pressed punched metal plates, glued metal plates, and screws with plate-shaped heads. The specimens further differed by a concrete slab which was made of either conventional strength grade concrete reinforced with steel mesh, or high-performance concrete reinforced with carbon reinforcement, basalt reinforcement, or dispersed steel fibers. The value of maximum load capacity, slip between timber and concrete, and failure mode was analyzed for all specimens and summary results were discussed. The obtained results showed high shear strength and stiffness of the connectors and proved their possible use for timber-concrete composite structures.*

Key words: *Timber-concrete composite structure, Punched metal plate connectors, Screw connectors, Push-out tests, Shear strength, Slip modulus*

1. Introduction

Timber-Concrete Composite structures (TCCs) are considered as an effective alternative to conventional reinforced concrete ceilings or to traditional timber-beam ceilings. They represent an elegant technical solution for increasing the strength and mechanical properties of the structures, see [1], [2]. The solution includes a timber beam and a concrete slab placed

¹ Lukáš Velebil, Ph.D., Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Lukas.Velebil@cvut.cz.

² Petr Červený, Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Petr.Cerveny@cvut.cz.

³ Jan Jochman, Bc., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, jan.jochman@fsv.cvut.cz.

⁴ Petr Kuklík, doc. CSc., Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Petr.Kuklik@cvut.cz.

⁵ Robert Jára, PhD, Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Robert.Jara@cvut.cz.

⁶ Jan Pošta, PhD, Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Jan.Posta@cvut.cz.

⁷ Martin Hataj, PhD, Ing., University Centre for Energy Efficient Buildings of Czech Technical University in Prague, Trinecká 1024, 273 43 Buštěhrad, Czech Republic, Martin.Hataj@cvut.cz.

above it, where both parts are connected by special shear connectors. There can be an intermediate layer between the beam and the slab. Concrete slab is reinforced (usually by classic steel cross bar). This creates a system that takes full advantage of all the benefits of both used materials. Wood is used as the main load-bearing material in tension and bending, the concrete slab is stressed in compression and is also used to increase the spatial rigidity, to improve acoustic properties and to increase fire resistance.

The total load-bearing capacity of the composite system depends a lot on the shear strength of the connectors. Mechanical properties of the shear connectors are determined by special push-out tests, see [3], [4]. These tests are performed on small test specimens. The results of the tests are a shear strength and slip modulus of connectors.

2. Experimental analysis

The subject of the experimental analysis was the execution and evaluation of push-out tests of timber-concrete specimens.

2.1. Test procedure

The load procedure was carried out according to standard EN 26891 [5]. The load diagram is shown in Fig. 1 on the left. The value of maximum estimated load capacity F_{est} was determined on the basis of preliminary tests to create a load diagram. The specimens were placed in steel test equipment during the experiment, see Fig. 1 on the right. The test equipment ensured the surface support of the concrete slab as well as the free vertical displacement of the timber beam. The specimens were loaded from above with a vertical compressive point force. Polyamide friction-reducing plates were inserted between the timber beam and the steel test equipment.

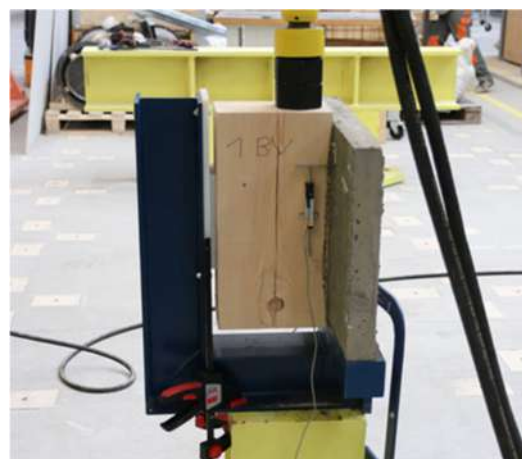
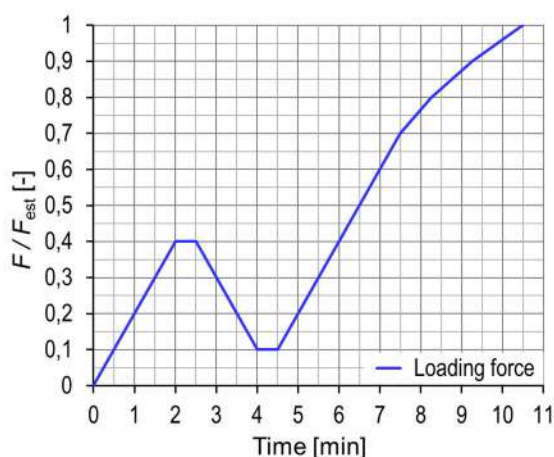


Figure 1. Load diagram (left), test specimen with attached sensors placed in the test equipment (right)

The values of applied loading force, slip between concrete and timber part of the cross section and failure mode were monitored for all specimens. The slip between concrete and timber was measured by potentiometric linear transducers with measuring range 75 mm placed on both sides of the timber beam. The values of 10 % and 40 % of the maximum estimated load capacity and the corresponding values of the joint slip were used to determine the slip modulus k_{ser} . The characteristic values of load capacity and slip modulus were calculated according to standard EN 14358 [6] from the measured values.

2.2. Test specimens

A total of 47 test specimens were subjected to push-out tests. Test specimens were divided according to connector type between timber and concrete into three groups (pressed punched metal plates, glued metal plates, and screws with plate-shaped heads), see Fig. 2.



Figure 2. Connectors installed in the timber part of the cross-section before concreting: pressed punched metal plates (left), glued metal plates (middle) and screws with plate-shaped heads (right)

The hot-dip galvanized steel plates S280GD+Z275 had a length of 210 mm and were pressed between pairs of timber prisms made of SST C24 with a cross section of 80 x 280 mm, or glued with Xepox F epoxy adhesive to a groove in prism with a cross-section of 140 x 280 mm. As an alternative to steel plates, screws with plate-shaped heads 8,0 x 160 mm were used. The screws were mounted in pairs at an angle of 45° and 135° to the axis of a timber beam made of SST C24 with a cross section of 140 x 280 mm. The specimens further differed by a concrete slab, which was made by concrete strength grade C30/37 reinforced by steel mesh 6 x 100 x 100 mm or by basalt reinforcement, high performance concrete (HPC) with carbon reinforcement and ultra-high performance concrete (UHPC) with dispersed steel fibers. The experimental program of push-out tests is summarized in Tab. 1.

Table 1. List of test specimens

Concrete	Thickness	Cover layer	Reinforcement	Connector	Quantity
-	[mm]	[mm]	-	-	pcs
C30/37	60	15	Steel mesh	Screws	5
C30/37	60	15	Steel mesh	Pressed punched metal plate	5
C30/37	60	15	Steel mesh	Glued metal plate	5
C30/37	60	15	Basalt	Pressed punched metal plate	5
C30/37	60	15	Basalt	Glued metal plate	5
HPC	40	10	Carbon	Screws	2
HPC	40	10	Carbon	Pressed punched metal plate	5
HPC	40	10	Carbon	Glued metal plate	5
UHPC	40	10	Steel microfibers	Pressed punched metal plate	5
UHPC	40	10	Steel microfibers	Glued metal plate	5

All test specimens were conditioned in a standard laboratory environment. Along with push-out tests, material tests of used concrete, wood and connectors were performed. Material tests confirmed the assumed strengths.

3. Results and discussion

The specimens with pressed punched metal plates failed by a snip in the metal plate in the first row of teeth at the interface of timber and concrete. The snip in the metal plate was caused by exceeding the maximum possible plastic deformation of the plate material. The specimens with glued metal plates failed by adhesive rapture of metal plate from the groove in timber beams. The specimens with screws with plate-shaped heads failed, when the plastic joints were formed in the screws. Wood and concrete remained intact in all specimens. The failure modes of connectors can be seen in Fig. 3.

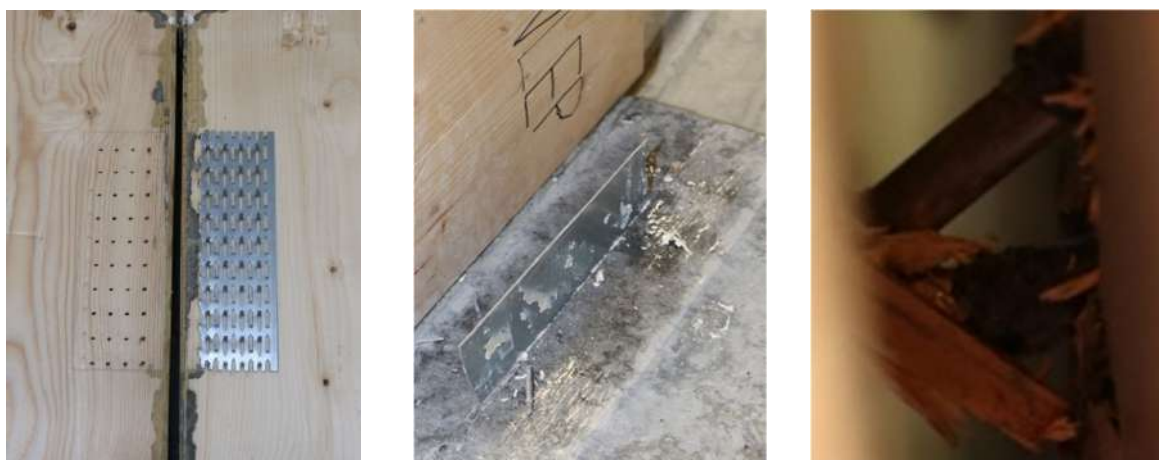


Figure 3. Test specimen after push-out tests: pressed punched metal plates (left), glued metal plates (middle) and screws with plate-shaped heads (right)

The curves describing the dependences of the joint slip on applied loading force are presenting in Fig. 4 – 6. For better clarity, only one curve corresponding to the average course is shown on the graphs for each type of connector and type of reinforcement.

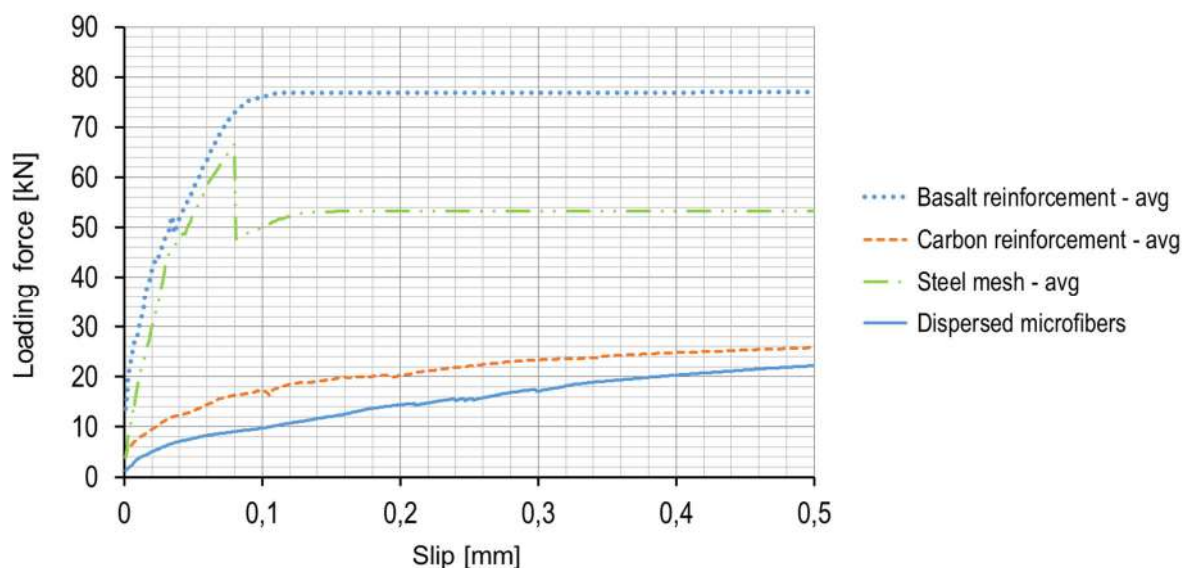


Figure 4. Comparison of different types of reinforcement - pressed punched metal plates

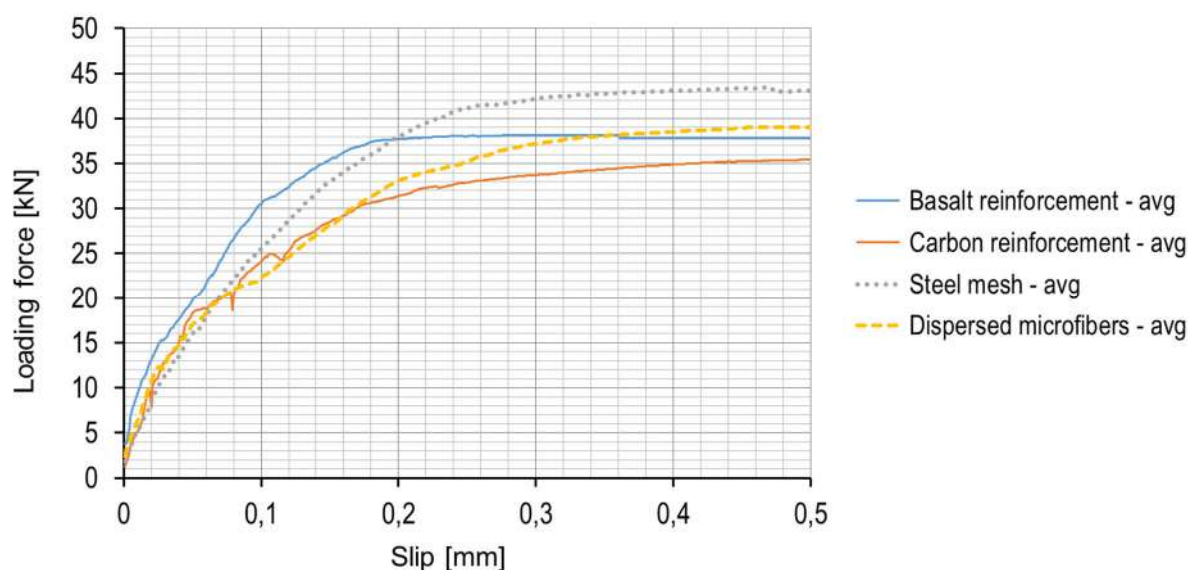


Figure 5. Comparison of different types of reinforcement - glued metal plates

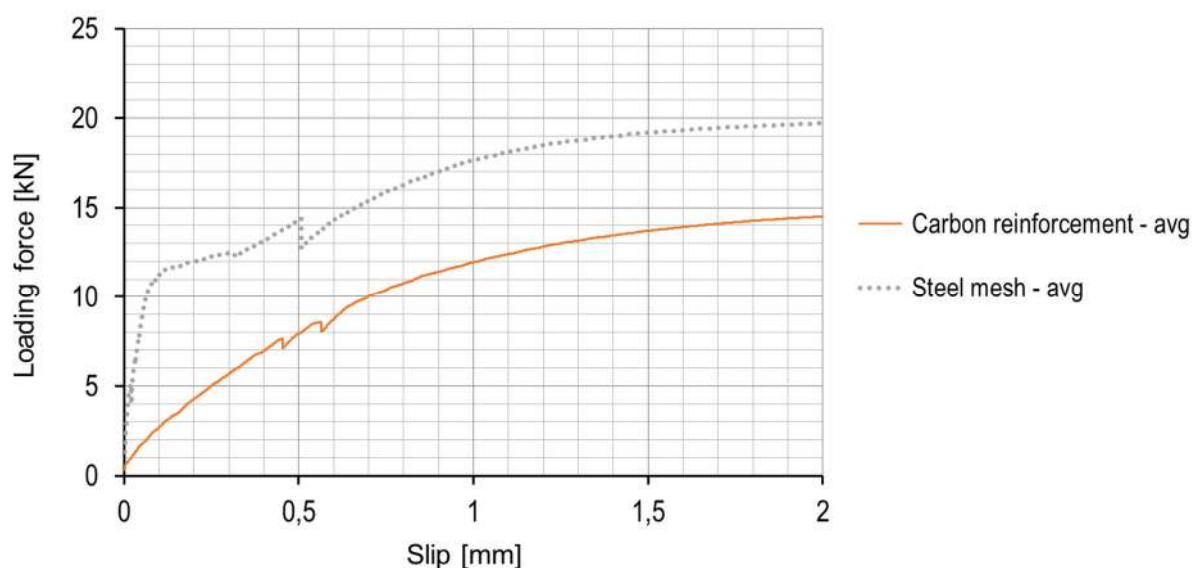


Figure 6. Comparison of different types of reinforcement - screws with plate-shaped heads

The summary of the push-out tests results is shown in Tab. 2. and Tab. 3. The values are given for a steel plates with a length of 210 mm and for one pair of screws.

Table 2. Average and characteristic values of the test specimens maximum load capacity

	Reinforcement							
	Basalt		Carbon		Steel		Microfibers	
	$F_{\max,avg}$	$F_{\max,k}$	$F_{\max,avg}$	$F_{\max,k}$	$F_{\max,avg}$	$F_{\max,k}$	$F_{\max,avg}$	$F_{\max,k}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Pressed plates	74.63	47.78	34.76	30.70	71.12	26.80	33.81	29.88
Glued plates	41.82	29.93	35.87	31.26	46.34	37.03	39.05	26.91
Screws	-	-	15.02	-	20.81	13.79	-	-

Table 3. Average and characteristic values of the test specimens slip modulus

	Reinforcement							
	Basalt		Carbon		Steel		Microfibers	
	$k_{ser,avg}$	$k_{ser,k}$	$k_{ser,avg}$	$k_{ser,k}$	$k_{ser,avg}$	$k_{ser,k}$	$k_{ser,avg}$	$k_{ser,k}$
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]
Pressed plates	1050.20	964.44	185.24	107.50	1541.62	1023.85	51.70	49.22
Glued plates	440.90	338.64	305.17	201.16	230.89	197.05	268.13	182.41
Screws	-	-	13.46	-	111.43	40.53	-	-

The highest load capacity of the investigated combinations was achieved by specimens with pressed punched metal plates in combination with basalt reinforcement and the highest stiffness was achieved by specimens with pressed punched metal plates with steel mesh.

Conclusions

Within the experimental analysis, 47 push-out tests were performed, in which the influence of three types of connectors between the wood and concrete part of the cross-section, three types of concrete and four types of concrete slab reinforcement were investigated.

The highest values of load capacity and stiffness were achieved by pressed punched metal plates in combination with basalt or steel reinforcement. The failure of the specimens with pressed punched metal plates was caused by achieving the maximum possible plastic deformation of the plate materials.

Concrete slabs of the usual strength class of concrete with steel or basalt reinforcement can be made with a thickness of about 50 - 60 mm. HPC and UHPC with carbon reinforcement or steel microfibers can be made from a thickness of about 30 - 40 mm. However, due to the fire and acoustic parameters of the ceiling panel, a thickness of 40 mm may not be sufficient.

Acknowledgement

This work has been supported by the project FV40148 "Hybrid wood-concrete supporting construction systems" and by project of University Centre for Energy Efficient Buildings.

The authors also thank to Zlínské stavby, Plc. for support in the preparation of test specimens.

REFERENCES

- [1] Yeoh D., Fragiaco M., De Franceschi M., Heng Boon K., State of the art on timber-concrete composite structures: literature review, Journal of Structural Engineering, vol. 137, no. 10, pp. 1085–1095, 2011.
- [2] Ceccotti A., Composite concrete-timber structures, Progress in Structural Engineering and Materials, vol. 4, no. 3, pp. 264–275, 2002.
- [3] Dias, A. M. P. G. (2005). Mechanical Behavior of Timber-Concrete Joints, Ph.D. dissertation, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- [4] He, G., Xie, L., Wang, X., Yi, J., Peng, L., Chen, Z., Gustafsson, P. J., and Crocetti, R. Shear behavior study on timber-concrete composite structures with bolts, BioRes. 11(4), 2016, 9205-9218.
- [5] EN 26891, 1991: Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics.
- [6] EN 14358, 2016: Timber structures - Calculation and verification of characteristic values.

ASSESSMENT AND VULNERABILITY OF MASONRY BUILT HERITAGE

Radomir Folic¹, Nadja Kurtovic Folic², Milos Cokic³

University of Novi Sad, Serbia

Abstract: *Masonry structures are very vulnerable under seismic actions. These constructions very often represent structures of architectural heritage, so they require special treatment in their management. They are also the subject of many research projects related to vulnerability assessment, condition assessment and design proposals of interventions on it structure. By these interventions it is important to ensure the appropriate safety of the construction, but also to preserve their authentic architectural values. This paper discusses few evaluation methodologies for assessing old masonry structures without confining with reinforced concrete (RC) vertical elements. Newer assessment methodologies for the vulnerability evaluation, design intervention, proposed in NIKE, MARS, PERMATURE Eu Project and performance-based design are considered. Application and validation of the methodology to a case study will be explained. The purpose of the paper is to contribute its seismic risk mitigation.*

Key words: *Built heritage, Masonry Structures, Assessment, Vulnerability, Methodology*

1. Introduction

Masonry historical buildings are very sensitive and vulnerable under seismic actions. Very often these structures are of unreinforced masonry (URM) and more vulnerable than new one (confined and reinforced masonry). Bearing walls constructed in brick lie in lime or cement mortar unknown quality which influenced and this conditioned study damage and failure mechanisms and lesson from past earthquake. Masonry is heterogeneous materials which depend of quality of units and joints and have high specific mass, low tensile and shear strength and low ductility. The behaviour of URM depended on the rigidity of the floor diaphragm and connection between the diaphragm and walls. However, in this paper we not consider structures with flexible floor diaphragms but only structures with stiff floor structures. These older structures tend too be at seismic risk. Contemporary method for prediction behaviour and assess condition of structures is seismic vulnerability/fragility assessment.

The evaluation of the seismic vulnerability of masonry structures in the preservation of the cultural heritage focused on estimation of their load bearing capacity against horizontal loads. Key aspect is the material properties and nonlinear effects, the morphology of the structural elements, their connections, the stiffness of horizontal diaphragm and the building condition [1].

¹ Radomir Folić, Professor Emeritus, PhD, University of Novi Sad, FTS, Department of Civil Engineering and Geodesy; 21000 Novi Sad, Trg D. Obradovica 6, Serbia; e-mail: folic@uns.ac.rs

² Nadja Kurtović Folić, Professor, PhD, University of Novi Sad, FTS, Department of Architecture and Urbanism, 21000 Novi Sad, Trg D. Obradovica 6, Serbia; e-mail: nfolic@gmail.com

³ Milos Čokić, PhD Student, University of Novi Sad, FTS, Department of Civil Engineering and Geodesy; Serbia; e-mail: cokicmilos@gmail.com

In this paper a short survey of literature technical issues pertaining to the seismic of historic buildings and review various methods assessment of conditions, and design methods of retrofitting of this structures.

2. Methodologies of assessing URM buildings and review of literature

Documentation related to the action of an earthquake through history and procedures in planning objects for the protection of facilities to preserve the legacy from decay was analyzed in [2]. The importance of organized protection of architectural heritage is evidenced by the formation of research projects in Europe NIKER [3], PERPETUARE [4], MARS [5], and other. General aspects of cultural heritage and natural disasters were analyzed in [6] and with the analysis of heritage damage in seismic areas in [6-9]. Experiences of seismic protection of cultural heritage buildings after the earthquake in Kraljevo are presented in [10].

Damage mitigation was discussed in [11] and [12]. The seismic risk of cultural heritage is discussed in [13]. Risk analysis of cultural/historic buildings is presented in [14], an assessment seismic performance this structure is subject of paper [15]. Beside fore mentions assessment and vulnerability and procedures for diagnosing the condition, are the subject of papers [16 – 19], and behaviour heritage structures [1] and [15]. Paper [18] the vulnerability and the risk assessment (walls, vaults and domes) of two samples of churches are presented, similar as in [1].

The vulnerability of masonry historic buildings was discussed in [20], [21] and [22]. The design of seismically resistant masonry buildings was discussed in [23], [24]; Codes [25-26]. Pushover analysis for seismic evaluation of masonry wall is subject of paper [27]. Nonlinear modelling of seismic response of masonry structures consider in [28 – 30]. A state-of-the- art review related deformation capacity of reinforced masonry walls subjected to in-plane loading give paper [31], modelling and analysis of this structures and simplified analytical method [21]. Rehabilitation and strengthening of masonry structures consider in papers [32] and [32]; and retrofitting in [33]. A significant contribution to the experimental research of architectural heritage was made by IZIIS from Skopje, especially on the vibro-platform (Shaking Table Testing), cited toward [2].

The recently project MARS largely introduces NLDAs for deriving fragility curves approach will be adopted made up of the following main steps [5]:

1. Identification of building classes and Classification of building types
2. Modelling of the existing buildings and nonlinear material properties
3. Non-linear static analyses
4. Definition of the relationship “structural response—damage level”
5. Assessment of fragility curves

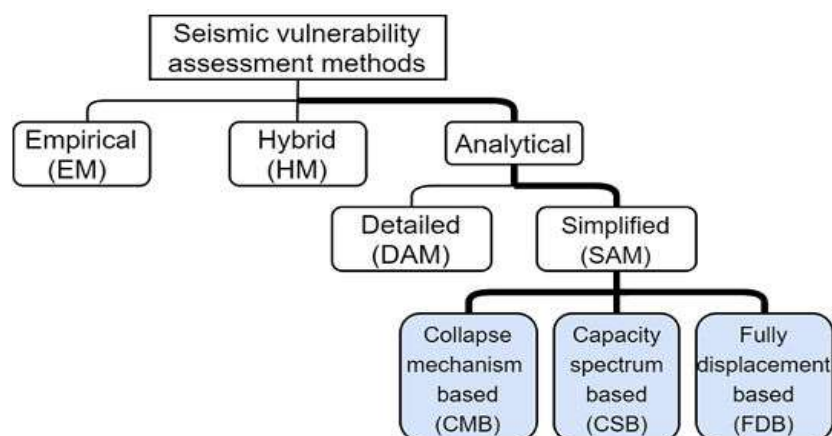


Figure 1. Seismic vulnerability assessment methods classification, after [21]

In order to guarantee consistency and continuity between analytical and empirical results first step and the methodology are adopted for deriving analytical fragility curves. The peculiarities of the seismic behaviour of buildings pose important problems in establishing a correlation between the intensity of future earthquakes and the damage they produce, with all the uncertainties inherent in the knowledge of the conditions that determine the hazard and the vulnerability.

To these are added those related to the exposed assets as well as the social implications of an event, which make the assessment of indirect losses and socio-economic impact particularly complex.

Structural modelling is a difficult task because there is a large number of factors that have the influence on the behaviour of the masonry structures, such as dimension and anisotropy of the bricks, joint width and arrangement of bed and head joints, material properties of both stone and mortar, and quality of workmanship [5], [16] and [21]. Macro-modelling (masonry as one-phase material) (Fig. 2b), and Simplified micro-modelling (masonry as a two-phases material) (Fig. 2c). According to these procedures, which represent the intermediate approaches, the properties of the mortar and the unit/mortar interface (masonry as a two-phase material). This approach leads to the reduction in computational intensiveness, and yields a model, which is applicable to a wider range of structural systems. Detailed micro-modelling (masonry as a three-phases material), (Fig. 2d) continuum elements whereas the unit–mortar interface is represented by discontinuum elements.

To achieve/obtain the damage control, in a building under seismic action, is a complex task. There is several response parameters related to it and the most important ones are: deformation, relative velocity, absolute acceleration and plastic energy dissipation. A damage index is Damage index; A performance-based numerical methodology (developed at the Pacific EE Research - PEER) and Fragility curves. The fragility curves give the relation between the intensity measure (IM) and the damage measure (DM) to structural and non-structural elements [22].

Principal modelling strategies of masonry are micro and macro modelling. Micro models are divided into detailed and simplified. Detailed consist of unity + mortar + interface. In simplified only unit and joints Fig. 2.

Models for URM analysis are:

- equivalent frame model,
- rigid macro-block model, and
- Finite element method (FEM) [9].

The stability of massive walls usually defies analysis by complex methods. These structures have withstood major earthquakes in the past, and damage records are known [2].

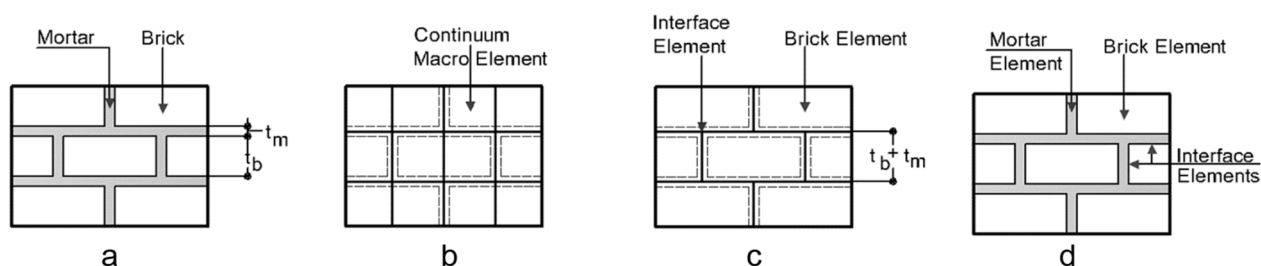


Figure 2. Masonry modelling strategies: (a) Masonry sample; (b) One-phase macro-modelling; (c) Two-phase micro-modelling; (d) Three-phase micro-modelling, after [16]

An even more important form of research refers to determining the consequences of an earthquake. For each of these macro elements, depending on their typology and connection with other parts of the structure, it is possible to identify the manner of damage and the mechanism of collapse [9]. During the review it is necessary to define [2]:

- division into macro elements,
- damage level (on the 0-3 scale),
- vulnerability of a building to a specific mechanism, in relation to the specific structural details.

Based on the principles and recommendations from ICOMOS, as well as on other similar works cited in [17], a restoration methodology for UMS has been developed. The following eight distinct steps are included:

- Step 1: Historical and experimental documentation, (more of this is given in [2]);
- Step 2: Characteristics of the structural materials (compressive/tensile strength, modulus of elasticity and Poisson ratio);
- Step 3: Structural model
- Step 4: Actions: different loading cases have to be taken into consideration, including the seismic actions for the structures built in seismic areas.

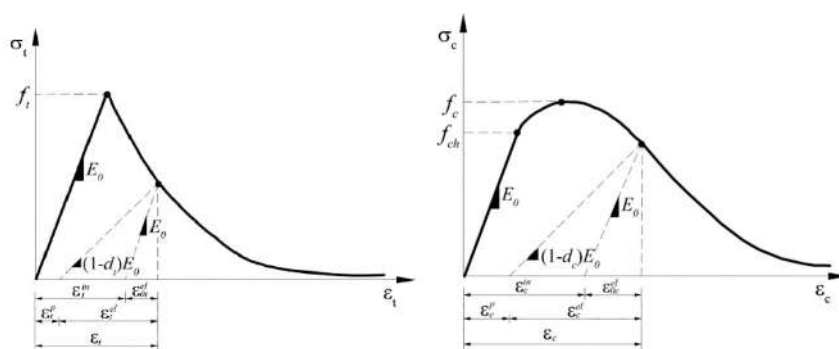


Figure 3. Plastic-damage constitutive law (CL) for masonry: tensile uniaxial stress-strain, and plastic-damage CL for masonry: compressive uniaxial stress-strain, relationships [21]

Step 5: Analysis: using input data of the previous steps a FE Analysis is performed and stresses (normal-shear)–displacements at the joints of the mesh are calculated, minimal before any repair and/or strengthening.

Step 6: Failure criterion and assessment: a failure criterion must be established for the definition of the damaged regions of the structure, connecting with Step 2 and will be used as an input to carry out the analysis.

Step 7: Repairing and/or strengthening decisions and reanalysis, according to the results of Steps 5 and 6, all the damaged regions are repaired and/or strengthened.

Step 8: Explanatory report is the last step, as a result of the proposed methodology, where all the collected information, the diagnosis, including the safety evaluation, and any decision to intervene should be fully detailed.

The investigations were focused on the problem of the correct *a priori* identification of the geometry of the structural elements, since it represents the first step in the application of this approach. As validation tool for the FE modelling technique, a numerical approach was adopted; it was based on the execution of nonlinear static analyses on more accurate Finite Element (FE) models applying them to walls with irregular opening patterns.

3. Case study analysis

3.1. Geometric and material properties of the structure

The subject of the analysis is a unreinforced masonry (URM) building (Fig. 4) with 3 levels (ground floor+2 stories). The plan view and the 3D model of the structure are shown in Figure 4. The length of the spans in both directions is displayed in Figure 4, left. The height of each story is 3.6 which make the total height of the building 10.8 m. In order to simplify the

modelling and calculation process, soil-structure interaction is not included in the calculation and design. Material properties of URM ($f'_m = 10.34$ MPa, $f_t = 2.00$ MPa, $E = 9307.92$ MPa) for structural walls and concrete C12/15 ($f_c = 12.00$ MPa, $f_t = 2.16$ MPa, $E = 27000$ MPa) have been adopted for model analysis [34]. Thickness of URM walls is 36 cm and the adopted thickness of the floor structures is equal to 12 cm and it modelled as a concrete (C12/15) plate.

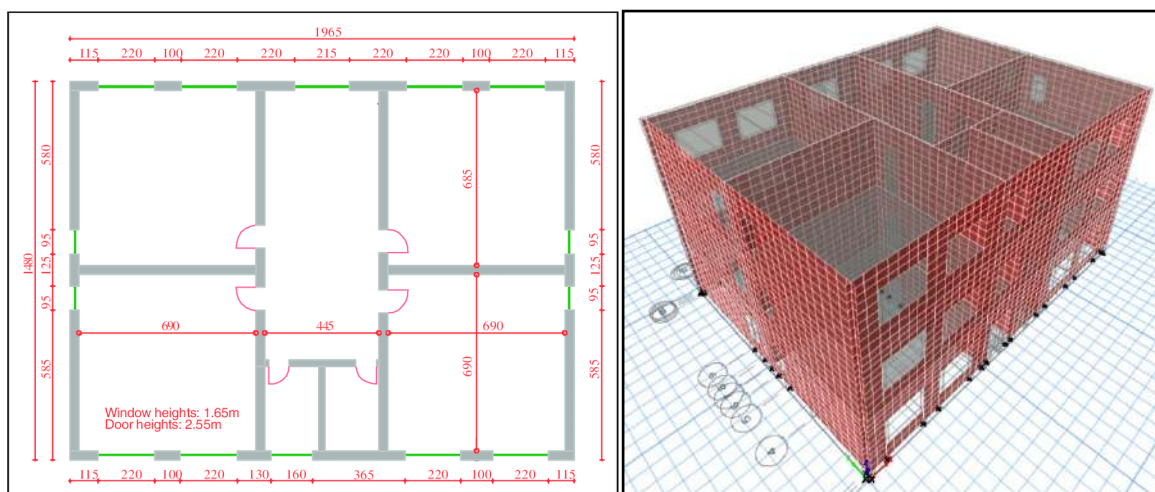


Figure 4. a) Building plan; b) Numerical model

3.2. Loads and actions

The loads acting on the structure are as follows: permanent loads (G_i) – self-weight of structural elements and an additional permanent load; the variable-live load (Q_i). The adopted value of the permanent constant load is $g_{pl} = 3.0$ kN/m² and the load intensity of the variable-live load amounts $q = 3.0$ kN/m² on all floors except the roof, where they amount $g_R = 1.0$ kN/m² and $q_R = 1.0$ kN/m².

3.3. Modal analysis

Modal analysis was performed to determine the fundamental periods of vibrations of the system and its modes. Values of the fundamental period of vibration in direction X is equal to $T_{l,X} = 0.087$ s, and in direction Y it is equal to $T_{l,Y} = 0.071$ s.

3.4. Structural Model (assumptions and simplifications)

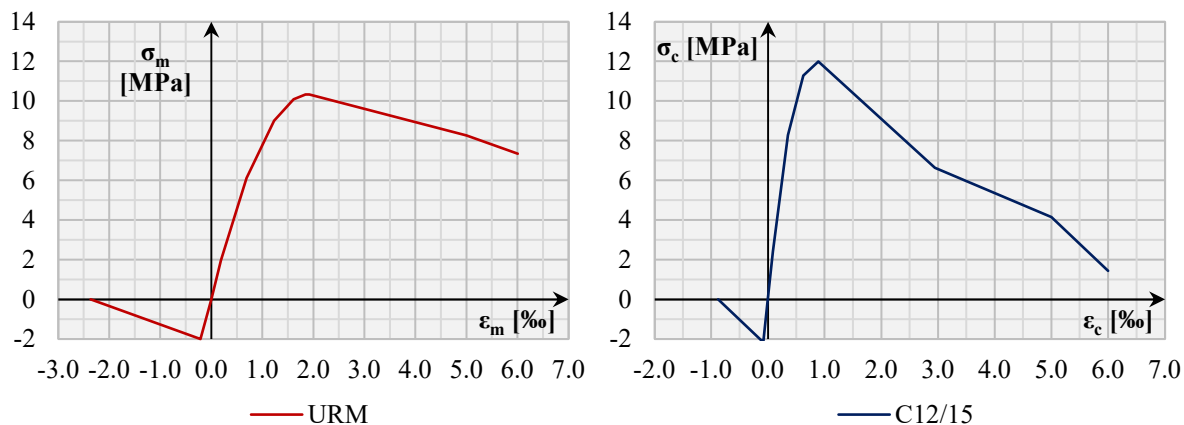


Figure 5. Material properties of URM (left) and concrete C12/15 (right) [34]

In models for post-elastic analysis of structural response to the removal of individual vertical elements, the following assumptions and simplifications were used:

- The calculation includes the effects of second order logic ($P-\Delta$);
- To describe the nonlinear behaviour of the material, the nonlinear properties of the material were used to describe the behaviour of the URM walls (Fig. 5, left) [34];
- Floor structures are modelled as rigid diaphragms;
- The URM walls are modelled as the multi-layer shell elements, with nonlinear behaviour.

4. Results and discussion

4.1. Nonlinear Static Analysis

The results of nonlinear static analysis (NSA) for mass-proportional load distribution are shown in Fig. 6. To calculate damage state (DS) threshold values, it was necessary to do a bilinear approximation of NSA pushover curve, using Equivalent Energy Elastic-Plastic (EEEP) method and determine yielding (Sd_Y, Sa_Y) and ultimate capacity (Sd_U, Sa_U) points on capacity (spectral displacement – spectral acceleration) curve of SDOF system for both directions.

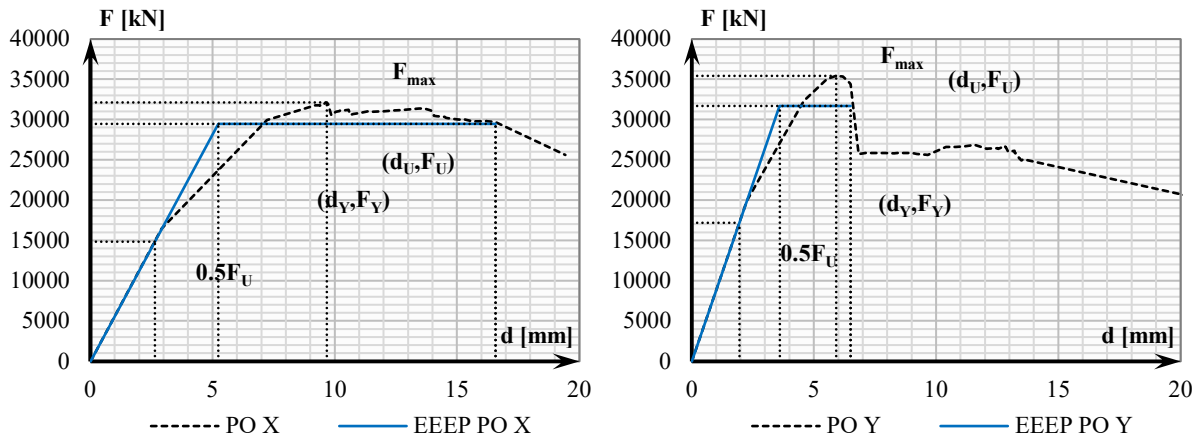


Figure 6. Capacity curves and their bilinear approximation for X (left) and Y (right) directions

4.2. Calculation of Fragility Curves

Damage of a structural system may be quantified through threshold performance points (small damage – SD; moderate damage – MD; extensive damage – ED; complete damage – CD), which are determined according to [35] for seismic fragility analysis, where $\mu_{DS} = Sd^{DS}$ and $\mu_U = Sd_U/Sd_Y$ (Table 1).

Table 1. Seismic structural DS threshold values, according to [35]

<i>DS</i>	<i>SD</i>	<i>MD</i>	<i>ED</i>	<i>CD</i>
μ_{DS}	$0.7 \cdot Sd_Y$	Sd_Y	$Sd_Y + 0.25 \cdot (Sd_U - Sd_Y)$	Sd_U
$\sigma_{LN,DS}$	$0.25 + 0.07 \cdot \ln(\mu_U)$	$0.2 + 0.18 \cdot \ln(\mu_U)$	$0.1 + 0.4 \cdot \ln(\mu_U)$	$0.15 + 0.5 \cdot \ln(\mu_U)$
$\mu_{X,DS}^{Sd} [\text{mm}]$	2.764	3.949	6.193	12.925
$\sigma_{X,LN,DS} [\text{mm}]$	0.333	0.413	0.574	0.743
$\mu_{Y,DS}^{Sd} [\text{mm}]$	1.797	2.567	3.083	4.634
$\sigma_{Y,LN,DS} [\text{mm}]$	0.291	0.306	0.336	0.445

In case of the calculation of fragility curves, using spectral displacement (S_d) as a referent intensity measure (S_d) value for the DS threshold [35], the fragility functions are calculated as analytical cumulative distribution functions (CDF) for lognormal (LN) distribution:

$$(1) \quad P_{DS_i|IM}(IM_j, \mu_{LN|DS_i}^{IM}, \sigma_{LN|DS_i}^{IM}) = \Phi\left(\frac{\ln IM - \mu_{LN|DS_i}^{IM}}{\sigma_{LN|DS_i}^{IM}}\right)$$

where Φ is the cumulative distribution function of the standard normal distribution, $\mu_{LN|DS_i}^{IM}$ and $\sigma_{LN|DS_i}^{IM}$ are the mean and standard deviation of LN distribution values shown in Table 1.

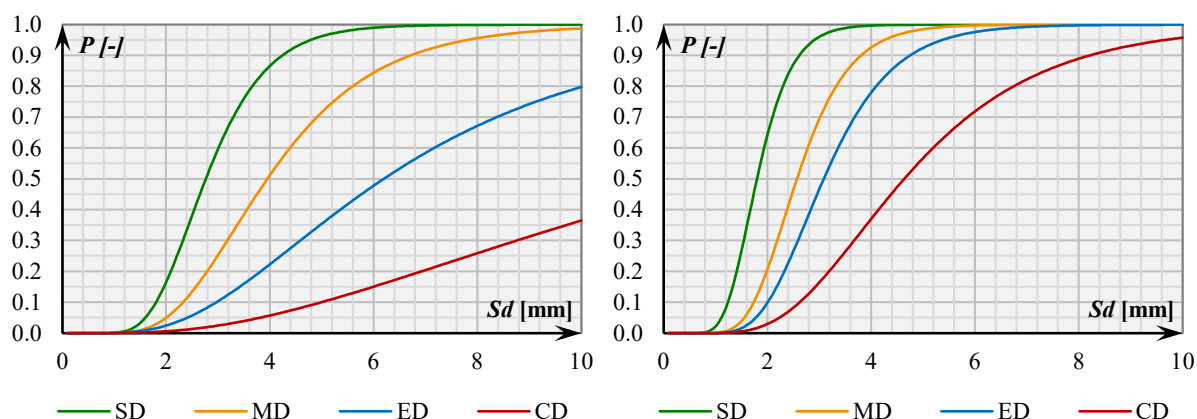


Figure 7. Fragility curves for X (left) and Y (right) direction

4.3. Discussion of the results

The results of the analysis indicate a different response of the structural system, depending on the main directions (X and Y) adopted for the pushover analysis. The response of the structural system is stiffer in the Y direction, in relation to the structural response in the X direction (Fig. 6). This is also reflected on the results of the analysis of fragility curves, which is shown in the Fig. 7, left (for X) and Fig. 7, right (for Y) direction.

5. Intervention on URM

The flow chart that defines the sequence of actions that determine the decision whether structure will be repaired, removed or partial removed [11].

The bibliography lists the norms and Regulations that are applied in Europe from the set (EN 1998) [32-33] which refers to earthquake engineering Interventions on the construction of URM buildings are wider considered in [2]. It is stated: “R. Žarnić summarized the contemporary experience of preservation in his report on heritage monument protection technologies in Slovenia. The concept of remediation of the wall includes a set of measures that establish a rigid response as a reaction of the building to the earthquake excitation. He proposed the following technical measures necessary to establish the stability and earthquake resistance of the heritage masonry buildings: consolidation of foundations; joining walls and floor structures; reinforcement of walls by pointing joints and/or grouting cracks; reinforcement of wall vaults; systematic renovation of existing floor structures or their replacement with new ones; renovation of timber roof structure, repair and strengthening of non-structural elements.

In practice, there are various types of protection methods, from those that require strict adherence to traditional crafts and techniques to those that introduce completely new materials

and structural systems [32-33]. Particular attention has been paid to the least intrusive and best quality connections between old and new materials. A significant novelty in the field of preservation of architectural heritage was the emergence and use of fibre-reinforced polymers (FRP). Their development was very fast, from twisted fibres to fabrics of practically unlimited dimensions/geometry. In the restoration process of cultural property structures, from the effects of earthquake actions, the use of FRP is almost irreplaceable today.

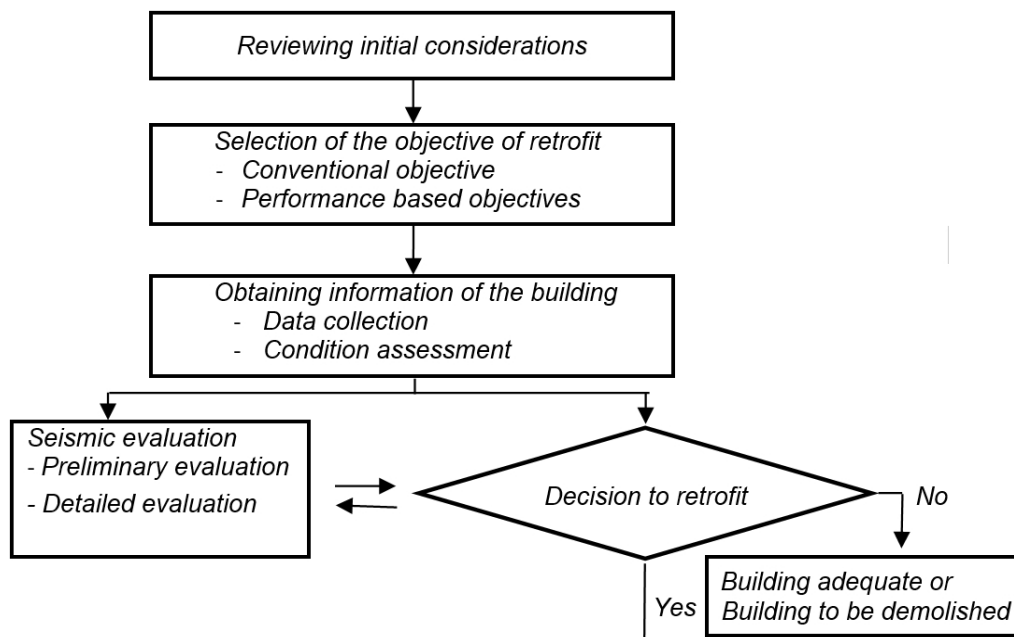


Figure 8. Flow chart for decision whether structure will be repaired or removed

Conclusions

The following recommendations should be respected: Carefully study the built heritage prior to designing and performing interventions on it is very important; the use of adequate materials and technologies for the execution of works is, also, important. Innovative materials that do not compromise the authenticity of the building can also be used; it is necessary that their composition and manner of application be such that they can meet the basic principles of protection of the built heritage. Each intervention should be designed so that it provides only the minimum necessary for survival, acceptable only with a minimal loss of the existing building fabric. If new materials are used, it is necessary to choose those that are compatible with the expression, appearance, texture and shape of the original [32].

The International Council Monuments and Sites (ICOMOS) also provide guidelines for the preventive protection and restoration of cultural property endangered by earthquakes, which follow the basic principles and recommendations for the protection of the built heritage. It is an ongoing process in which individual conclusions are gradually changing, following the modern development of new knowledge in the fields of seismology, seismic engineering, materials, technologies and techniques.

The retrofit process a general term that may consist of a variety of treatments, including: preservation, rehabilitation, restoration and reconstruction [33]. Preservation is defined as the process of applying measure to sustain the existing form, integrity, and material of historic property.

It is necessary to prevent excessive damage to the supporting structure and injuries to people during a designed earthquake. In order to achieve the target performance, a techno-economic analysis is necessary. It is therefore expected to identify and secure funding.

Acknowledgement

The research described in this paper was financially supported by the Ministry of Education and Sciences of Republic of Serbia within the Project: "Multidisciplinary theoretical and experimental research in education and science in the fields of civil engineering, risk management and fire safety and geodesy" University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Lourenco, P.B. Karanikoloudis, G. Seismic behaviour and assessment of masonry heritage structures. Needs in engineering judgement and education, RILEM Technical Letter, 2019; 3: 114-120
- [2] Kurtović-Folić, N., Folić, R.: Past and some topical problems of built heritage protection from earthquake, Building Materials and Structures, 2020, **63**, 2, pp. 27-67.
- [3] NIKER Deliver. 3.1 Inventory of earthquake induced failure mechanisms related to construction types, structural elements, and materials, 2010. p. 160.
- [4] Lagomarsino, S. et al. PERPETUATE Project: the Proposal of a Performance-based Approach to Earthquake Protection of Cultural Heritage, Advanced Materials Research Vols. 133–134), Trans Tech Publications, Switzerland, 2010, pp. 1119–1124.
- [5] Masi, A. et al. Towards the updated Italian seismic risk assessment: exposure and vulnerability modelling, Bulletin of Earthquake Eng. 01 March, 2021
- [6] Cardani, G, Belluco, P. Reducing the Loss of Built Heritage in Seismic Areas, Buildings 8, 19; 2018, doi:10.3390/buildings8020019, 1–12.
- [7] Cardani, G. Belluco, P. The Architectural Heritage in Seismic Area: Geometrical Survey for Damage Analysis and Strengthening Design, in Putting Tradition into Practice: Heritage, Place and Design, Proceedings of 5th INTBAU International Annual Event, (G. Amoroso, ed.), Springer IP AG 2018,
- [8] Del Guidice, V., De Paola P., Forte, F. Evaluation Methodologies of Earthquake Damages to Cultural Heritage, Int. J. of Applied Eng. Res. Vol. 13, 2018, pp.1647–1653.
- [9] Castori, G. et al.: Seismic vulnerability assessment of a monumental masonry building, Engineering Structures, April, 2017.
- [10] Gavrilović, P.: Seismic protection of structures of cultural heritage buildings, Experiences and lessons learned after the earthquake in Kraljevo from 3.11.2010, Construction and the city of Kraljevo, Journal „Izgradnja“ and City Kraljevo, June 2011, pp. 1–11. (in Serbian)
- [11] Xie, L, Qu, Z. On Civil Engineering Disasters and Their Mitigation, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.17, issue 1, 2018, pp.1–10.
- [12] Tomažević, M. Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience, Can. J. Civ. Eng. 34, 2007, pp. 1403 – 1413.
- [13] Preciado, A., et al. Protection of Cultural Heritage Buildings against Earthquake Forum a Sensitized Structural Engineering Perspective, 2017.
- [14] Romão, X., et al. A framework for the simplified risk analysis of cultural heritage assets, Cultural HELP, Spec. Issue 2014, Elsevier Masson SAS, 2016. pp. 696–708.
- [15] Sezen, H, Dogangun, A. Seismic Performance of Historical and Monumental Structures, Ch. 7, INTECH, Open science, 2012.

- [16] Asteris, P.G., et al. Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems, *Engineering Structures*, 62-63, 2014, pp. 118 –134.
- [17] Asteris, P.G., et al. Stochastic Vulnerability Assessment of Masonry Structures: Concepts, Modeling and Restoration, *Appl. Sci.* 2019, **9**, 243.
- [18] Fabbrocino, F. et al. Large-scale seismic vulnerability and risk of masonry churches in seismic-prone areas: Two territorial case studies, *Front. in Built Envir.* 28 August 2019
- [19] Kassem, M. M. et al. The seismic vulnerability assessment methodologies: A state of the art, *Ain Shams Eng. J.* 11, 2020: pp. 949 - 864
- [20] Vamvatsikos, D. Patazopoulou, S. J. Development of a simplified mechanical model to estimate the seismic vulnerability of critical heritage masonry buildings, 9th HSTAM Intern. Congress on Mechanics, Limassol, Cyprus, 12–14 July, 2010.
- [21] Shabani, A. et al. State of the art of simplified analytical methods for seismic vulnerability assessment of UMB, *Engineering Structures* 239, 2021, 112280
- [22] Lagomarsino, S. et al. The heuristic vulnerability model: fragility curves for masonry building, *Bul. of Earthquake Eng.* 2021, pp. 3129 – 3163.
- [23] Dejong, M., Penna, A. Design of masonry structures, Ch. 9, in *Seismic design of buildings to Eurocode 8*, 2011.
- [24] Naveed, A., Jereme, M. Modelling and analysis of masonry structures, *Asian Institute of Technology*, 24 April, 2015, pp. 10 – 15.
- [25] EN 1998-1 – Eurocode 8-1: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
- [26] EN 1998-3 – Eurocode 8-3 Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, CEN, Brussels, 2005.
- [27] Sharma, A., Khare, R. Pushover Analysis for Seismic Evaluation of Masonry Wall, *Intern. J. of Structural and Civil Engin. Research* Vol. 5, No. 3, August 2016.
- [28] D'Altri, A.M. et al. Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies, *Bul. Earth. Eng.* 25 May, 2021.
- [29] Kappos, A. J., Papanikolaou, V. K. Nonlinear Dynamic Analysis of Masonry Buildings and Definition of Seismic Damage States, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2016, *10*, (Suppl 2: M2) 192-209.
- [30] Akhaveissy, A.H. The DSC Model for the Nonlinear Analysis of In-plane Loaded Masonry Structures, *The Open Civil Eng. J.*, 2012, *6*, (Suppl 1-M8), pp. 200-214
- [31] Salmanpour, A.H. et al. Deformation capacity of reinforced masonry walls subjected to in-plane loading: a state-of-the-art review, *Int. J. of Advanced Struct. Eng.* 2013; *5*:22
- [32] Ghiga, D. A. et al. Shear strengthening of unreinforced masonry walls with various types of composite systems, *XX Intern.. Conf. VSU 2020*.
- [33] Guh, T.J. et al. Seismic retrofit of historical buildings, Paper no. 1565, *Proc. of the 8th US National Conf. on EE*, April 18-22, 2006, San Francisco
- [34] ETABS, Computers and Structures, Inc., 2018
- [35] Milutinovic Z. V. and Trendafiloski, G. S. 2003, *RISK-UE, WP4 Vulnerability of current buildings*, No. of pages 110 (Figs. 18, Tables 48, Appendices 2)

ASSESSMENT OF ENGINEERING DESIGN AND TECHNICAL INNOVATION OF STAMBOLOV'S BRIDGE IN VELIKO TARNOVO

Radosveta Kirova-Delcheva¹, Doncho Partov^{2,*}

Independent researcher

** University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "L. Karavelov", Sofia*

Abstract: *The historical monument Stambolov's bridge in Veliko Tarnovo, which features outstanding architectural design and innovative Pratt-truss single-spanned, open spandrel arch iron structure an innovative truss structure as well as cutting-edge technology of installation is left without maintenance for almost thirteen decades. The cultural monument, which contributes essentially to the extraordinary atmosphere in the historical part of the Bulgarian touristic centre, deserves the focus of the scholarship as well as adequate rehabilitation.*

Key words: *statically determinate Pratt-truss, single-span arched open-spandrel iron riveted bridge, joint-rod, Stefan Stambolov, Veliko Tranovo, historical environment*

1. Historical context

The Stambolov's bridge, which is the favorite touristic shooting-pictures *bellevue* of *Veliko Tarnovo*, elegantly dominates the panoramic view of the picturesque historical town of the Old Bulgarian capital.

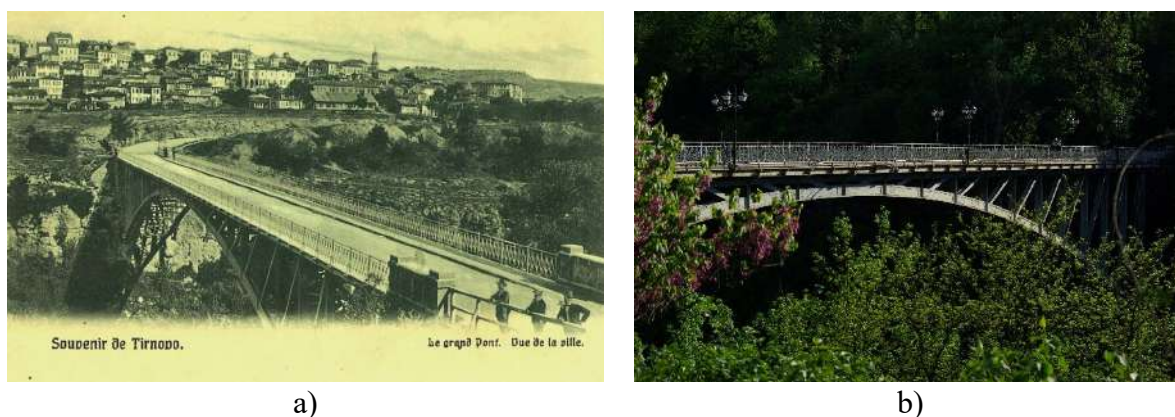


Figure 1. Stambolov's bridge: a) Postcard from the turn of the 20th century b) view from Asenevtsi's monument, 2021 (photo by R. Kirova)

¹ Radosveta Kirova-Delcheva, PhD, Arch., Research interests: Medieval, Ottoman and Modern Architecture, Heritage Conservation. Master degree in Architecture at the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (2005), PhD in History of Architecture at the Institute of Art Studies (2016), PhD thesis Residential and Defensive Towers in the Balkans During the Ottoman Period. Member of ICOMOS and DOCOMOMO; e-mail: kirova.radosveta@gmail.com

² Doncho Patov, Prof., PhD, Eng., USEA (VSU) "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: partov@vsu.bg

Establishment of the modern railroad network connection was a fundamental part of the government of Stefan Stambolov³ (1887-1894), the statesman born in Veliko Tarnovo, who transformed the former Ottoman province into a modern state. [1] [6]

The Stambolov's bridge was constructed as a symbol of the modern infrastructure and industrial development of Veliko Tarnovo, the former capital of the medieval Second Bulgarian Kingdom⁴ and an important hub of the Bulgarian Revival, where the political and public life of the autonomous Bulgaria was concentrated in the end of the 19th century. The iron arched bridge that crosses the steep and rocky river gorge of Yantra in a single span, connected and supported the urban development of the new western-end situated center of the town of Veliko Tarnovo, shaped by the construction of the Secondary school for girls and the City Garden. [5] The elegant iron highly technically elaborated structure of the Stambolov's bridge it Veliko Tarnovo, that later become element of an innovative infrastructure railroad facility of two railroad stations, two tunnels and two railroad bridges, pioneered the construction of metal bridges's railroad construction in Bulgaria. [11] [12] [13]

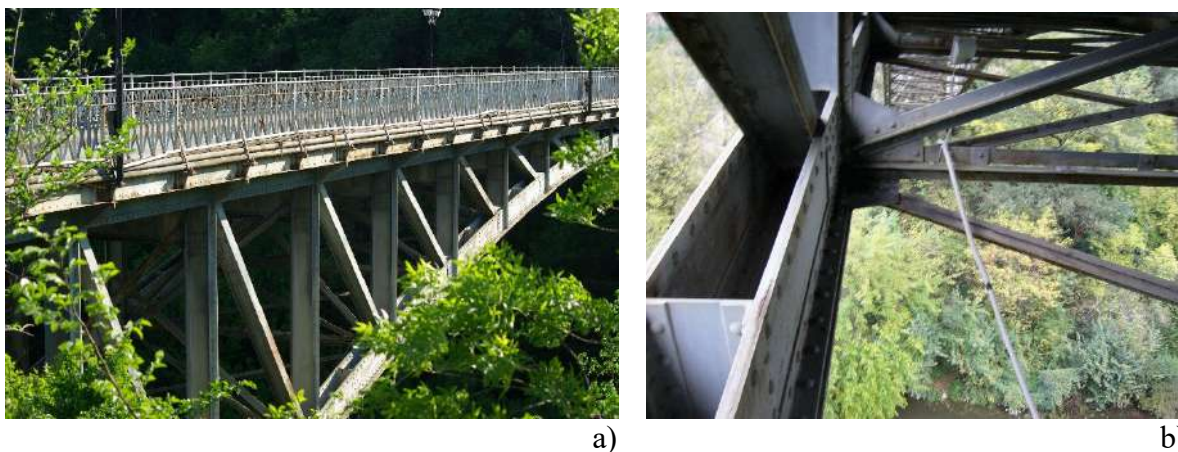


Figure 2. Stambolov's bridge: a) detailed view from the north, 2021 (photo by R. Kirova) b) detail of the node, 2009 (photo by Mandev, Partov)

2. Technical description of the Stambolov's bridge

The iron arch bridge features single arched span of total length of 8160 cm was based on two solid stone masonry foundations anchored in the rocky banks of the river and served two-way pedestrian, livestock and motor traffic.

The statically determinate Pratt-truss⁵ single-span arched open-spandrel iron riveted structure of the Stambolov's bridge of joint - rod system compounds of a horizontal upper deck and a lower arch chord, which are connected via a grid of compressed vertical members and falling tension diagonals, which slope down to the centre. The joint compressure and tension statics behaviour of the truss is ensured by the transversal ribs placed in the middle of the truss fields, which link the main truss elements – the upper chord and the lower chord of "U-shaped cross section and the truss grid. The elaborated and highly precise design of the Stambolov's

³ Stefan Stambolov (1854–1895), was a Bulgarian politician, journalist, poet, lawyer, the revolutionary successor of Vasil Levski and leader of Stara Zagora uprising (1876), who served as consecutively as a deputy, chair of the parliament, Prime Minister ((1887-1895) and regent. Due to his launching of a an independent, balanced to the Great powers, course of Bulgarian foreign policy, as well as his economic achievements Stambolov was referred to as "the Bulgarian Bismarck".

⁴ Veliko Tarnovo was capital of the medieval Second Bulgarian Kingdom in the period (1185-1393).

⁵ The Pratt truss was invented in 1844 by Thomas and Caleb Pratt and was a common configuration for iron railroad bridges in the United States between 1844 and the early 20th century, due to the practical lending of these statically determinated bridges to long spans up to 250 feet (76 m).

bridge features a connection of the verticals and diagonals and the two truss belts via rivets without node-plates.

The distance between the axes of the two main parallel Pratt-type trusses is 560 cm, while the total width of the upper pedestrian and double motor bridge's deck of total width of 730 cm including the iron railing. The height of the two main parallel Pratt-type trusses varies between 860 cm at the middle point of the rise and 120 cm at the abutments of 7 m height. The rise of the arch is 37 m. The structures of the both trusses consist of 26 iron prefabricated sections.



Figure 3. Corrosion of the bridge structure: a) detailed of the track structure from below, 2009 (photo by Mandev, Partov) b) detail of the horizontal beams, 2009 (photo by Mandev, Partov)



Figure 4. Corrosion of the bridge structure: a) the contact with the masonry foundation, 2009 (photo by Mandev, Partov) b) detail of the arched lower chord, 2009 (photo by Mandev, Partov)

The cross-section of the upper and lower truss chords consists of two composed T-shaped riveted structural elements placed 320 mm axially from each other. Each T-shaped element compounds of two flange L-shaped iron profiles with dimensions of 80/80/10 mm and a strip iron stem plate with dimensions of 20/500/2 cm. The outside flanges and stems are additionally reinforced with riveted strip iron plates. The construction of the two main chords in the form of open box-shaped sections allows combination with the vertical and diagonal elements of two-partite combined profiles of "I" cross section.

The ribs consists of two unequal riveted corner L-profiles with dimensions respectively of 70/120/7 cm and 70/120/7 cm linked with a 10 mm-thick iron plate. The diagonals and their flanges enter the 300 mm-wide slot between the stems of the upper and lower chord of the truss.

The fixture of the verticals to the chords is interrupted of the diagonal's stems, while the riveted lateral flanges embrace the chords externally.

The truss nodes of the upper chord are connected by crossbeams of "I"-shaped sections of 1200 mm height, interconnected by longitudinal beams of "I"-shaped sections of 600 mm height, which bear the upper track of thin prefabricated panels, overlying by thin asphalt and concrete flooring.

The upper chord is anchored to the stone masonry foundations steel by a fixed cylindrical-joint bolt, while the footing of the lower chord is realized through a bearing joint bolt. The spatial behavior of the Stambolov's bridge is realized by horizontal X-shaped bracings that connect the upper and lower truss chords and by vertical X-shaped bracings that link the truss the verticals. [8] [11] [12] [13] [14] [15]

3. Building history of the Stambolov's bridge

The Stambolov's bridge, which set the beginning of construction of metal bridges in Bulgaria, was fabricated in Austro-Hungary by "Rudolph Phillip Wagner"⁶, whose owner at the time of construction in Veliko Tarnovo, Ritter von Leon was focused mainly on bridge constructions. "Rudolph Phillip Wagner" participated actively in construction of modern Bulgaria, contributing to various architectural and infrastructure objects as the first and the only church in the company's portfolio – the Bulgarian church "St. Stephan" in Fener, Istanbul, the railings and the sculptural decoration of Lion's and bridges and the monument of Vassil Levski in Sofia. [2]

The Stambolov's bridge was contracted by Stoyan Gerganov⁷, a non-academically educated, innovation-biased architect of high technical competency and comprehensive practical overview on design and construction from concept to on-site realization, who designed and constructed for Tarnovo's social elite residential, industrial and infrastructure objects that constituted the modern cityscape. [3]

The period of fabrication and transportation in Veliko Tarnovo of the elements of the bridge by "Rudolph Phillip Wagner" is unknown, but the on site realization of the bridge took circa two years as it started in 1891 and finished on the next 1892. [16]

Stoyan Gerganov, who also built Trapezitsa train station and another solid masonry bridge in the region, demonstrated remarkable up-to-date structural knowledge and technical competence as he managed the erection of the wooden scaffolding that supported the installation of the prefabricated bridge iron elements and their correct on site assemblage as well as the stone masonry foundations. Stoyan Gerganov was able to summon a team of craftsmen, skilful in the cutting-edge technology of riveting to assemble the prefabricated bridge structure on site, thus demonstrating experience in bridge construction and on site organization.⁸

⁶ The company was established by Rudolph Phillip Waagner(1827-1888) in 1854 in Wien, Ritter von Leon bought it in 1880 and merged it with his own bridge construction company in Graz, where most probably the sections of the Stambolov's bridge were prefabricated. In 1905 the company merged with the distinguished cast-iron producing company of J. Biro and A. Kurz, the name of the company was changed to "Waagner-Biro" in 1924. Since its establishment the company had produced and constructed, and recently refurbished, a great of public buildings and bridges all over Europe. [2]

⁷ Stoyan Gerganov (1865-1906), non-academically educated architect and building entrepreneur was born in Kereka, Dryanovo and started his career at the age of 24. Gerganov designed and contracted a number of eclectic European styled residential houses that shape the modern architectural outlook of the historical part of Veliko Tarnovo, the first modern hotel "Boris", the brewery of Paskalev's family, the Stambolov's bridge and the wooden lighthouse beer pavilion in the City Garden, etc. [4] [16]

⁸ Ironically, the career of Gerganov was fatally connected with the construction of another bridge of solid masonry construction in the region of Veliko Tarnovo, whose scaffolding was damaged by the flood in 1897, the misfortune cause the bankruptcy and eventually the death of Stoyan Gerganov. [3] [16]

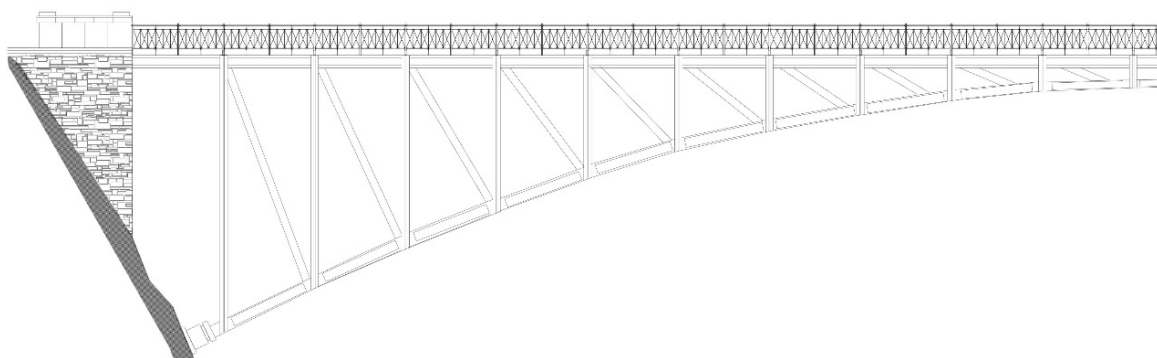


Figure 5. View from the south of the Stambolov's bridge (R. Kirova)

Each of the 26 bridge structural elements of considerable weight was lifted with special equipment to its project position and fixed with metal rivets. The process of riveting was facilitated by the maintenance of several hearths on the wooden scaffolding, where the craftsmen heated the metal. The work was not easy at all, the craftsmen were exposed constantly to the heat of the hearths and worked under the threat of accidents. The most serious accident happened a couple of days before the construction was completed, as the last metal arch segment that weighed several tons, dropped in the river from a height of 30 meters in the process of its installation. Fortunately, the accident caused any human casualties, but construction process had to cease because it was impossible to pull back the heavy element from the river, but it was ordered to be prefabricated again.

The iron structure was dyed in grey paint, which probably played a role as a fire resisting protection.

Stambolov's bridge provided pedestrian, livestock and motor two-way traffic, that later facilitated the incorporation of the Buruna peninsula within the urban fabric of the town.

The innovative bridge structure was accomplished by the simple and modernistic railing of modular design by the Italian architect Giovanni Mossuti, who had settled in Veliko Tarnovo and served as a city architect.⁹ Unlike the lavishly decorated precast iron banisters of the Lions' and Eagles' bridges in Sofia for instance, the railing of the Stambolov's bridge, designed and executed in perfect coordination is composed of "I" cold-bent profiles and two modules fit exactly the axe of the Pratt truss, features of rather industrial aesthetics. The "X" shaped repetitive design mimics the bridge truss X-shaped bracings. The end-axe of each module is topped of a small sphere, which marks the only whim of the plain and elemental railing. The modules of the stone railings at the river banks repeat the same module as the iron.

As the archive photos show, the severe economic crisis in Veliko Tarnovo left the bridge without lighting until the mid-20th century.

4. Technical maintenance in the course of operation of the Stambolov's bridge

Although the bridge was officially launched along with the inauguration of of Veliko Tarnovo's train station and railroad connection in 1900, the bridge was obviously in operation

⁹ Giovanni Mossuti was an Italian architect who worked as a town architect in Veliko Tarnovo in the late 19th and early 20th centuries and for whom there was any biographical data before his arrival in Veliko Tarnovo. Author of the Monument to the Hanged in Veliko Tarnovo (1883), the design of the railings of the Stambolov's Bridge in Tarnovo (1892), the Monument-ossuary in the Dryanovo monastery (1895), the Catholic Church "Sacred Heart of Jesus" in Gostilya, Dolna Mitropolia municipality, Pleven (1904).

earlier as it was mentioned in the special issue, dedicated to the opening session of the Fourth Great National Assembly in 1893.

The solid bridge structure, as well as the rest of the constructions of Stoyan Gerganov, survived several strong earthquakes – the Tarnovo's earthquake in 1913 of magnitude of 7.2 on Richter scale, the Vranca earthquake in 1977 of magnitude of 7.0 on Richter scale (measured in the epicenter of Vranca, Romania), the Strazhitsa earthquake in 1986 of magnitude of 5.7 on Richter scale.

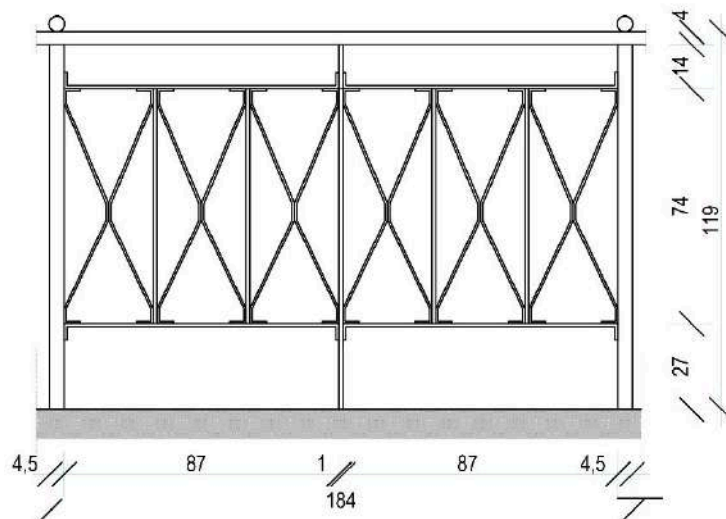


Figure 5. Detail of the railings designed of G. Mossuti (R. Kirova)

In 1932 the military pilot Petko Popganchev swooped under the 40-meters wide arch of the Stambolov's bridge with DAR-1A biplane of 8.90 m wingspan directing to the north, facing the steep banks of the river gorge. He performed a right turn in order to manage to transform falling into rising flight.

In the 1970s the bridged panorama of the historical town of Veliko Tarnovo was challenged by the brutalist articulated impressive volume of the Interhotel "Veliko Tranovo" on the bank of the town and the Art Galery on Buruna, both designed by the outstanding Bulgarian architect Nikola Nikolov, forming unique ensemble.

A note in the local newspaper "Obstinski vesti" from 1935 read that the bridge maintenance included re-painting in a couple of years, the question for renovation of the bridge that had carried the pedestrian, livestock and motor traffic for 40 years, was set. From the 1970s until 1998, the bridge used to bear the main motor vehicle traffic to the university of Veliko Tarnovo. Nowadays the Stambolov's Bridge a favourite track for the roller-bladder skating, bungee jumping and shooting of pictures for the tourists.

The Stambolov's bridge actually continued to function without any amendments until today, as the traffic on it was limited to pedestrian in 1998 and the crowding of people was prohibited to avoid coincidence with the time of reverberation of the bridge, after the official note of "Wagner-Biro" about its warranty expiration.

A surveying of the bridge steel structure demonstrate severe corrosion and decay of the iron structure, which was not maintained for a number of decades since the 1980s. In the mid-1990s a project for rehabilitation of the bridge was approved, but was left without execution. [7]

Conclusion

The Stambolov's bridge features an advanced static design, light, elegant and openwork silhouette, an innovative truss structure and cutting-edge technology of installation of 1890s

thus representing an outstanding engineering, architectural, historical and cultural value. Stambolov's bridge serves as mise-en-scène of Velko Tarnovo's extraordinary townscape and fit invariably the historical environment balancing the huge volume of modernistic Interhotel of Nikola Nikolov, featuring remarkable durability. The extraordinary value as historical monument of the almost 130-years old bridge, which used to serve and still continues to serve pedestrian without any rehabilitation until today, is underestimated and at risk and deserves the attention both of engineering and architectural researchers and practitioners.

REFERENCES

- [1] Dzhonev, A. Makedonia v zhelezopytnata politika na Bulgaria (1978-1918), Kjustendil, 2008, 21-95
- [2] Ivanova, B. Bulgarskiat arhitekturen kompleks na Zlatnia rog, Paradigma, Sofia, 2018, 46-48
- [3] Kirova-Delcheva, Radosveta, Building Materials and Technologies of Stoyan Gerganov's Building Entrepreneurship and Design Activities in Tarnovo (1889-1906): Continuity and Innovation. Proceedings of the International Scientific Conference "Material and Tangible Heritage", EMO Etar, Faber, V. Tarnovo, 2019, 271-93
- [4] Kirova-Delcheva, R. In-between two Atlantic Crossings: Early Period of R.S. Gerganoff, Art Readings 2021 Proceedings, Perosnalia, Institute of Art Studies, BAS, 2021, 198 - 207
- [5] Kirova-Delcheva, R. Modernizmyt vyv Veliko Tarnovo mezhdu dve svetovni voini: nepoznatoto litse na ploštada s "Pametnika na pobedite", Architecture, issue 3-4, 2020 55-60
- [6] Mateev, E. Dyrzhavnikyt Stefan Stambolov, Sofia, 1992
- [7] National Documental Archive, National Institute for Immovable Heritage Protection, Dossier of the Stambolov's bridge, VT-337-103-II
- [8] Nikolov, R., Georgiev, V., Partov, D. About The Bridge Construction Practices Using Incremental Launching Method And Bulgarian Experience, Proceedings of the International Scientific Conference of Construction And Architecture VSU'2019
- [9] Nikolov, R., Evlogiev, D. Partov, D. The History of the "Iron Bridge" in Lovech, Proceedings of the International Scientific Conference of Construction And Architecture VSU'2020, 265-274
- [10] Partov, D., Donchev, V. and Momchilov, M.. Reconstruction of the 80-year-old steel bridge structures and their implementation in a road bridge over the Lom River. Proceedings of the 5th International Conference on Bridges across the Danube, Novi Sad, Serbia, 2004, 317-324
- [11] Partov, D., Dinev D. Bridge Engineering in Bulgaria. Handbook of International Bridge Engineering, eds. Chen, W., L.Duan , Boca Raton: CRC Press, 2013, 247-293
- [12] Partov, D., Grekov, P., Kantchev, V. Specific Features of Historical Structures of Buildings and Road Facilities in Bulgaria in 19th and In the Beginning of 20th Century International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR), Volume-8, Issue-6, 2018, 1-9
- [13] Penev, V. Stamboloviat most. Road, issue 2, 2001, 8-10.
- [14] Pytevoditel na grad Veliko Tarnovo i okolnostta mu, eds. L. Filipov, L., D. Bagrilov, H. Saparov, velikotarnovsko druzhestvo "Trapezitsa", Veliko Tranovo, 1907
- [15] Stamboloviat most, Obstinski vestnik, Veliko Tarnovo, issue 6, 06.04.1935, 1
- [16] State Archive Veliko Tarnovo, fund 1161 Tsonyo Gerganov, op. 1, a. u. 5, 17-25, a. u. 41, 21-22

ОПРЕДЕЛЯНЕ НА КОРАВИНАТА В РАВНИНАТА НА ЗИДАНА СТЕНА, УСИЛЕНА С ВЕРТИКАЛНИ ИВИЦИ ОТ FRP МАТЕРИАЛИ

Антон Гороломов¹, Анита Хандрулева², Петър Греков³

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

CALCULATION OF THE IN-PLANE STIFFNESS OF A MASONRY WALL, STRENGTHENED BY VERTICAL FRP STRIPES

Anton Gorolomov¹, Anita Handruleva², Petar Grekov³

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

Abstract: A formula for calculation the in-plane stiffness of a masonry wall, strengthened by vertical (and if needed horizontal) FRP stripes is investigated in this study. This formula can be used in computer modeling of such structures – definition of bending stiffness modifiers.

Key words: stiffness, strengthening with FRP, strengthening of masonry structures

1. Въведение

Усилването с FRP материали е ефективен съвременен начин за усиление на стоманобетонни и зидани конструкции. Примери и насоки за тяхната употреба има в [1], [2] и други.

Ще разгледаме стена, усилена с вертикални ивици от FRP през равно разстояние, ивиците са разположени една срещу друга. Надлъжните деформации на натиск, в следствие на постоянни въздействия по време на усиляването са приети за пренебрежимо малки. Считаме, че хоризонталните ивици от FRP са оразмерени така, че да гарантират неразрушение от срязване.

Задачата е да се определи коравината на такава стена чрез приведен инерционен момент. Трудността на задачата е, че трябва с обща формула да се обхване първо каква

¹ Антон Гороломов, ас., инж.-арх., Строителен факултет, ВСУ “Л. Каравелов”, ул. “Суходолска” 175, гр. София; e-mail: tonyngor@gmail.com, Anton Gorolomov, Assist. Prof., Eng.-Arch., Department of Building Constructions, USEA “L. Karavelov”, Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: tonyngor@gmail.com.

² Анита Хандрулева, доц., д-р, инж., Строителен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, гр. София; e-mail: anita_handruleva@vsu.bg Anita Handruleva, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Building Constructions, USEA “L. Karavelov”, Sofia, 175 Suhodolska str.; e-mail: anita_handruleva@abv.bg

³ Петър Греков, доц., д-р, инж., Строителен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, гр. София, petargrekov@gmail.com, Petar Grekov, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Building Structures, USEA “L. Karavelov”, Sofia 175 Suhodolska str.; e-mail: petargrekov@gmail.com

бройка от тези ивици ще „сработят“ при съответна височина на натисквата зона и второ техният принос да се обхване в една формула, удобна за компютъризиран анализ (по възможност да се избегнат цикли за по-лесно вкарване в среда на Microsoft Excel, например). Подобен тип задача, но за стоманобетонни сечения (изключване на бетон в опънатата зона, не е третиран въпроса за усилване) има например в [3]

Използвани са следните означения:

w – широчината на FRP ивиците

s – осовото разстояние между FRP ивиците

n – брой слоеве от FRP, полагани един върху друг от едната страна на стената

t_f – номинална дебелина на един слой FRP

E_f – модул на еластичност на FRP

E_b – модул на еластичност на зидарията

b – широчина на зида

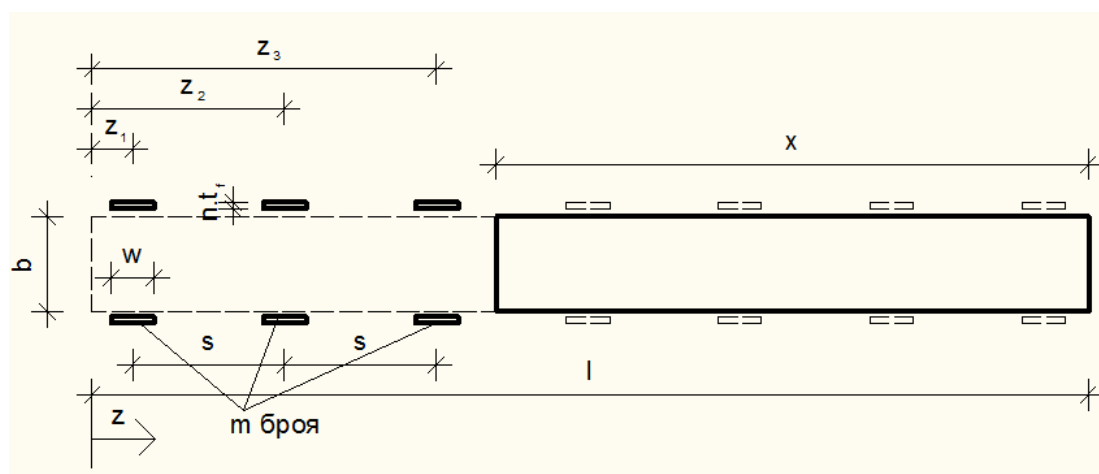
l – дължина на зида

z_1 – разстояние от опънатия край на стената до оста на първата вертикална ивица от FRP

z_i – разстояние от опънатия край на стената до оста на i -тата вертикална ивица от FRP

m – брой на опънатите FRP ивици

x – височина на натисквата зона



Фигура 1. Означения

2. Определяне на приведен център на тежестта на усилена стена с определена дължина на натисквата зона

Дебелината на двата слоя FRP, намиращи се един срещу друг, е $t^* = t_f \cdot n \cdot 2$. Приведената дебелина към материал тухлен зид е:

$$(1) \quad t = t_f \cdot n \cdot 2 \cdot E_f / E_b$$

Координатата на центъра на тежестта спрямо опънатия ръб на стената е:

$$(2) \quad z_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{\sum_{i=1}^m t \cdot w \cdot z_i + x \cdot b \cdot \left(l - \frac{x}{2}\right)}{\sum_{i=1}^m t \cdot w + x \cdot b}$$

Първо, нека определим броя на опънатите FRP ивици m .

$$(3) \quad m = \text{roundup} \left(\frac{l-x-z_1}{s}; 0 \right)$$

където roundup е оператор за изкарване на резултата от деленето, закръглен нагоре, а брой знаци след десетичната запетая, указан след „;“, в случая 0 означава цяло число.

Оттам, нека съобразим, че сумите могат да се представят и без използване на цикличен алгоритъм в програмата:

$$(4) \quad \sum_{i=1}^m t.w.z_i = t.w. \sum_{i=1}^m z_i$$

Като вземем предвид, че

$$(5) \quad z_2 = z_1 + 1s, z_3 = z_1 + 2s, z_4 = z_1 + 3s, \dots$$

можем да напишем общата формула, че

$$z_n = z_1 + (n-1).s$$

Тогава

$$(6) \quad t.w. \sum_{i=1}^m z_i = t.w. (m.z_1 + s. \sum_{i=1}^{m-1} i)$$

Като използваме Гаусова сума, а именно:

$$(7) \quad \sum_{i=1}^{m-1} i = 1 + 2 + 3 + \dots + (m-1) = \frac{1+(m-1)}{2} (m-1) = \frac{m(m-1)}{2}$$

Оттам

$$(8) \quad t.w. (m.z_1 + s. \sum_{i=1}^{m-1} i) = t.w. (m.z_1 + \frac{m(m-1)}{2} s)$$

Втората сума от израза за центъра на тежестта е:

$$(9) \quad \sum_{i=1}^m t.w = m.t.w$$

Следователно за центъра на тежестта се получава:

$$(10) \quad z_c = \frac{t.w.(m.z_1 + \frac{m(m-1)}{2} s) + x.b.(l - \frac{x}{2})}{m.t.w + x.b}$$

Това вече е лесен за употреба израз, включващ в себе си изключване на опън (за зидарията) и на натиск (за FRP-то), работещ за произволна стена.

3. Определяне на приведения инерционен момент на усилената стена

Приведеният инерционен момент спрямо ос, перпендикулярна спрямо надлъжната ос на стената и минаваща през центъра на тежестта, е:

$$(11) \quad I = \frac{b.x^3}{12} + b.x.(l - \frac{x}{2} - z_c)^2 + \sum_{i=1}^m t.w.(z_c - z_i)^2$$

Аналогично на предишната точка, нека се опитаме да изразим сумата така, че да не се налага използване на циклични алгоритми.

$$(12) \quad \sum_{i=1}^m t \cdot w(z_c - z_i)^2 = t \cdot w \sum_{i=1}^m (z_c - z_i)^2$$

$$(13) \quad \sum_{i=1}^m (z_c - z_i)^2 = (z_c - z_1)^2 + (z_c - z_2)^2 + \dots + (z_c - z_m)^2$$

$$(14) \quad z_2 = z_1 + 1s, z_3 = z_1 + 2s, z_4 = z_1 + 3s, \dots, z_m = z_1 + (m-1)s$$

Оттам

$$(15) \quad \sum_{i=1}^m (z_c - z_i)^2 = (z_c - z_1)^2 + (z_c - z_1 - s)^2 + \dots + (z_c - z_1 - (m-1)s)^2$$

Като вземем предвид, че

$$(16) \quad (z_c - z_1 - ns)^2 = (z_c - z_1)^2 - 2 \cdot (z_c - z_1) \cdot ns + (ns)^2$$

то

$$(17) \quad \sum_{i=1}^m (z_c - z_i)^2 = m \cdot (z_c - z_1)^2 - 2 \cdot (z_c - z_1) \cdot (s + 2s + 3s + \dots + (m-1)s) + (1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (m-1)^2) \cdot s^2$$

$$(18) \quad \sum_{i=1}^m (z_c - z_i)^2 = m \cdot (z_c - z_1)^2 - 2 \cdot (z_c - z_1) \cdot s \cdot \sum_{i=1}^{m-1} i + s^2 \sum_{i=1}^{m-1} i^2$$

Първата сума ще развием като Гаусова сума:

$$(19) \quad \sum_{i=1}^{m-1} i = 1 + 2 + 3 + \dots + (m-1) = \frac{m(m-1)}{2}$$

За развитие на втората сума ще ползваме познатата формула:

$$(20) \quad 1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + n^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$$

Следователно

$$(21) \quad \sum_{i=1}^{m-1} i^2 = 1^2 + 2^2 + \dots + (m-1)^2 = \frac{(m-1)(m-1+1)(2(m-1)+1)}{6} = \frac{m(m-1)(2m-1)}{6}$$

Следователно

$$(22) \quad \sum_{i=1}^{m-1} (z_c - z_i)^2 = m(z_c - z_1)^2 - 2 \cdot (z_c - z_1) \cdot s \cdot \frac{m(m-1)}{2} + s^2 \cdot \frac{m(m-1)(2m-1)}{6}$$

За инерционния момент получаваме:

$$(23) \quad I = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \left(l - \frac{x}{2} - z_c \right) + t \cdot w \left(m(z_c - z_1)^2 - 2(z_c - z_1) \cdot s \cdot \frac{m(m-1)}{2} + s^2 \cdot \frac{m(m-1)(2m-1)}{6} \right)$$

4. Коефициент на модификация на коравината в програмен продукт

Ако стената е моделирана като хомогенно сечение с коравинни характеристики на зидария, коравината на огъване в равнината се променя с коефициент

$$(24) \quad k = \frac{I}{I_b} = \frac{I \cdot 12}{b \cdot l^3}$$

Изводи

Предложената формула е удобна за работа – коефициентът k , изчислен по формула 24 се задава като modifier на сечението в програмния продукт, с който се моделира конструкцията. Недостатък е, че е формулата е приложима само при еднакви ивици, разположени през равни разстояния.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Георгиев, Г., Антисеизмично усилване на тухлени колони и диафрагми с FRP композити, Международна научна конференция DCB2010, Варна.
- [2] Sacco, Elio, CNR DT 200 R1 Guidelines for strengthening of masonry structures with FRP in Italy – онлайн курс, презентация,
<https://www.concrete.org/education/freewebsessions/completelisting/coursepreviews.aspx?ID=51700877>
- [3] Иванчев, И. Проектиране на стоманобетонни мостове според Еврокод 2. ISBN 954-8873-97-3
- [4] Милкоева, Б., Математически справочник с формули, графики, таблици и чертежи по елементарна математика, (ISBN: 9549034216)

**АНАЛИЗ НА ВЛИЯНИЕТО НА АРМИРАНЕ ВЪРХУ УСТОЙЧИВОТО
ПОВЕДЕНИЕ НА НЕУКРЕПЕНИ ДЪГОВИ СТОМАНОБЕТОННИ
ЕЛЕМЕНТИ НАТОВАРЕНИ ИЗВЪН РАВНИНАТА СИ**

Васил Николов¹, Димитър Димитров²

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

**ANALYSIS OF THE EFFECTS OF CONCRETE REINFORCEMENT OVER
STABILITY OF UNBRACED REINFORCE CONCRETE ARCH ELEMENTS
LOADED OUTSIDE OF THEIR PLANE OF REFERENCE.**

Vasil Nikolov¹, Dimitar Dimitrov²

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: Arch structures are extremely efficient for spanning over average to high distances. Due to that they find more widespread used in different structural designs, bridge construction for example. Modern arch structures have slender form with precise manufacturing and significant material quantities reductions. That leads to major influence over the stability of the structure capacity as design criteria. One of the key factors of the behaviour of reinforced concrete elements is the amount of provided reinforcement. The aim of the presented analysis is to quantify the significance of the reinforcement over the behaviour of reinforced concrete arch elements, loaded out of their plane of reference. Comparison analyses are made with complex models with different reinforcement ratio and with application of FEM.

Key words: Arches, Stability, Finite Element Method, FEA

1. Въведение

Предвид напрегнатото състояние, дъгите имат голям якостен капацитет. Това е ясно изразено при стоманобетонни конструкции. В следствие, дъговите конструкции позволяват премостването на големи отвори с малки габарити на напречното сечение. Това категоризира дъговите конструкции с опасност от загуба на устойчивост. Като основен параметър на устойчивостта на конструкцията е нейната податливост. В

¹ Васил Николов, инж., кат. „Масивни конструкции“; Строителен факултет, София 1164, бул. Христо Смирненски № 1; e-mail: v.tz.nikolov@gmail.com;
Vasil Nikolov, eng., Reinforced Concrete Structure Department, Structural Faculty, Sofia 1164, 1 Hristo Smirnenski blvd.; e-mail: v.tz.nikolov.@gmail.com

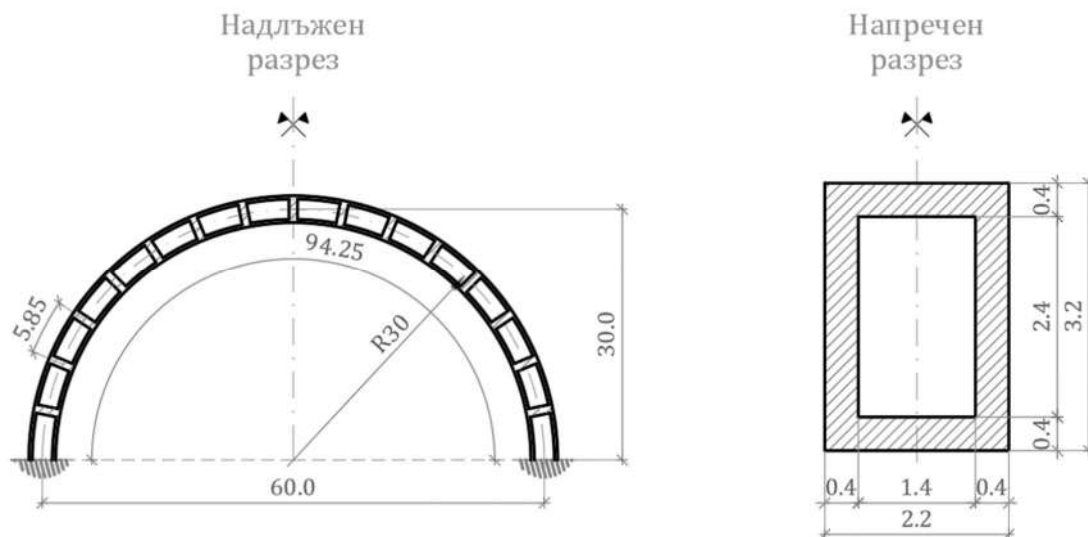
² Димитър Димитров, проф. д-р, инж., кат. „Масивни конструкции“; Строителен факултет, София 1164, бул. Христо Смирненски № 1; e-mail: dim1959sk@abv.bg;
Dimitar Dimitrov, Prof. PhD, eng., Reinforced Concrete Structure Department, Structural Faculty, Sofia 1164, 1 Hristo Smirnenski blvd., dim1959sk@abv.bg

теорията на стоманобетона рядко се налага точно определяне на нехомогенния характер на стоманобетонните елементи и търсене на тяхното поведение. В рамките на теорията на устойчивостта това поведение може да има ключов характер, влияещ върху критичната носимоспособност на елементите. Настоящата тема представя подробен анализ на устойчивото поведение на дъгови конструкции с определяне на значението на степента на армиране. Прилагайки комплексни модели с максимална точност на поведението на конструкцията се постига коректна съпоставка за устойчивото поведение на дъгите при различни степени на армиране.

2. Параметри на анализа

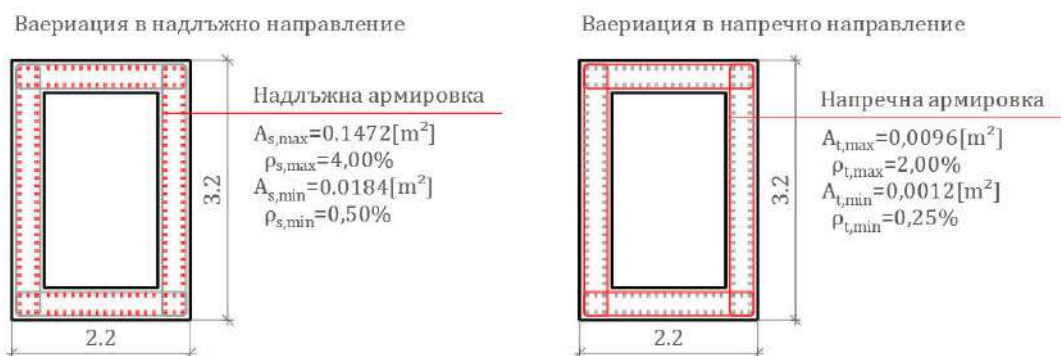
Разглежданата конструкция е с параметри, отговаряща на типична геометрична конфигурация за носещи мостови дъги. Разгледан е отвор с подпорно разстояние от 60[m], премостен с кръгова дъга и стрелка на дъгата 30[m].

Напречното сечение е подбрано на база типични за подобна геометрия дъгови конструкции с оглед реално приложими резултати. Размерите му са с външен габарит 3,2[m] на 2,2[m] и дебелината на стената е 0,4[m]. Подбраното сечение гарантира необходимата носимоспособност за всички якостни проверки.



Фигура 1. Параметри на анализираната постанова

Като ключов критерий на анализа е използвано количеството армировка в напречно и надлъжно направление на елементите. С цел съпоставяне на резултатите са изследвани конфигурации от различни варианти на надлъжна и напречна армировка.

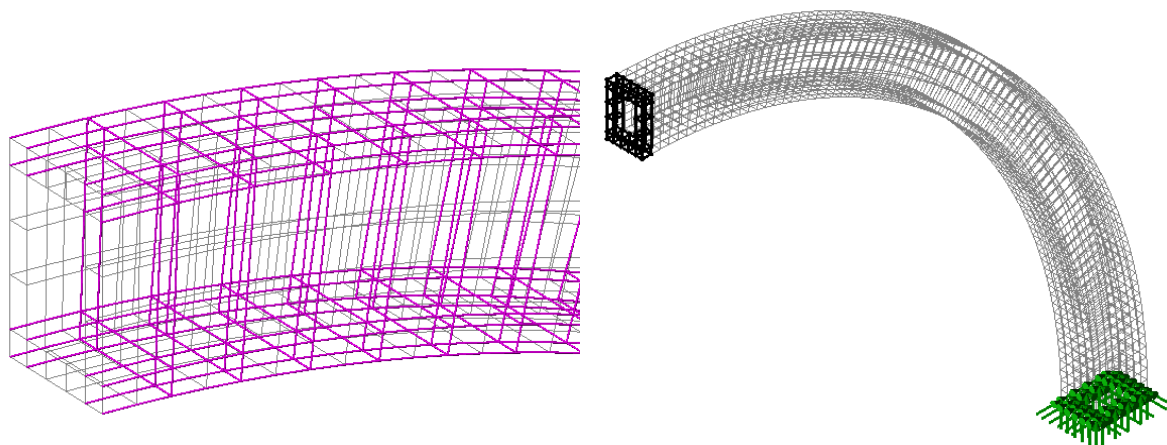


Фигура 2. Вариации на количествата вложена армировка

3. Аналитична постановка

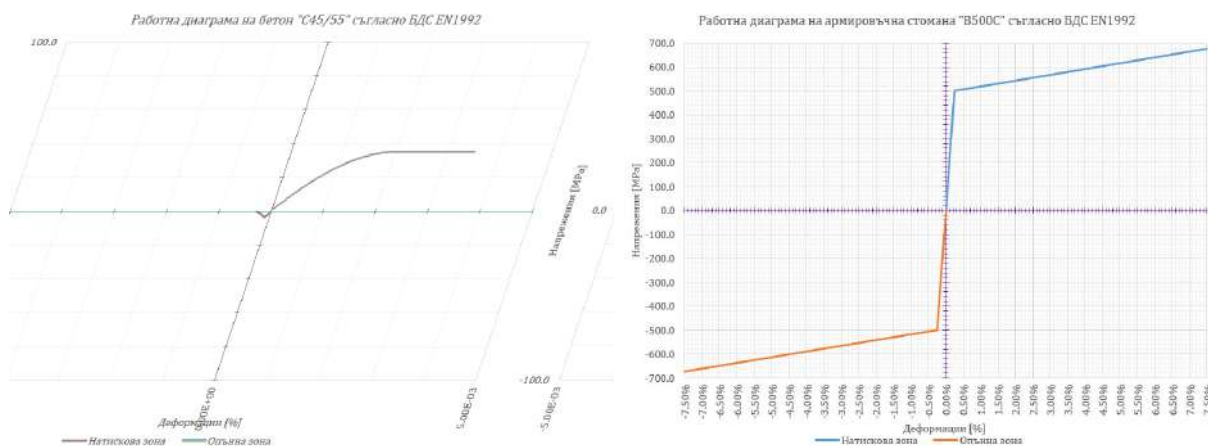
За провеждане на анализите с максимална точност е използван програмен продукт, базиран на МКЕ с широка база от крайни елементи. За целите на анализа са използвани обемни крайни елементи и фибри от прътови крайни елементи. Връзката между двата вида крайни елементи е идеализирана като абсолютна. Проведените анализи са стриктно нелинейни и изискват аналитични условия с теорията на устойчивостта и пластичността (геометрична и материална нелинейност).

За изграждане на идеализиран аналитичен модел на постановката са използвани обемни елементи с пълен набор степени на свобода и междинни точки за интерполация на резултатите за елементи с кривина. За идеализиране на армировъчния скелет са използвани прътови елементи. Прътовите елементи са с опростени уравнения на свобода и позволяват единствено осови напрежения. Между елементите е приета пълна връзка на взаимодействие, водещо до приемане на предпоставката за идеална връзка между бетон и стомана. Сцеплението между материалите е игнорирано и възможността за загуба на сцепление не е отчетена. Използването на подобна комбинация от елементи позволява пълното изследване на напрегнатото състояние на елемента и неговото поведение.



Фигура 3. Моделирана геометрия в аналитичния модел

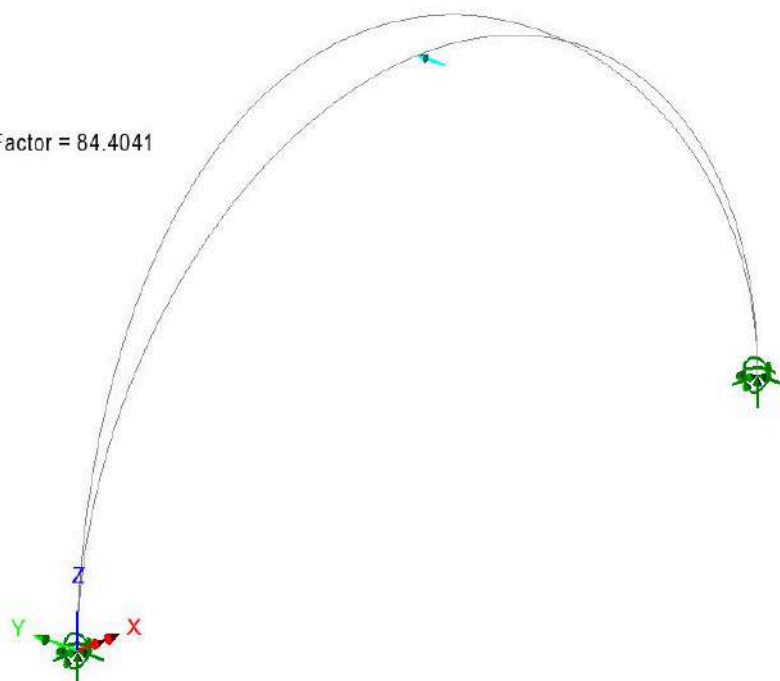
За проследяване на граничните напрежения и коректно поведение на конструкцията е използвана материална нелинейност. За изграждане на нелинейното поведение на материалите е приложена модифицирана теория на Мор-Кулон. Тя е приложима за анализи с материална нелинейност за материали с разлика в поведението при опън и натиск. Така се постига изключване на бетона при достигане на пукнатино-образуващи напрежения/деформации. За армировъчната стомана се приема симетрична диаграма. Армировката в натискова зона се възприема, че не губи устойчивост. Като критерии на разрушение са възприети всички граници на напрежения/деформации, както за стоманата, така и за бетона.



Фигура 4. Работни диаграми на нелинейното поведение на материалите

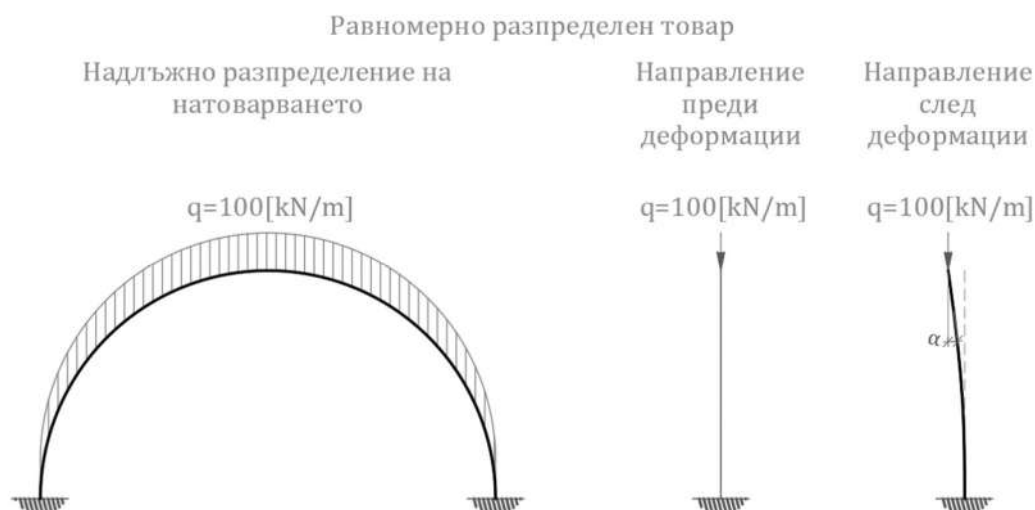
Постановката е анализирана в среда на геометрична нелинейност. Въведено е времево-стъпково следене на деформирано състояние с постепенно нарастване на натоварването. За определяне на геометричната нелинейност е използвана теорията на Лагранж с релативна зависимост за деформациите като функция на началната геометрия. Това позволява проследяване на деформации от конкретно товарно състояние.

Scale: 1: 186.11
Zoom: 50.6631
Eye: (-0.671478, -0.634213, 0.383265)
Eigenvalue analysis
Analysis: A2 - Buckling
Loadcase: 2: Loadcase 2, 2: Mode 1 Load Factor = 84.4041
Results file: Arch_1~A2 - Buckling.mys
Eigenvalue: 84.4041
Load factor: 84.4041
Amplification factor: 1.01199
Error norm: 39.1458E-9
Maximum displacement 1.0 at node 97
Deformation exaggeration: 5.0
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DY (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 1.0 at node 97
Peak/value minimum 0.0 at node 1



Фигура 5. Деформирано състояние

Приложеното натоварване е хомогенно, равномерно разпределено във вертикално направление. Товарът е дефиниран като консервативен и дефиницията му е базирана на глобалното направление на силата. Натоварването не променя своето направление в зависимост от деформираната схема. Тези предпоставки гарантират ясно проследима зависимост между натоварване и деформирано състояние.



Фигура 6. Товарни състояние приложени в аналитичната постановка

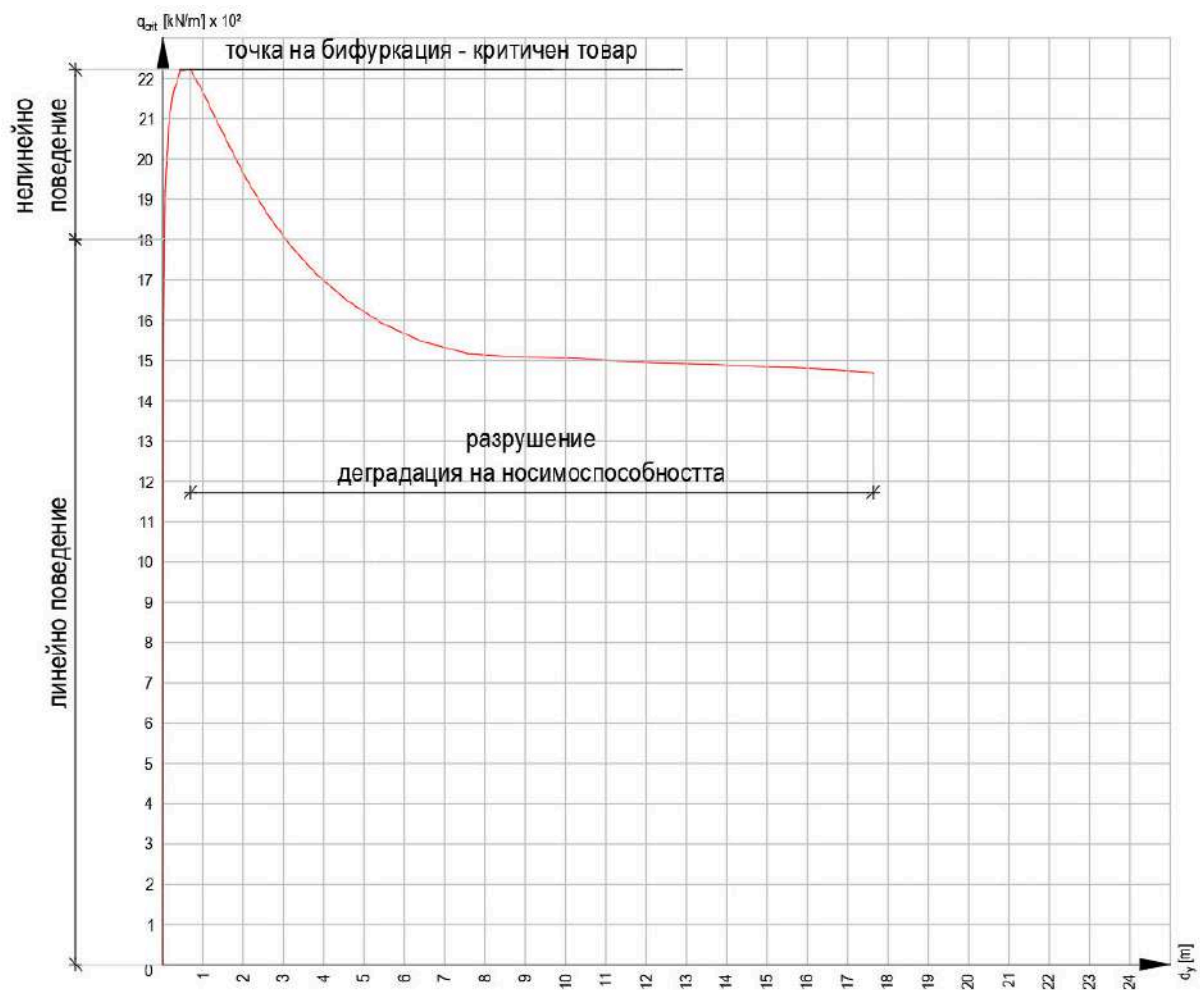
Посредством промяна в параметрите на дефинираната армировъчна мрежа на фибровия модел са изготвени множество анализи. За всеки анализ е избрано различно количество армировка в надлъжно и в напречно направление.

Като форма на загуба на устойчивост е възприета първата стъпка от модален анализ, водеща до загуба на устойчивост извън равнината на дъгата. Деформираното състояние е дефинирано чрез дестабилизираща сила в съответната посока.

4. Резултати от анализа

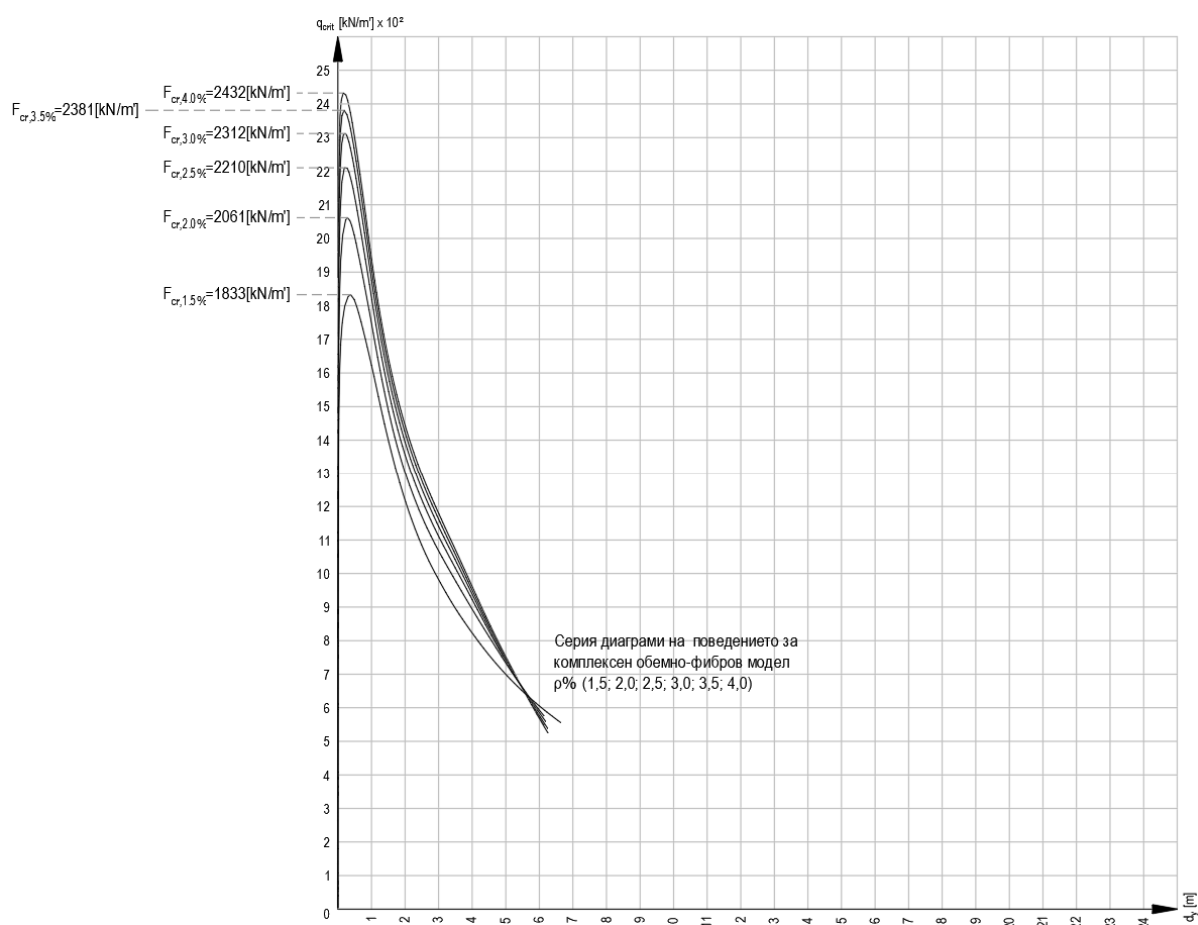
Резултатите са представени в графичен вид за всяко товарно състояние и геометрична конфигурация. Всяка индивидуална диаграма на поведението представлява зависимост деформации-натоварване. Диаграмите са получени чрез нелинейно стъпково натоварване и отчитане на абсолютните деформации в системата. Всяка диаграма има следните отличителни зависимости:

- Зона с линейно изменение на зависимостта натоварване-деформации (Изразява статичното поведение на конструкцията);
- Зона с нелинейно изменение на зависимостта натоварване-деформации (Изразява достигането на критичните параметри на устойчивост или недостатъчна носимоспособност на елемента. Предвид реализираните деформации и напрежения в конструкцията, разрушението се определя като загуба на устойчивост);
- Точка на бифуркация (Преходното товарно състояние водещо до промяна на конструкцията от устойчиво в неустойчиво състояние. Точката на бифуркация се възприема като кореспондираща със загубата на устойчивост и се приема като дефинираща критичния товар);
- Деградация на носимоспособността (Зоната изразява значителното нарастване на деформациите при минимално или нулево нарастване на натоварването. Деформации реализирани в тази зона се възприемат като разрушено състояние на дъговия елемент).



Фигура 7. Графична зависимост на резултатите от анализа на отношението товар-деформации.

Съпоставка на всички геометрични параметри е направена чрез групиране на диаграмите по напречна и надлъжна армировка. На база получените резултати се вижда, че вариацията на напречната армировка не води до значимо изменение на поведението на конструкцията.



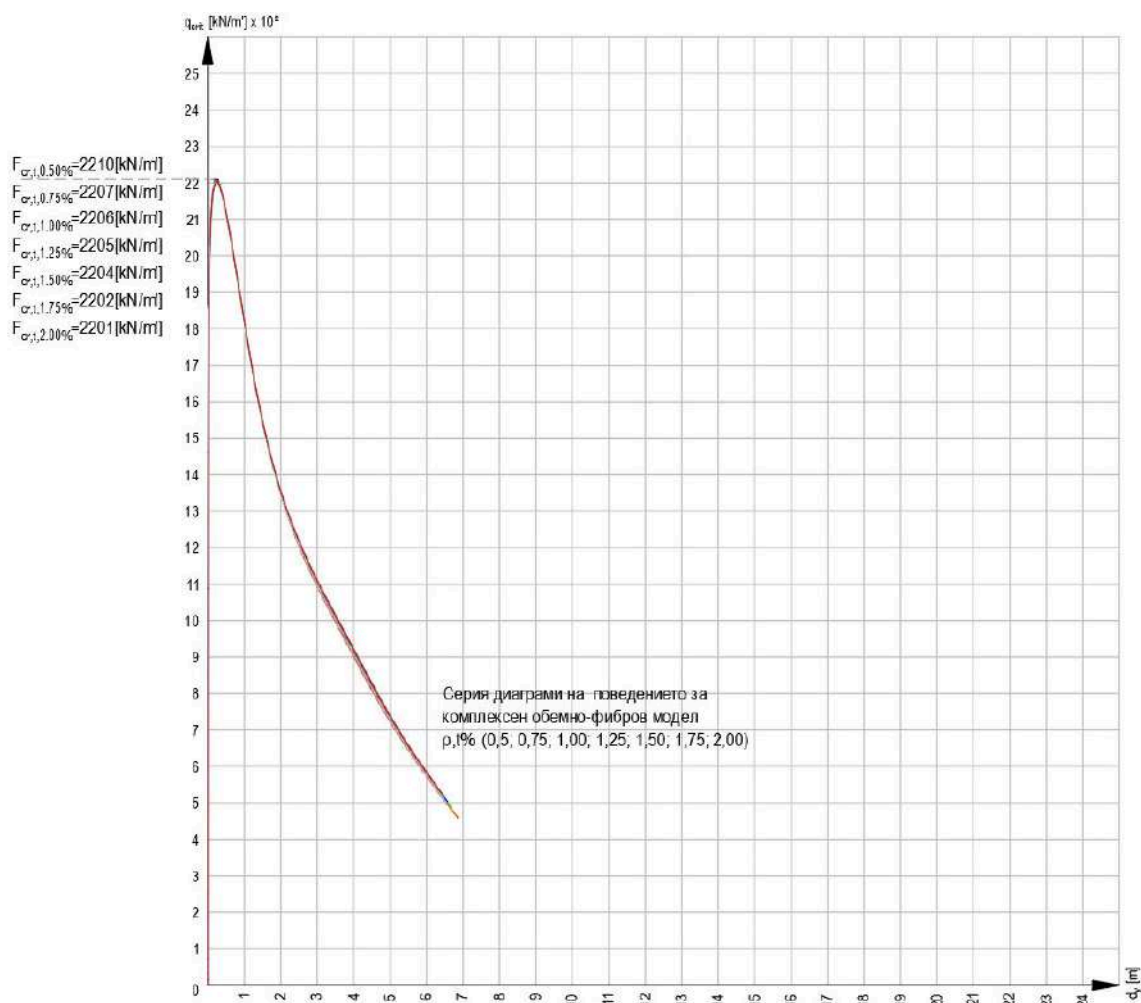
Фигура 8. Диаграми на устойчивото поведение в зависимост от надлъжния коефициент на армиране. (Съпоставката на моделите с вариация в надлъжната армировка е представена за напречен коефициент на армиране 0,50%)

Анализът показва, че надлъжната армировка води до значителна разлика в устойчивото поведение на конструкцията. Анализирания диапазон показва критичните сили както следва:

Таблица 1. Отношение критична сила – коефициент на армиране

Коефициент на армиране	ρ [%]	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%	4,0%
Критична сила	F_{cr} [kN/m']	1833	2061	2210	2312	2381	2432

Предвид представените резултати изменението на критичната сила спрямо надлъжния коефициент на армиране е нелинейно. Приемайки линейна интерполация за междинните стойности се гарантира, че приближението е в полза на сигурността. Подобно възприемане представя занижени стойности на критичния товар. Съпоставяйки граничните стойности се определя изменение в критичните товари от 599[kN/m'] за диапазон на надлъжен коефициент на армиране от 1,5% до 4,0%. (2,5% разлика).



Фигура 9. Диаграми на устойчивото поведение в зависимост от напречния коефициент на армиране. (Съпоставката на моделите с вариация в напречната армировка е представена за 2,50% армиране за надлъжната армировка.)

Предвид направената съпоставка се вижда, че степента напречно армиране не влияе на устойчивото поведение на конструкцията. Вариацията в критична сила е минимална. Получената зависимост критична сила-вложена армировка е обратно пропорционална и в недоказуемо малък диапазон.

Изводи

Предвид габаритите на елементите, граничните напрежения се достигат от обща деформация на елемента. Наличните усуквателни деформации на елемента не са критични. Напукване от усукване не се достига преди разрушение от страна на устойчивостта. В следствие, на което влиянието на вложената усуквателна/напречна армировка няма значимо отношение към критичния товар. По отношение на надлъжната армировка зависимостта в анализирания диапазон може да се представи по два начина. При приета референтна стойност на армиране 1,5%, се наблюдава нарастване в критичната сила от 10% за всеки 1,0% увеличение на коефициента на армиране. При приета референтна стойност на армиране 4,0%, се наблюдава спад в критичната сила от 13% за всеки 1,0% понижение на коефициента на армиране.

Представените зависимости са дадени за стройно кутиеобразно сечение. Представените коефициенти на армиране са преувеличени поради тънките стени на кутията. Следствие на което представените изводи са в полза на сигурността, прилагани за широк диапазон от елементи с различни сечения.

Благодарности

Авторът изказва благодарности към организаторите на форума и възможността да представи своя труд на 21-вата Международна Конференция по Строителство и Архитектура ВСУ'2021.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] БДС EN 1992-1-1:2005, Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, БИС.
- [2] Karnovsky, Igor A. Theory of Arched Structures, Strength, Stability, Vibration. New York, USA : Springer, 2012.
- [3] Kirchhoff, G.R. Vorlesungen über mathematische Physic. Leipzig : неизв., 1876.
- [4] Bryan, G.H. On the stability of elastic systems. Proceedings of the Cambridge Philosophical Society (mathematical and physical sciences), vol. 6. Cambridge : неизв., 1888
- [5] Southwell, R.H. On the general theory of elastic stability. 1913.
- [6] Nikolaee, E.L. Об устойчивости кругового кольца и арки. Petrograd : неизв., 1918
- [7] Timoshenko, S.P. Курс теории упругости. Kiev : неизв., 1972.
- [8] Timoshenko, S.P. и Gere, J.M. Theory of Elastic Stability. New York : неизв., 1962
- [9] Federhofer, K. Ueber die Eigenschwingungen und Knicklasten des Bogens. Wien : неизв., 1934
- [10] Lokshin, A.S. Об устойчивости стержня с криволинейной осью. Прикладная математика и механика, том 2(1). 1934
- [11] Shtaerman, I.J. Загальна теорія стійкості арок. Сб Стійкість арок. Kiev: неизв., 1935
- [12] Morgaevsky, A.B. Устойчивость арок при неплоской деформации. Прикладная математика и механика, т. II (3). 1939
- [13] Dinnik, A.N. Устойчивость арок. М-Л. 1946
- [14] Pflüger, A. Stabilitätsprobleme der elastostatic. Berlin : Spinger, 1950
- [15] Gaber, E. Knicksicherheit vollwandiger Bogen. 1934
- [16] Thomas, J.M. A Finite Element Approach to the Structural Statility of Beams Columns, Frames, and Arches. Washington, D.C. : NASA Technical Notes, 1970. NASA TN D-5782
- [17] Gambhir, Murari L. Stability Analysis and Design of Structures. Patiala, India : Springer, 2004.

**ГЕОТЕХНИЧЕСКИ ПРОВЕРКИ НА ПЪТНИ НАСИПИ
В СЪОТВЕТСТВИЕ С НОРМАТИВНАТА БАЗА
И ПРОЕКТНИ МЕРКИ ЗА ТЯХНОТО УДОВЛЕТВОРЯВАНЕ**

Лена Михова¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

**GEOTECHNICAL CHECKS FOR ROAD EMBANKMENTS ACCORDING
TO THE CODES AND DESIGN MEASURES TO THEIR SATISFACTION**

Lena Mihova¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *Ultimate Limit States (ULS) and Serviceable Limit States (SLS) geotechnical design for motorways' embankments is performed according to Eurocode and Bulgarian standard for road design/2018. Checks of slope stability at basic and seismic load combinations are made. Settlements of embankments and ground are determined taking into account the process of soil consolidation in the cases of high water level. For this purpose the Terzaghi's consolidation theory is applied. Different strengthening measures are undertaken to satisfy the requirements of the codes – building of a rock layer at the base of the embankment, using of geogrids, chemical strengthening of the soil. Analysis is made of alternative design conceptions.*

Ключови думи: *road embankment, slope stability, settlement, soil consolidation, strengthening of the soil, geogrid*

1. Въведение

Оразмеряването на пътни насипи според действащата нормативна уредба у нас - Еврокод и Наредба РД-02-20-2/2018 [1]-[7] – включва проверки по крайни гранични състояния (ULS) и експлоатационни гранични състояния (SLS). При пътни насипи меродавни са проверките за устойчивост и деформации на насипното тяло и земната основа. Концепциите на нормативната база, пряко свързани с тези проверки, са развити от авторите Михова [8], Костова [9], [10], [11], Сулай [12], [13], [14]. Механичното поведение и ефектът на заздравяване на насипи и земна основа на автомагистрала у нас са изследвани от Михова [15], [16], Михова&Керенчев [17], Иванова&Вишанов [18], Kerenchev&Mihova [19].

В настоящата публикация се извършва сравнителен анализ на поведението на два насипа на автомагистрала у нас при различни варианти на конструкцията на насипа и на

¹ Lena Mihova, Prof., PhD, 1 Hr. Smirnenki Blvd., Sofia, Department of Geotechnics, UACEG;
e-mail: l_mihova@yahoo.com

земната основа – в естествено състояние и при заздравителни мерки (механична стабилизация и влагане на геомрежи). Натоварването от пътен трафик върху насипите е определено по псевдостатичен модел LM1 от Еврокод 1 [1], който се състои от безкраен равномерно разпределен ивичен товар (система UDL) и двуосни съсредоточени товари (тандем система TS) върху условни пътни ленти. С цел адаптиране на натоварването LM1 към 2D числените модели, товарите от системите TS и UDL се суперпонираат и се привеждат към еквивалентни ивични товари – за пътни ленти или за цялото пътно платно.

Решенията се извършват като 2D анализи по МКЕ (анализи на равнинна деформация) за напречни сечения на насипите и съответните им земни основи с помощта на софтуера Plaxis 2D.

2. Геотехническо оразмеряване за обща устойчивост на пътни насипи

2.1. Методика на оразмеряване за обща устойчивост на пътни насипи

Оразмеряването за обща устойчивост изпълнява следните изисквания:

- Извършва се за меродавни глобални хлъзгателни повърхнини на насипа и земната основа за основна и земетръсна комбинация на натоварване. Решенията са по крайно гранично състояние ULS, тип GEO според Еврокод 7 и се провеждат с изчислителни стойности на входните параметри, с въвеждане на частни коефициенти на сигурност за параметрите по отношение на техните характеристични стойности.
- При основна комбинация на натоварване за частните коефициенти на сигурност се прилага комбинативният метод DA3, според който характеристичните стойности на якостните параметри на почвата, именно тангенсът на ъгъла на вътрешно триене $\operatorname{tg} \varphi$ и кохезията c се редуцират с частни коефициенти $\gamma_{\varphi} = \gamma_c = 1,25$, натоварването от полезен товар – пътен трафик (неблагоприятен, непостоянен) се умножава с частен коефициент $\gamma_Q = 1,3$, а натоварването от собствено тегло почва (неблагоприятен, постоянен) се умножава с частен коефициент $\gamma_G = 1,0$.
- При земетръсна комбинация на натоварване характеристичните стойности тангенса на ъгъла на вътрешно триене $\operatorname{tg} \varphi$ и кохезията c се редуцират с частни коефициенти $\gamma_{\varphi} = \gamma_c = 1,25$, натоварванията от пътен трафик и от собствено тегло почва се умножават с частни коефициенти $\gamma_Q = \gamma_G = 1,0$.
- Сеизмичните инерционни сили се прилагат псевдостатично в хоризонтална и вертикална посока и се определят според Еврокод 8 [5], [6] съответно по формулите:

$$(2.1) \quad F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W,$$

$$(2.2) \quad F_V = \pm 0,5 \cdot F_H,$$

където: α е отношението на изчислителното земетръсно ускорение и земното ускорение за района на обекта според картата за сеизмично райониране за период на повтаряемост 475г. в съответствие с Еврокод 8; S – коефициент на амплификация, който зависи от типа земна основа; W – теглото на хлъзгащата се почвена маса.

- Решението за устойчивост на насипите се извършва по метод на редукция на якостта на срязване на почвата, при който се определя редукционното число M_{sf} , с което е необходимо да се редуцират якостните параметри на почвата - тангенса на ъгъла на вътрешно триене $\operatorname{tg} \varphi$ и кохезията c – за да се реализира хлъзгателна повърхнина. Редукционното число M_{sf} се идентифицира с коефициента на сигурност F_s срещу загуба на устойчивост. Целевата стойност на $F_s = M_{sf}$ за устойчив терен, както при основна, така и при земетръсна комбинация на натоварване, е $\geq 1,0$.

2.1. Проектни мерки за осигуряване на устойчивостта на пътни насипи

Целесъобразни са следните мерки за заздравяване на насипите по отношение на общата им устойчивост:

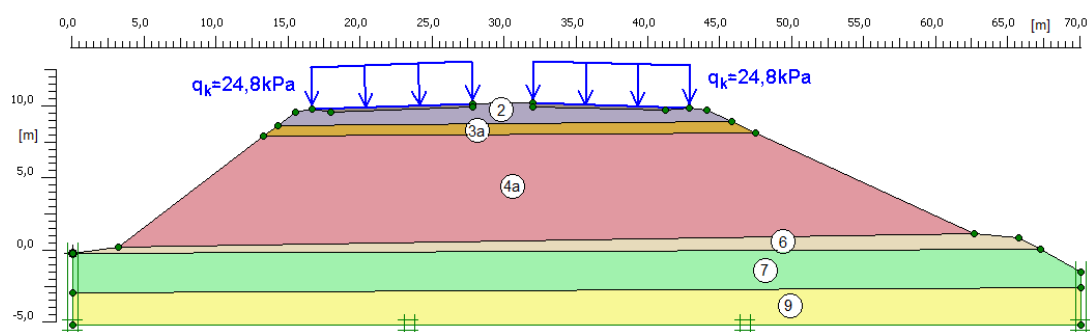
- Чрез изграждане на заместващ пласт в насипа от материал с високи стойности на якостни параметри – баластра, трошен камък;
- Чрез влагане на геосинтетични материали в основата и по височина на насипа.

2.1.1. Пример - оразмеряване за устойчивост на пътен насип на АМ „Тракия“ при км 347+845,38

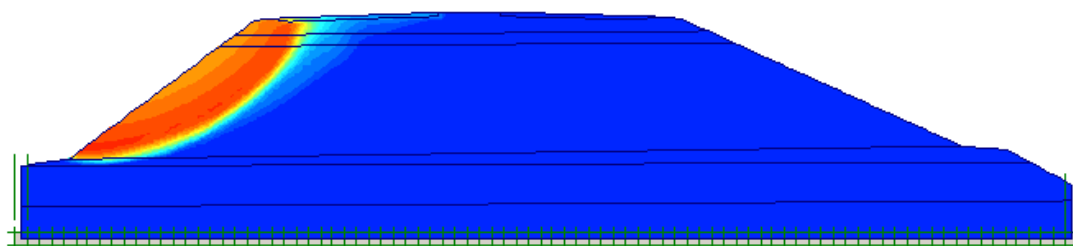
Съставен е 2D модел по метод на крайните елементи за напречния профил на разглеждания насип. Почвените видове са моделирани като еласто-пластичен материал по Мор-Кулон. В таблица 1 са дадени стойности на почвени параметри за пластове от фиг. 1.

Таблица 1. Характеристични стойности на почвени параметри

ПЛАСТ №	ПЛАСТ №2	Характеристични стойности		
		Обемно тегло γ (kN/m ³)	Ъгъл на вътрешно триене ϕ (°)	Кохезия C (kPa)
2	Насип от трошен камък	18,88	30,25	-
3a/3b	Насип от чакълест глинест пясък до дребен чакъл с глинесто-песъчлив запълнител	20,17	36,00	-
4b	Насип от глина, керемидено-червена, уплътнена	18,00	14,16	10,20
4a	Насип от глина, керемидено-червена, разуплътнена	18,00	14,16	10,20
5	Глина, сиво-кафява	19,40	32,80	10,90
6	Глина, прахово-песъчлива, бежова	18,40	22,20	21,70
7	Прахов глинест пясък, сиво-зелен	17,60	17,30	39,20
8	Прахово-песъчлива глина, керемидено червена	18,80	22,60	35,70
9	Пясък, среднозърнест	18,50	34,20	-



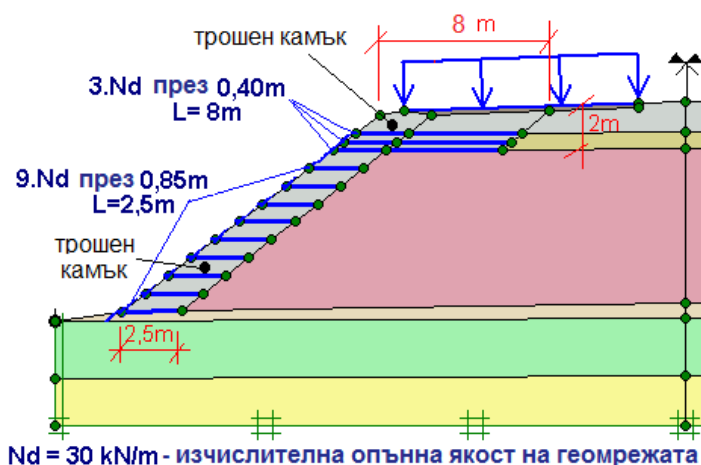
Фигура 1. Профил на АМ „Тракия“ при км 347+845,38:
Изчислителна схема на незаздравен пътен насип



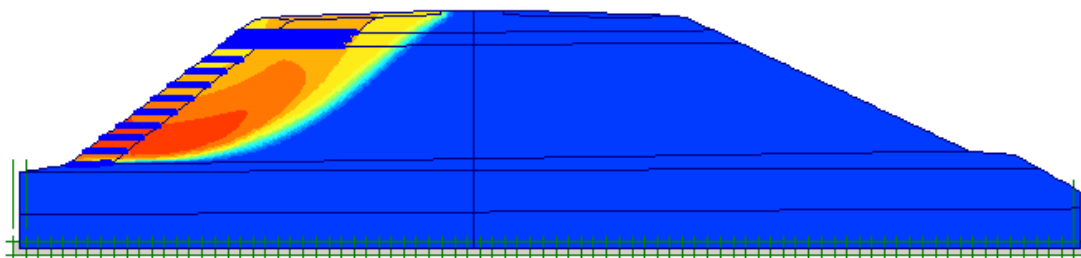
Фигура 2. Профил на АМ „Тракия“ при км 347+845,38 - незаздравен:
Хлъзгателен механизъм при основна и земетръсна комбинация на натоварване,
дефиниран чрез скоростта на нарастване на срязващите деформации
(по-високите стойности са в червената гама)

Изследвана е устойчивостта на насипа при следното заздравяване (фиг. 3):

- Изграждане в горната част на насипа на заместващ пласт (2,0m/8,0m) от трошен камък, армиран с три пласта геомрежа (през 0,40m по височина), всеки с изчислителна якост на опън $Nd = 30 \text{ kN/m}$;
- Допълнително изграждане по височина на откоса на заместваща ивица от трошен камък с ширина 2,5m, армирана с 9 пласта геомрежа (през 0,85m по височина), всеки с изчислителна якост на опън $Nd = 30 \text{ kN/m}$.



Фигура 3. Профил на АМ „Тракия“ при км 347+845,38:
Изчислителна схема на заздравен пътен насип



Фигура 4. Профил на АМ „Тракия“ при км 347+845,38 – заздравен насип:
Хлъзгателен механизъм при основна и земетръсна комбинация на натоварване,
дефиниран чрез скоростта на нарастване на срязващите деформации
(по-високите стойности са в червената гама)

Таблица 2. Коефициенти на сигурност F_s за профил на АМ „Тракия“ при км 347+845,38

F_s за основна комбинация		F_s за земетръсна комбинация	
Незаздравен насип	Заздравен насип	Незаздравен насип	Заздравен насип
0,684	1,170	0,627	1,087

Въз основа на резултатите от таблица 2 следва изводът, че при незаздравения насип не е удовлетворена проверката за устойчивост на насипа както при основна, така и при земетръсна комбинация на натоварване. При разглеждания вариант на заздравяване на насипа коефициентът на сигурност F_s срещу загуба на устойчивост на насипа нараства с 40% и приема стойности >1 както при основна, така и при земетръсна комбинация на натоварване, което означава, че устойчивостта на насипа е осигурена.

3. Геотехническо оразмеряване за деформации на пътни насипи

3.1. Методика на оразмеряване за деформации на пътни насипи

Методиката на оразмеряване за деформации съдържа следните постановки:

- Решенията са по експлоатационно гранично състояние SLS според Еврокод и се провеждат за основна комбинация на натоварване с характеристични стойности на входните параметри,
- Земната основа се ограничава до дълбочината на активната зона H_a , която се определя от условието [7]:

$$(3.1) \quad 0,5 \sigma_y = \sigma_z$$

където: σ_y са вертикалните нормални напрежения в земната основа от геоложки товар; σ_z - вертикалните нормални напрежения в земната основа вследствие на натоварването от насипа.

- За случаите на неводонаситена земна основа в границите на активната зона на слягане, оценката за деформации се извършва при предпоставката, че деформациите от собствено тегло на насипа се реализират изцяло в експлоатационен период, при което те се суперпонира с деформациите от пътен трафик. Тази предпоставка е в посока на сигурността при оценката, тъй като практически една част от деформациите от собствено тегло на насипа ще се реализират още в строителен период.
- За случаите на водонаситена земна основа се извършва анализ на развитието на деформациите във времето по теорията на филтрационната консолидация.
- Извършват се проверки за абсолютни и относителни слягания и хоризонтални премествания на насипното тяло и земната основа.
- Слягането на насипа се оценява като процент от височината му $H_{\text{насип}}$. Експертно е приета гранична стойност на слягането в експлоатационен период $S_{\text{гр}} = 1\% H_{\text{насип}}$;
- Съгласно [7] относителните слягания между вертикали в даден напречен профил от магистралата не трябва да са по-големи от 0,2%.

3.2. Консолидация на земната основа

За земна основа с високо ниво на почвените води и наличие на глинести пластове се установява времето за затихване на деформациите чрез прилагане на теорията на Терцаги за едномерна филтрационна консолидация.

По формула (3.2) се определя времето t за степен на консолидация U , в зависимост от величините:

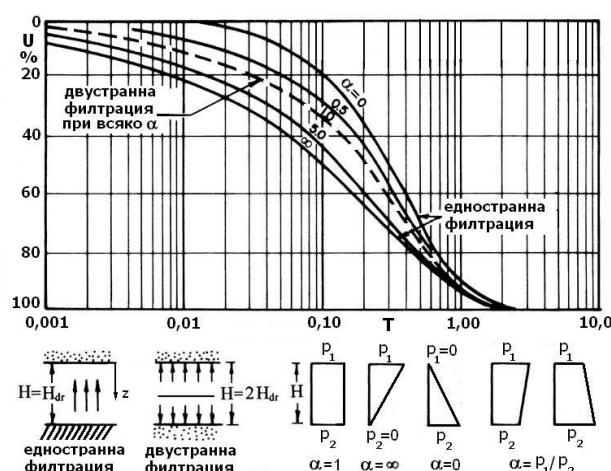
- фактора време T – отчита се от графика на фиг. 5;
- коефициента на консолидация C_V – определя се по формула (3.3);
- дължината на дренажния път H_{dr} .

$$(3.2) \quad T = C_V t / H_{dr}^2 ,$$

$$(3.3) \quad C_V = k_f E / \gamma_w ,$$

$$(3.4) \quad U = s(t) / s_{\infty} ,$$

където: k_f – коефициент на филтрация; γ_w – обемно тегло на водата; $s(t)$ – слягане за време t ; s_{∞} – стабилизирано слягане.



Фигура 5. Зависимост между степента на консолидация U и фактора време T [20]

3.3. Проектни мерки за удовлетворяване на изискванията за деформации на пътни насипи

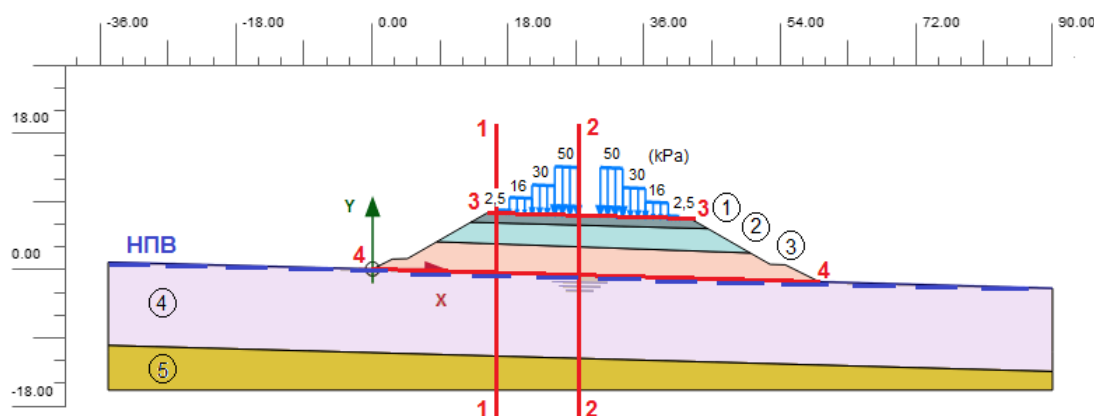
Прилагат се следните стабилизиращи мерки, целящи закоравяване на земната основа на насипите:

- Механична стабилизация на земната основа посредством изграждане на заместващ пласт от несвързан скален материал;
- Химична стабилизация на повърхностен пласт от земната основа чрез вкарване на хидравлично свързващо вещество. Световният опит показва, че при стабилизация с хидравлично свързващо вещество на различни почви се постига увеличаване на E -модула на почвата, т.е. коравината ѝ, от 3 до 10 пъти [21-24]. Якостните параметри на заздравената почва също нарастват, като ъгълът на вътрешно триене нараства до 2 пъти, а кохезията - до 4 и повече пъти. Изгражда се слой със значителна коравина, но със силно занижена водопропускливост.
- Стабилизация с армиран трошенокаменен пласт, заместващ повърхностна част от земната основа.

3.4. Пример - оразмеряване за деформации на пътен насип на АМ „Хемус“ при км 95+680

3.4.1. Изследване на деформациите на насипа при естествена земна основа

На фиг. 6 е показана изчислителната схема на насипа и земната основа, а в таблица 3 са дадени стойностите на почвените параметри. Съставен е модел по МКЕ.



Фигура 6. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – изчислителна схема

Таблица 3. Характеристични стойности на почвени параметри

№	Вид почва	γ (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	E (MPa)
1	A-1 (зона А)	20	28	18	95
2	A-2 (зона Б)	20	26	21	65
3	A-3 (зона В)	20	24	28	65
4	Делувиална глина	21	22	58	20
5	Пясъчник	24,6	46	225	820

Във връзка с изследването се въвеждат следните означения:

S_1 – абсолютно слягане на пътното платно при банкета;

S_2 – абсолютно слягане на пътното платно при разделителната ивица;

S_{max} – максимално абсолютно слягане на пътното платно;

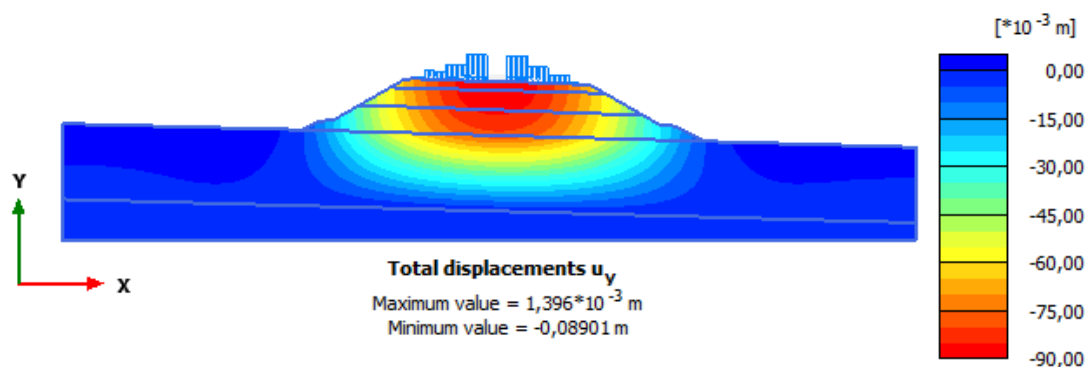
$\theta = (S_{max} - S_1)/L$ – максимално относително слягане на пътното платно, където L е хоризонталното разстояние между вертикалите на S_{max} и S_1 ;

$S_{0,max}$ – максимално абсолютно слягане на теренната повърхност

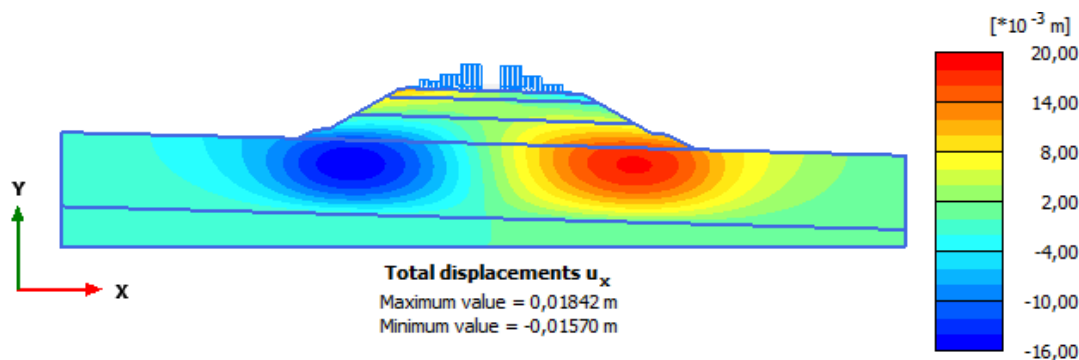
$S_{насит} = (S_{max} - S_{0,max})$ – абсолютно слягане на материала на насипа;

$u_{x,max}$ – максимално абсолютно хоризонтално преместване в основата на насипа;

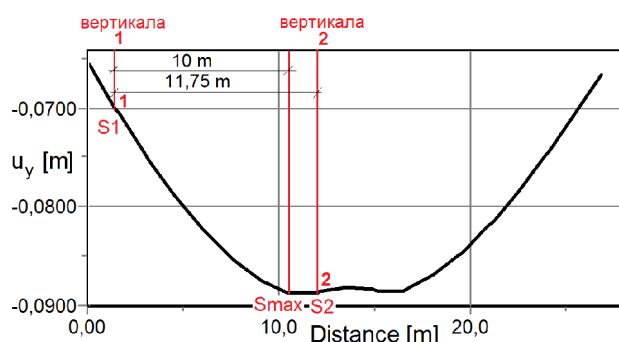
d – дълбочина в земната основа на реализирано максимално абсолютно хоризонтално преместване.



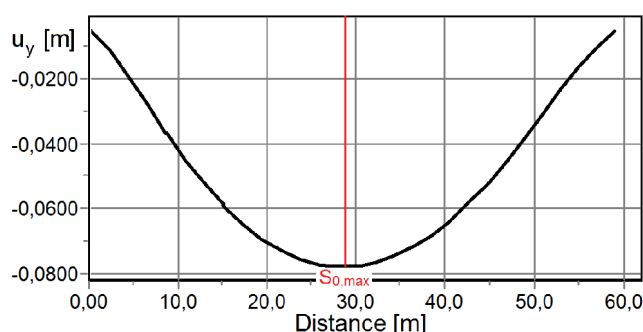
Фигура 7. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – вертикални премествания



Фигура 8. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – хоризонтални премествания



Фигура 9. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – Слягане на пътното платно (по линия 3-3 от фиг. 6)



Фигура 10. Профил при км 95+680:
Естествена земна основа – слягане на теренната повърхност (по линия 4-4 от фиг. 6)

Таблица 4. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – консолидационни параметри на земната основа

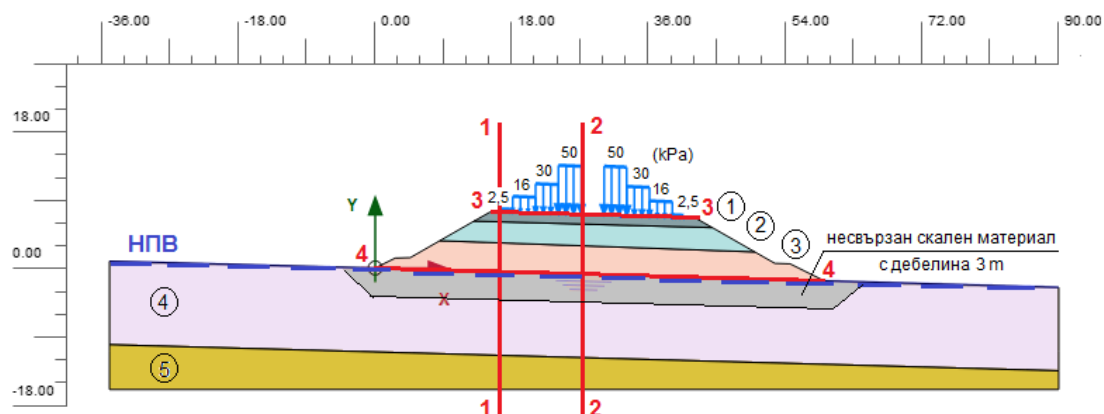
k_f (m/d)	H_{dr} (m)	C_v (m ² /d)	Време t (d) за степен на консолидация U (%)		
			50%	80%	100%
$0,864 \cdot 10^{-4}$	11,0	0,1728	140	365	1400

Таблица 5. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – деформации при степен на консолидация $U = 100\%$

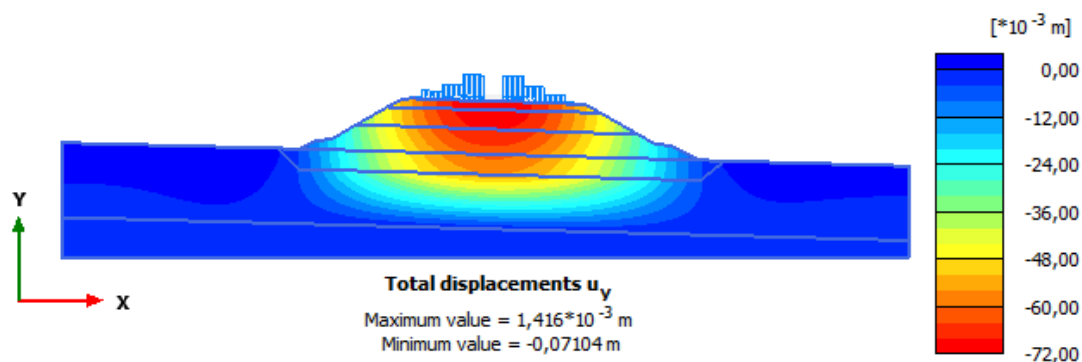
S_1 (cm)	S_2 (cm)	S_{max} (cm)	θ (%)	$S_{0,max}$ (cm)	$S_{насип}$ (cm)	$u_{x,max}$ (cm)	d (m)
7,0	8,9	8,9	0,19	7,8	1,1	1,8	2,4

3.4.2. Изследване на деформациите при механично стабилизирана основа

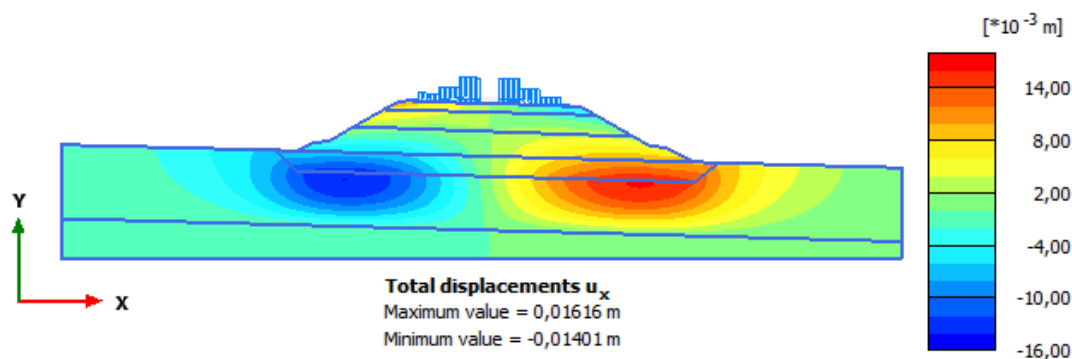
Механичната стабилизация се състои в изграждане на заместващ пласт от скален материал с дебелина 3 m, с модул на деформация $E = 100$ МПа (фиг. 11).



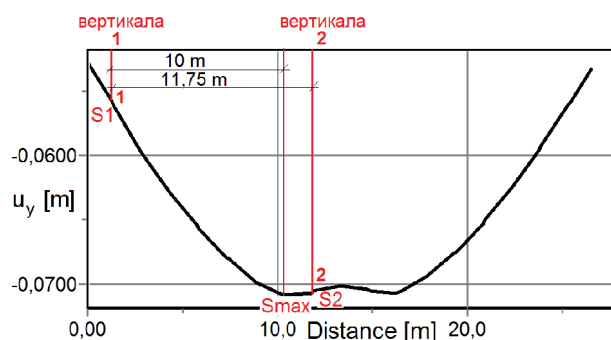
Фигура 11. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Механично стабилизирана земна основа – изчислителна схема



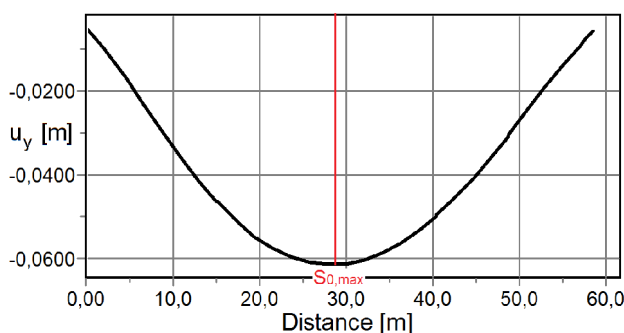
Фигура 12. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Механично стабилизирана земна основа – вертикални премествания



Фигура 13. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Механично стабилизирана земна основа – хоризонтални премествания



Фигура 14. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Механично стабилизирана земна основа –
слягане на пътното платно (по линия 3-3 от фиг. 11)



Фигура 15. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680
Механично стабилизирана земна основа –
слягане на теренната повърхност (по линия 4-4 от фиг. 11)

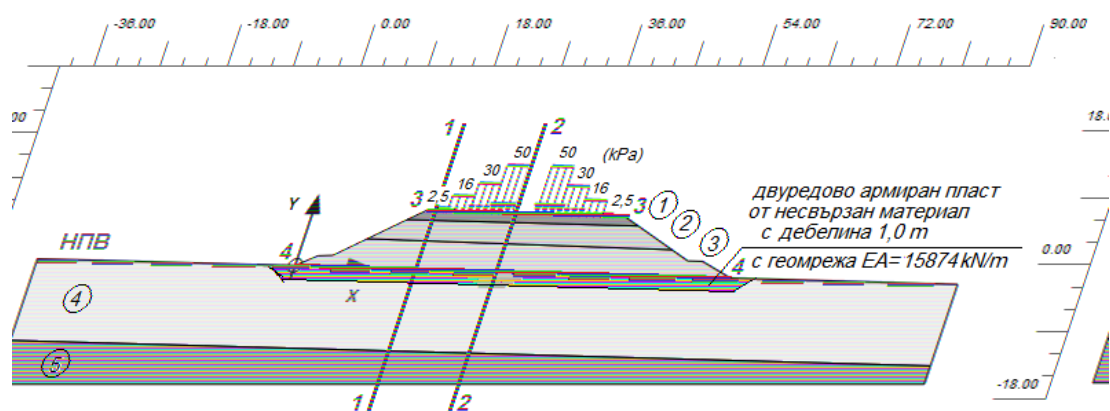
Таблица 6. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Естествена земна основа – консолидационни параметри на земната основа

k_f (m/d)	H_{dr} (m)	C_v (m ² /d)	Време t (d) за степен на консолидация U (%)		
			50%	80%	100%
$0,864 \cdot 10^{-4}$	8,0	0,1728	75	193	741

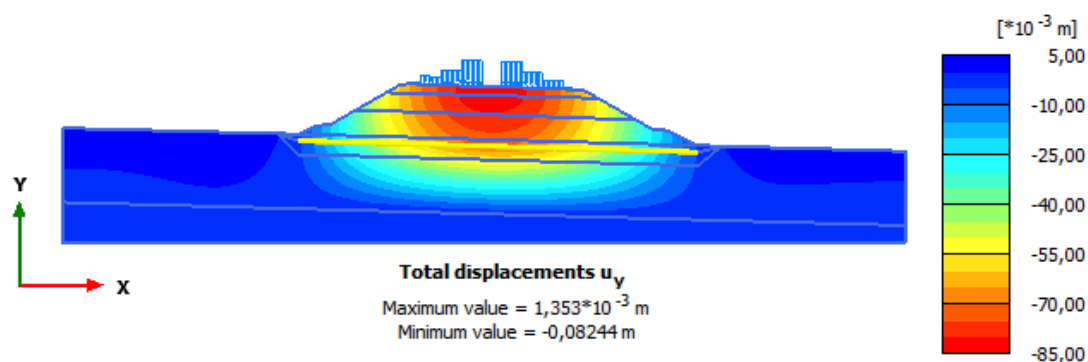
Таблица 7. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Механично стабилизирана земна основа –
деформации при степен на консолидация $U = 100\%$

S_1 (cm)	S_2 (cm)	S_{max} (cm)	θ (%)	$S_{0,max}$ (cm)	$S_{насп}$ (cm)	$u_{x,max}$ (cm)	d (m)
5,6	7,1	7,1	0,15	6,1	1,0	1,6	3,4

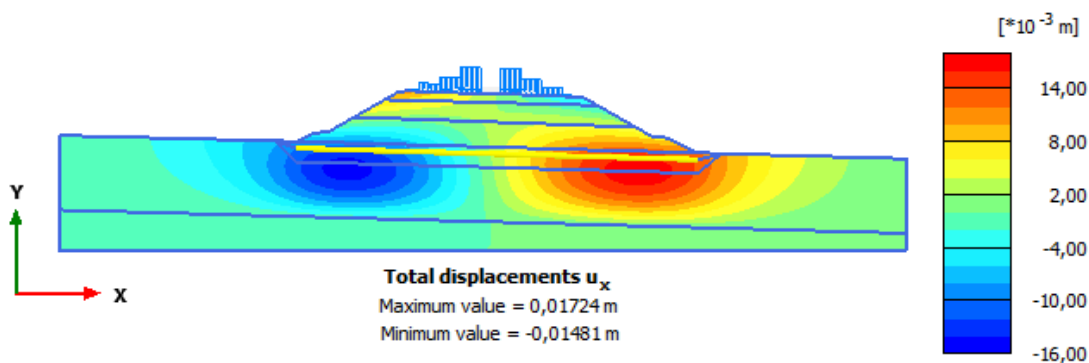
3.4.3. Изследване на деформациите при стабилизация с армиран с геомрежи трошенокаменен пласт



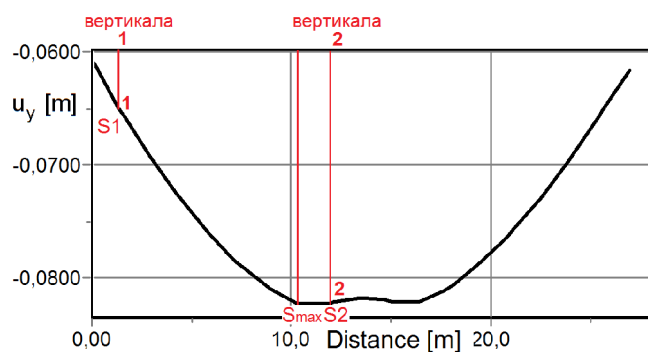
Фигура 16. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт



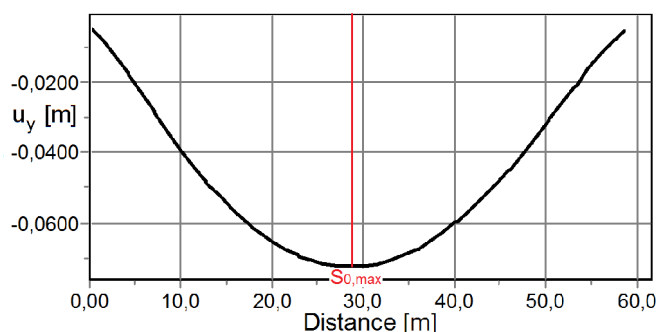
Фигура 17. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт –
вертикални премествания



Фигура 18. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт –
хоризонтални премествания



Фигура 19. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт –
слягане на пътното платно (по линия 3-3 от фиг. 16)



Фигура 20. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт –
слягане на теренната повърхност (по линия 4-4 от фиг. 16)

Таблица 8. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран с геомрежи заместващ пласт –
консолидационни параметри на земната основа

k_f (m/d)	H_{dr} (m)	C_v (m ² /d)	Време t (d) за степен на консолидация U (%)		
			50%	80%	100%
$0,864 \cdot 10^{-4}$	10,0	0,1728	116	301	1157

Таблица 9. Профил на АМ „Хемус“ при км 95+680:
Стабилизирана земна основа с армиран заместващ пласт –
деформации при степен на консолидация $U = 100\%$

S_1 (cm)	S_2 (cm)	S_{max} (cm)	θ (%)	$S_{0,max}$ (cm)	$S_{насип}$ (cm)	$u_{x,max}$ (cm)	d (m)
6,5	8,2	8,2	0,17	7,3	0,9	1,7	2,7

3.4.4. Обобщение на резултатите за деформации на профил на АМ „Хемус“ при км 95+680

Таблица 10.

Профил	Земна основа	$S_{\max}$ (cm)	$1\%H_{\text{насип}}$ (cm)	θ (%)	$\theta_{\text{гр}}$ (%)	$u_{x,\max}$ (cm)
км 95+680	Естествена	8,9	8,2	0,19	0,20	1,8
	Механично стабилизирана	7,1		0,15		1,6
	Стабилизирана с геомрежи	8,2		0,17		1,7

Таблица 11. Профил км 95+680: Степен на консолидация

Земна основа	t (d) за $U = 50\%$	t (d) за $U = 80\%$	t (d) за $U = 100\%$
Естествена	140	365	1400
Механично стабилизирана	75	193	741
Стабилизирана с геомрежи	116	301	1157

1. Стойностите на максималното абсолютно слягане на пътното платно $S_{\max}$ в таблица 10 са определени без редукция за акумулираното слягане в строителен период, което е посока на сигурността.
2. При всички варианти на конструкция на земната основа на пътния насип проверките за деформации се удовлетворяват според изискванията на Наредба [7].
3. Представените варианти на стабилизация на земната основа редуцират деформациите на пътното платно от 10% до 25%.
4. Намаляването на дебелината на консолидиращия глинест пласт в земната основа чрез частичното му (~30% от дебелината) заместване с несвързан дренажен материал, редуцира 2 пъти времето за консолидация на земната основа.
5. Въпреки, че изследването показва несъществена редукция на деформациите на пътното платно при влагане на геомрежи в основата на насипа, този вариант на стабилизация има важен дългосрочен ефект на ограничаване на страничното „разливане“ на насипа от действието на хоризонталните напрежения в тялото на насипа от собственото тегло на материала и динамичното натоварване от пътния трафик.

Заклучение

В статията са представени концепциите за геотехническо оразмеряване на пътни насипи и извършването на необходимите проверки на базата на числени модели на насипите по МКЕ. Дадени са резултати от решенията на два напречни профила на автомагистрала, като са посочени алтернативни варианти на заздравяване на насипните конструкции с цел удовлетворяване на изискванията на нормативната база. Анализът на резултатите позволява да бъде направена оценка на целесъобразността на вариантите. Изследването допринася за оптимизиране на конструктивните решения на този тип съоръжения.

REFERENCES

- [1] БДС EN 1991, Еврокод 1 „Въздействия върху строителни конструкции“.
- [2] БДС EN 1997, Еврокод 7. „Геотехническо проектиране“.
- [3] Еврокод 7. БДС EN 1997-1: 2004. Геотехническо проектиране.
- [4] Еврокод 7. БДС EN 1997-1: 2004. Допълнение към Национално приложение, Януари, 2015г.
- [5] Еврокод 8. БДС EN 1998-5: 2004. Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия.
- [6] Еврокод 8. БДС EN 1998-5: 2004. Изменение от 17.02.2015.
- [7] Наредба за проектиране на пътища РД-02-20-2, 2018.
- [8] Михова, Л. Устойчивост на откоси по Еврокод 7 и Еврокод 8. Сп. „Транспортно строителство & инфраструктура“, бр.11, стр. 51-56, 2015.
- [9] Костова, Ст. Изчислителни методи за определяне на носещата способност на земната основа според Еврокод 7 и Българските норми. сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 3/3, стр.V-89-V-95, 2011,ISSN 1312-3823.
- [10] Костова, Ст. Принципи за определяне на носещата способност на земната основа според Еврокод 7, сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 2, 2015, ISSN 1312-3823.
- [11] Костова, Ст. Анализ на процедурата за изчисление на носещата способност на земната основа според Еврокод 7. сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 1/3, стр. XIV-16- XIV-23, 2018, ISSN 1312-3823.
- [12] Сулай, И. Новите положения в Част „Земно тяло“ на актуализираната Наредба № РД-02-20-2 от 28 август 2018 г. за проектиране на пътища в Р България – част 1, Сборник с доклади на XVIII Международна научна конференция ВСУ'2018, София, 2018.
- [13] Сулай, И. (2018). Новите положения в част „Земно тяло“ на актуализираната Наредба № РД02-20-2 от 28 август 2018 г. за проектиране на пътища в Р България – част 2, Сборник с доклади на XVIII Международна научна конференция ВСУ'2018, София, 2018.
- [14] Сулай, И. Основни принципи на геотехническото проектиране в акту-ализираната част „Земно тяло“ на Наредба № РД-02-20-2 от 28 август 2018 г. за проекти-ране на пътища. Годишник на Университета по архитектура, строителство и геодезия, том 52, свитък 2, София, 2019.
- [15] Михова, Л. Деформационно поведение на естествена и заздравена земна основа на висок пътен насип, Сборник доклади XV международна конференция ВСУ'2015, Том II, стр. 287-292, София, 2015.
- [16] Михова, Л. Оценка на слягането на пътни насипи на автомагистрала „Тракия“ в експлоатационен период. Годишник на УАСГ, Св. IV – Геотехника, Том XLVII, 2015, София.
- [17] Михова, Л., Н. Керенчев. Сравнителен анализ на числени решения за сеизмичната устойчивост на стръмен откос на земното тяло на АМ „Струма“. Сп. „Транспортно строителство & инфраструктура“, бр. 11, стр. 37-41, 2015.
- [18] Иванова Ев., Р. Вишанов. Приложения на геосинтетични материали при инфраструктурни проекти, Международна юбилейна научна конференция 75 години УАСГ, Годишник УАСГ, том 51, брой 7, стр. 147-166, София, 2017.
- [19] Kerenchev, N., L. Mihova. Geotechnical consideration of the cut-and-off slope problems related to the Struma motorway construction. XVI Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Skopje, Vol. 1, pp. 323-328, 2018.
- [20] Илов, Г., и др. Ръководство по геотехника съгласно изискванията на Еврокод 7. 2012.

- [21] Dallas, N. L. Evaluation of structural properties of lime stabilized soil and aggregates, 2000.
- [22] Moazami, D. et al. Effect of stabilization on stiffness modulus of soil layers: A review. Int. Jour. Physical Sciences, Vol. 8, 2013.
- [23] Thompson, M. R. Shear strength and elastic properties of lime-soil mixtures. Uni. of Illinois.
- [24] Ghobadi, M. H. et al. Stabilization of clay soil using lime and effect of pH variations on shear strength parameters. Bull. Eng. Geol. Environment, 2013.

НЯКОИ ПРИНЦИПИ ПРИ СТРОИТЕЛНО-КОНСТРУКТИВНОТО ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА

Станислав Цветков¹, Георги Янчев²

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

SOME PRINCIPLES IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE WATER TANKS

Stanislav Tsvetkov¹, Georgi Yanchev²

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

Abstract: *The technical-economic and architectural-structural specifics for a similar type of structures, are representing requirements that determine the format and their functionality. Along with the implementation, the obligatory aspect is the automated construction design. The report aims at - the effective solutions of bars of reinforcement, by terms of adequate use of a particular software product, as well as the prerequisites in the preparation of a computational model.*

Key words: *R.C. water tank, FEM software, internal forces, reinforcing bars*

1. Въведение

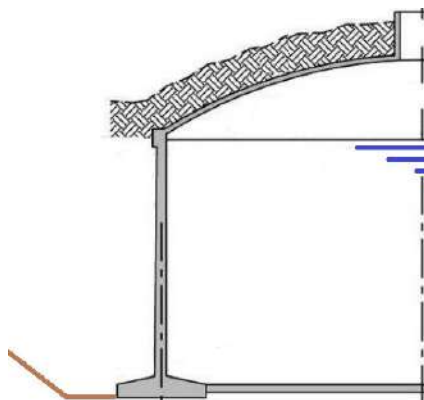
Строителството на стоманобетонните резервоари за съхранение на вода, в последно време започва да се „събужда“, предвид проблемите с кризисните положения за питейна и промишлена води. Това води до факта, че проектантите-конструктори трябва да бъдат запознати с особеностите на анализите на тези съоръжения и възможностите за конструирането им.

2. Цел на изследването

Докладът разглежда основните елементи на вкопаните стоманобетонните цилиндрични резервоари за вода (фиг. 1), с идея за компютърни анализи, като са дадени коментари за въвеждане в специализиран софтуер и възможни грешки при анализите, изобщо.

¹ Станислав Цветков, доц., д-р, инж., Висше строително училище „Л. Каравелов“, Строителен факултет, катедра „Строителни конструкции“, 1373 гр. София, ул. „Суходолска“ № 175; e-mail: st.cvetkov@vsu.bg; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor, PhD, Eng., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, Faculty of Construction, Department of Building Structures, 175 “Suhodolska” Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: st.cvetkov@vsu.bg

² Георги Янчев, студент, Висше строително училище „Л. Каравелов“, e-mail: g.n.yanchev@abv.bg; Georgi Yanchev, student, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, e-mail: g.n.yanchev@abv.bg



Фигура 1. Осно (1/2) сечение на вкопан резервоар за вода

3. Обзор на съществуващото „положение“, третиращо конструктивните решения [1], [2] и [3]

ДЪНАТА не се моделират, когато същите са тънки (в порядъка на дебелина за подова етажна плоча – до 20 cm). Условието е продиктувано от обстоятелството, че не се отчитат срязващите деформации, като се приема разпределение по предпоставките на Класическата теория на *Kirchoff-Love* [4].

ПРЪСТЕНОВИДНИТЕ ФУНДАМЕНТИ са физически удебеления на дъната при цилиндричните стени и тяхното моделиране (и последващ анализ като фундаменти под черупките), е в полза на сигурността. За статични и сеизмични анализи, при предпоставката за „запъване“ при долен ръб стена (горен ръб фундамент), самите фундаменти не се моделират като конструктивни елементи. За статични и сеизмични анализи, при предпоставката за „еластична основа“ при долен ръб стена (горен ръб фундамент), самите фундаменти като конструктивни елементи, лежат на еластична основа (най-често по Теорията на Winkler) – възлово или по елементи (повърхнинно). Фундаментите, които са с пирамидална горна повърхност, във вертикално осно сечение, може и да се моделират с плочести (Shell) крайни елементи с правоъгълно – за максимална височина или осреднена.

ЦИЛИНДРИЧНИТЕ СТЕНИ са елемент в резервоарите, чрез който се постига икономия на материал за самите стени и недопускането на преразход или загуби на съхраняван продукт при самото съоръжение. Формата на стените, определя наименованието на резервоарите (цилиндрични, с пръстеновидно напречно сечение). В случаи на големи (понякога и на огромни) обеми, в стените може да се моделират и в следствие – конструират скрити или видими колони, осигуряващи стабилитет и коравина при сеизмични въздействия. Когато стените са високи и има наличие на значителен земен натиск, е рентабилно конструиране с променлива дебелина на стените, аналогично на подпорните стени – с гладка равна повърхност от страната на водата и линейно изменяща се геометрия от страна на почвата. Също, както фундаментите и стените се моделират с плочести (Shell) крайни елементи.

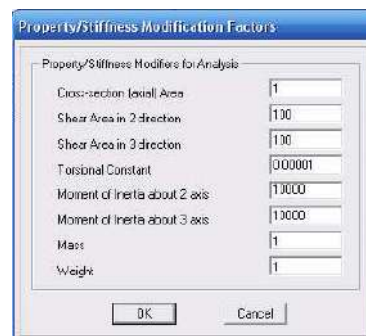
ОПОРНИТЕ ПРЪСТЕНИ, осъществяващи най-отговорна задача – връзка „покрив-стена“, представляват „скрити“ (в рамките на самата стена) или „видими“ (по-широки от стената, може и със скосявания) пръстеновидни греди, моделирани като гредови (Frame) крайни елементи, с определения ексцентрицитет по двете оси (от връзката между покрив и стена), за постигане на реалистично решение, например с Cardinal Point (в SAP2000).

ПОКРИВНАТА КОНСТРУКЦИЯ – ПЛОЧИ (гладки или оребрени с греди) или КУПОЛИ (сферични или конични черупки с Гаусова кривина), намират своето приложение в зависимост от конкретния случай и преценка на проектанта – за

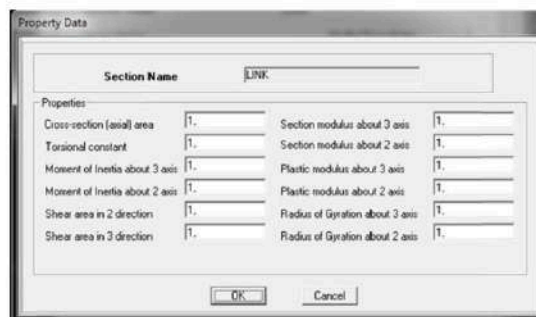
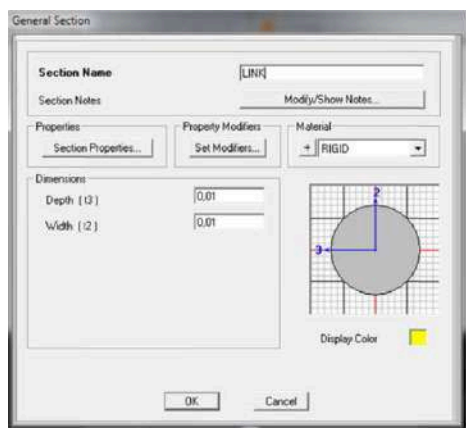
намаляване на усилията и деформациите. Моделирането се осъществява с плочести (Shell) крайни елементи. В случай на купол – същият се удебелява към периферията, при опорния пръстен, с цел сечението да работи с по-голяма полезна височина. Приблизително на дължина, равна на стойността на еластичната характеристика на черупката s , може да станат преходи на дебелините – от дебела към тънка, отново целящо икономия на материал и постигане на двумерен натиск в „сърцевината“ на купола.

ОТДУШНИЦИ И ДРУГИ РЕВИЗИОННИ ОТВОРИ се моделират по преценка, като се отчита факта за безмоментно напрегнато състояние (при било на куполите) и появата на концентратори на напрежения, вкл. и краеве ефекти (отвори за тръби и инсталации, ревизия и др.).

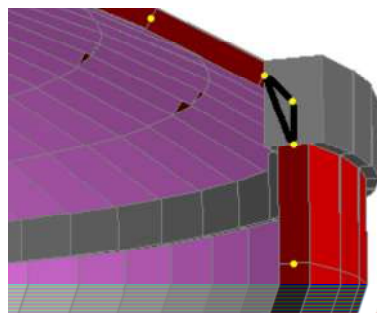
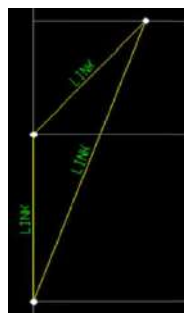
БЕЗКРАЙНО КОРАВИ ЕЛЕМЕНТИ – това са зони, съставени от елементи, чиято коравина е значително увеличена, предвид реалната връзка между отделните конструкции – покрив, опорен пръстен и стена. Тези гранични елементи имат за цел при моделирането да реализират контактното физическо закоравяване. Най-често моделирането е с гредови (Frame) елементи: с коригирани коравинни характеристики (фиг. 2 а) или свързващи корави елементи (фиг. 2 б) и в) [6], но може да стане и чрез Body Constraints (SAP2000). Някои програмни продукти (като Robot Structural) разполагат директно с Link елементи с характер на Rigid.



а) корекция на характеристики на Frame - елемент



б) дефиниране на свързващ елемент за „купол-пръстен-стена“



в) въвеждане на елемента от б) в среда на програмния продукт

Фигура 2. Моделиране на корав елемент със SAP2000 [2]

Разбира се, не трябва в никакъв случай да се отхвърля възможността за проверки на ръка на конструкцията. Решаването на т.нар. „сложен възел“, в който се събират повече от две черупки (например: купол, опорен пръстен и цилиндрична стена), успешно и много години наред, е изчисляван по Деформационния метод от Строителната статика [5], чрез решаването на системи линейни уравнения, до достигане непрекъснатостта на деформациите и отчитане взаимодействието между черупките. Приблизителната моментова теория на *П. Л. Пастернак* за ососиметрични черупки, е в състояние да отрази също и спецификата на сеизмичното въздействие, разбира се с условности [7].

ВЪЗДЕЙСТВИЯТА представляват проблем, които се решава внимателно, предвид възможностите на програмния продукт, с който се работи. В масовия случай – линейните (неравномерно) разпределени площни въздействия, се въвеждат като Повърхнинни или Surface Pressure, както и като равнодействащи сили на тези товари (по обективна преценка). Маси, могат да бъдат концентрирани във възли или свързвани с пружини (Link – елементи), в случаите на сеизмичен анализ с Impulsive и Convective Hydrodynamic Masses. Специализираните софтуери, които не разполагат със специални видове крайни елементи, а работят само с натоварвания – по различни закони (сили и линейни/площни въздействия), изискват трансформация на товарите до такива, с каквито работят. Обратно, софтуери, разполагащи с набор от характеристики и настройки, успешно могат да се използват за налагането на определени зависимости. Най-съвременните и разбира се най-мощни програмни системи, работещи с Fluid – ни крайни елементи (като ANSYS, ABAQUS и др.), водят както до точност в решението, така и до известна икономия на материали, чрез получени по-малки стойности на усилията.

Разбира се, в никакъв случай не трябва да се пренебрегва и Modal Analysis с активирането на определени компоненти – маси и/или товари, за модалните маси. Например, за отчитане гъвкавостта на черупката (Flexibility), е важно да се „задействат“ само собственото тегло на конструкцията.

При КОМБИНИРАНЕ НА ВЪЗДЕЙСТВИЯТА, се търсят възможните и логичните състояния на работа на конструкцията – от изграждането ѝ, до реалните експлоатационни. Необходимо е да се подчертае, че нивонапълванията с вода, както и етапите на засипване с почва (при подземните съоръжения), са решаващи и важни при някои проверки на напреженията. За всяко товарно състояние внимателно се преценява основното въздействие, както и съпътстващите (в определен синхрон и степенуване по важност), за да бъдат правилно определени частните коефициенти за сигурност по въздействие и коефициентите за съчетания. Някои програмни продукти (като Tower) разполагат с модул за отчитане на етапност при строителството, с отчитането (включването) на отделни материали, конструктивни елементи, товарни състояния и комбинации.

ТЪЛКУВАНЕ НА РЕЗУЛТАТИТЕ И НАЧИНИ НА АНАЛИЗ НА АРМИРОВКИТЕ (КОНСТРУИРАНЕ) – наред с всички останали, но и с особена важност, е момента на инженерното тълкуване на резултатите, при което се проверяват деформациите (хоризонтални премествания и вертикални провисвания), както и стойностите на разрезните усилия, с които се анализират армировките и се правят необходимите проверки на пукнатиноустойчивост на хидротехническото съоръжение.

По мнение на автора *Цветков*, анализът на армировките на отделните черупки, съставлящи цялата конструкция, на огъване (а не за напрегнатото състояние, в което се намират), води до известно „преоразмеряване“ на отделните елементи и внася неясноти при начина на самото конструиране (за куполи и цилиндрични стени, но особено изразено при опорния пръстен). В този ред на мисли и формула 1 не е коректна, а е препоръчително използването на формулите от [2].

$$(1) \quad A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot \left(0,5 + \frac{e_0}{d - d_2} \right)}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot \left(0,5 - \frac{e_0}{d - d_2} \right)}{f_{yd}}$$

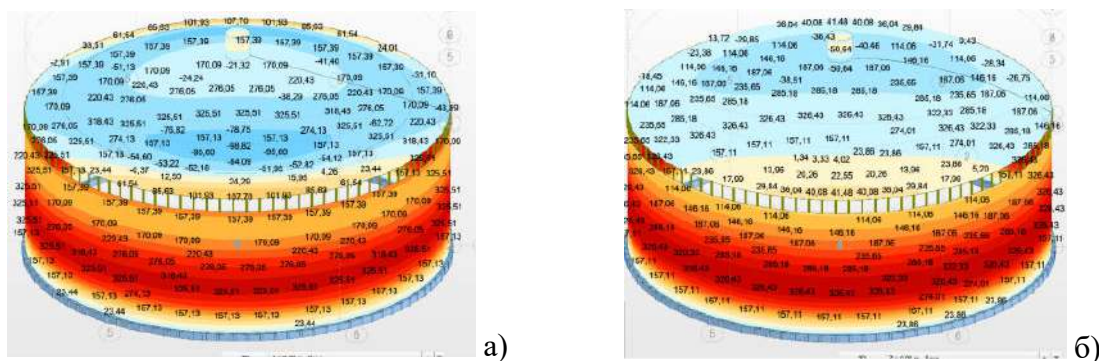
За анализа на напречни сили трябва да се помисли, когато е налице несиметрично натоварване, вкл. и земетръс, тъй като пръстените са подложени на усукване.

4. Фрагменти от числени експерименти

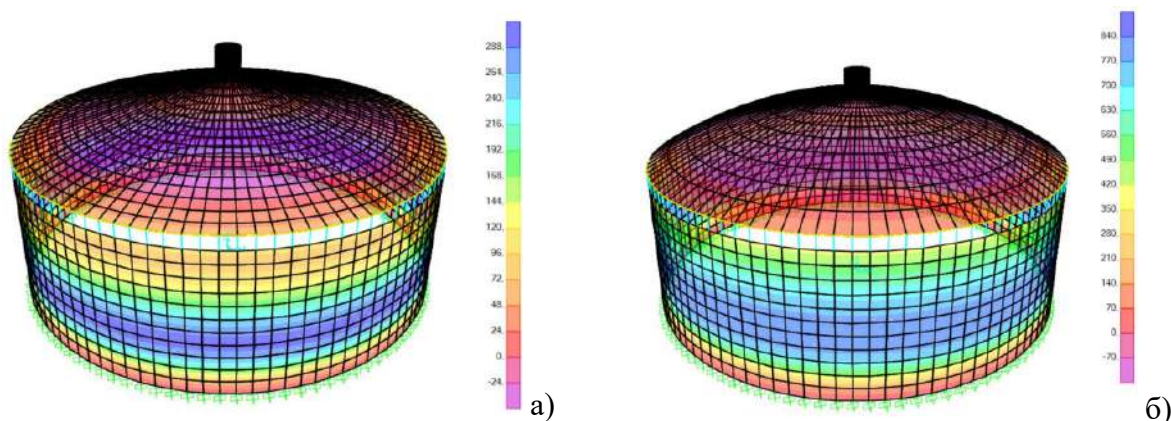
4.1. Сравнение на резултати от статични модели, при които са използвани различни програмни продукти (с различни покривни конструкции)

По-надолу, могат да се видят получените пръстенни („пръстеновидни“) усилия на цилиндричен вкопан резервоар за вода, решени със статични изчислителни модели (изследвани с три програмни продукта – фиг. 3, фиг. 4 и фиг. 5).

а) Група А - Проект за населено място – гр. Видин. Обем вода – 1400 m³. Височина на цилиндричната стена, заедно с опорния пръстен Н = 6 m. Класът бетон за конструкцията е С 30/37, съгл. БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017. Максималната дебелина на купола е 15 cm, дебелината на цилиндричната стена – 18 cm, а размерите на опорния пръстен са 40/60 cm. При стрелка f=2,4 m, радиусът на резервоара R=8,625 m. Обемното тегло на насипаната почва е 20 kN/m³ (при дебелина на почвения пласт над купола – 80 cm), а на водата – 10 kN/m³. Почвата е с ъгъл на вътрешно триене φ=25°. Отчетени са въздействията от хидроизолации и замазки.



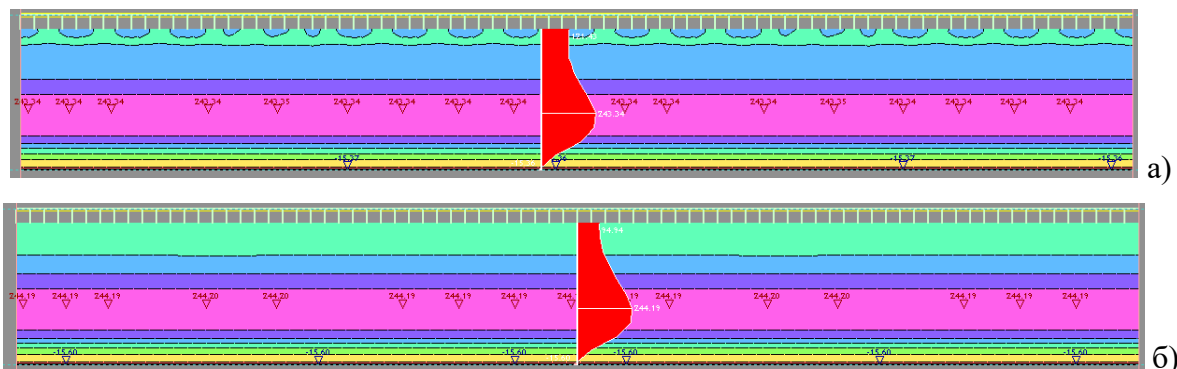
Фигура 3. Анализ с Autodesk Robot Structural – за товарна комбинация: пълнен и незасипан резервоар, пръстенни усилия за резервоар: а) с коничен купол; б) със сферичен купол



Фигура 4. Анализ със SAP2000 – за товарна комбинация: пълнен и незасипан резервоар, пръстенни усилия за резервоар: а) с коничен купол; б) със сферичен купол

б) Група Б - Проект за населено място – гр. Стара Загора. Обем вода – 750 m³.

Височина на цилиндричната стена, заедно с опорния пръстен $H = 5,7$ m. Класът бетон за конструкцията е С 25/30, съгл. БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017. Дебелината на купола е $14 \div 8$ cm, дебелината на цилиндричната стена – 18 cm, а размерите на опорния пръстен са 25/40 cm. При стрелка $f=2,22$ m, радиусът на резервоара $R=6,66$ m. Обемното тегло на насипаната почва е 20 kN/m³ (при дебелина на почвения пласт над купола – 80 cm), а на водата – 10 kN/m³. Почвата е с ъгъл на вътрешно триене $\varphi=25^\circ$. Отчетени са въздействията от хидроизолации и замазки.

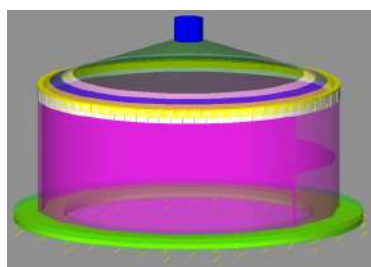


Фигура 5. Анализ с Tower 6 – за товарна комбинация: пълен и незасипан резервоар, пръстенни усилия за резервоар: а) с коничен купол; б) със сферичен купол

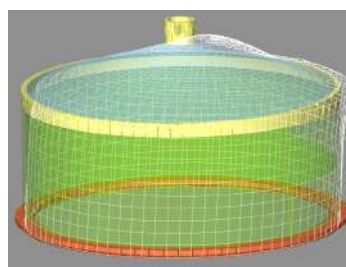
Както се вижда от диаграмите на изолиниите – налична е подобност в резултатите при фиг. 3 и фиг. 5, но при фиг. 4 се наблюдава голямо различие за опънните усилия в стената.

4.2. Сравнение на резултати от статични и сеизмични модели, при които е използван един и същ програмен продукт (с еднакви покривни конструкции)

По-долу са показани основни части от анализите (от фиг. 6 до фиг. 13 и табл. 1), като е отчетен и динамичния земен натиск. Хидродинамичните налягания от импулсивна и конвективни компоненти на водата по време на сеизмично въздействие, са получени съгласно формулите от: [7], [8] и [9], и въведени в програмата като външно натоварване, чрез опцията „Повърхнинно натоварване“. Решенията са за съоръжението, описано с геометрия и въздействия, съгл. т. 4.1. б), при допълнително приети: почва тип D (съгласно БДС EN 1998-1), с Винклерови константи за статични и сеизмични въздействия:

$$\begin{cases} k_w^{\text{static loads}} = 20000 \text{ kPa / m}^3 \\ k_w^{\text{seismic loads}} = 60000 \text{ kPa / m}^3 \end{cases}; \text{ коефициенти на: значимост на съоръжението } \gamma_I=1 \text{ и на поведение } q=1 \text{ (за импулсивна и конвективна компоненти).}$$


а) изглед – рендиране със „Съвкупности“



б) модален анализ (с деформирана схема на конструкцията, дискретизация)

Фигура 6. Пространствен изчислителен модел от Tower 6

№	T [s]
1	0.000391
2	0.000391
3	0.000380
4	0.000380
5	0.000360
6	0.000360
7	0.000276

а)

№	T [s]
1	0.025582
2	0.025580
3	0.024965
4	0.023949
5	0.023938
6	0.018697
7	0.018682

б)

Фигура 7. Резултати от модални анализи за първи форми на трептене на черупката: а) за модел без моделиран фундамент; б) за модел с моделиран фундамент

При форма № 12 е достигната 100% - активирана модална маса за конструкцията.

Вижда се, че въвеждането на фундамент е предпоставка за увеличаване на собствените периоди на трептене. Но самите модели, с отчетени сеизмични въздействия като натоварвания, имат сравнително малки импулсивни периоди.

ИЗСЛЕДВАНИ МОДЕЛИ:

МОДЕЛ 1 – Изчислителен модел на резервоара – запънат, статична комбинация;

МОДЕЛ 2 – Изчислителен модел на резервоара – с моделиран пръстеновиден фундамент върху еластична основа, статична комбинация;

МОДЕЛ 3 – Изчислителен модел на резервоара – запънат, сеизмична комбинация;

МОДЕЛ 4 – Изчислителен модел на резервоара – с моделиран пръстеновиден фундамент върху еластична основа, сеизмична комбинация.

Таблица 1. Стойности на разрезните усилия

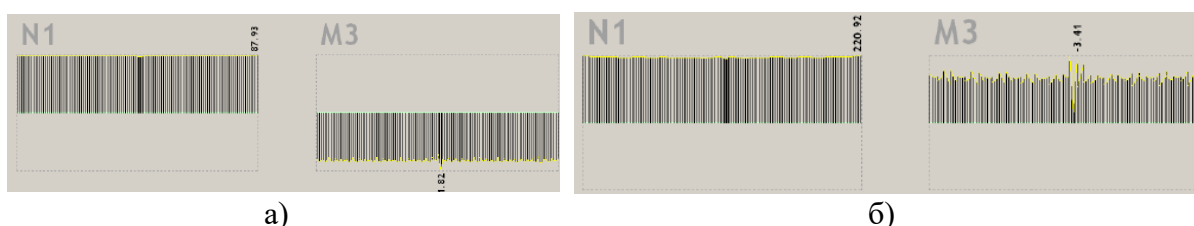
елемент	усилие	МОДЕЛ 1	МОДЕЛ 2	МОДЕЛ 3	МОДЕЛ 4
купол	Mx, [kN.m/m']	-4,55/1,06	-4,55/0,91	-3,36/0,79	-3,36/0,78
	My, [kN.m/m']	-39,66/3,78	-39,73/3,78	-29,53/2,81	-29,52/2,81
	Nx, [kN/m']	452,71	452,73	340,37	340,33
	Ny, [kN/m']	-239,09	-239,09	-176,31	-176,33
цилиндрична стена	Mx, [kN.m/m']	1,6	2,83	2,98	1,7
	My, [kN.m/m']	16,35/-3,91	27,86/-3,71	29,67/-6,56	20,23/-6,99
	Nx, [kN/m']	243,35	232,95	496,92	505,54
	Ny, [kN.m]	-87,05	-124,92	-87,55	-94,44
опорен пръстен	M3, [kN.m]	-4,77	-4,74	3,40	3,41
	N1, [kN]	301,96	301,76	220,92	220,76

Забележки:

1. За КУПОЛА – товарното състояние е празен и засипан резервоар;
2. За ЦИЛИНДРИЧНАТА СТЕНА – товарното състояние е пълен и незасипан резервоар;
3. За ОПОРНИЯ ПРЪСТЕН – товарното състояние е празен и засипан резервоар, като представените (оцветените) стойности показват по-малък ексцентрицитет от усилията при товарно състояние – пълен и засипан резервоар от посочените (фиг. 8 и фиг. 9).



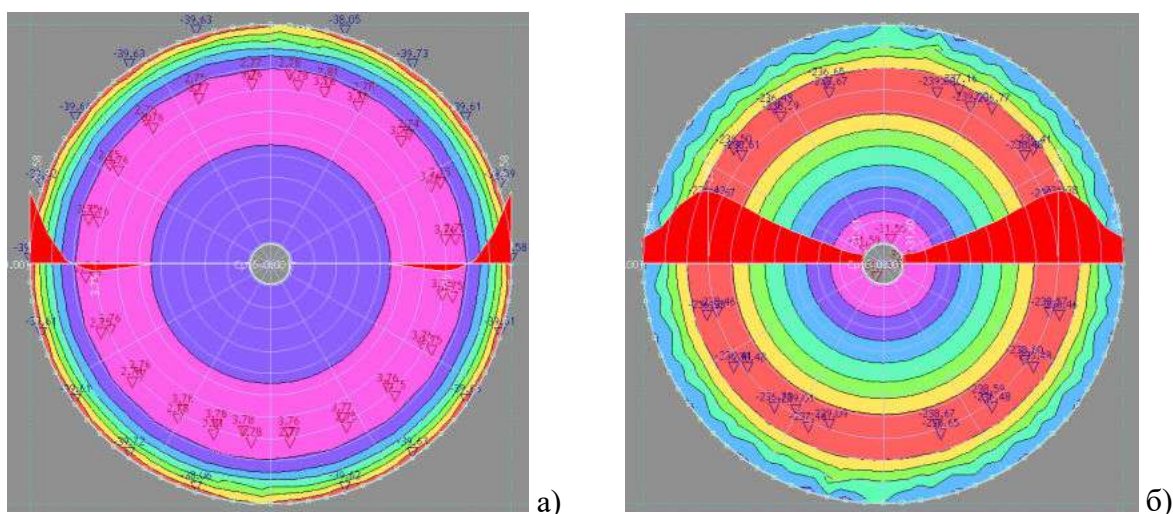
Фигура 8. Диаграма на максималните стойности на разрезните усилия N и M от Модел 4, на опорния пръстен, при: а) пълен и незасипан резервоар;
б) празен и засипан резервоар



Фигура 9. Диаграма на максималните стойности на разрезните усилия N и M от Модел 3, на опорния пръстен, при: а) пълен и незасипан резервоар;
б) празен и засипан резервоар

От таблица 1, се вижда, че:

1. За меридианната и пръстеновидни армировка на купола, няма съществена разлика (подобни резултати). Същото нещо се отнася за опорния пръстен;
2. За цилиндричната стена - статичните модели, показват до около два пъти по-малки стойности при пръстенните усилия в сравнение със сеизмичните модели. Обаче максималната стойност на меридианното усилие (за стената), се получава при статичния модел с моделиран фундамент. Подобни изводи за двукратно увеличаване не могат да бъдат дадени за огъващите моменти в меридианно направление;
3. Важно е да се отбележи, че максималните мембранни усилия за цилиндричната стена, се получават при моделиран пръстеновиден фундамент (за статичен и сеизмичен модели).



Фигура 10. Диаграми на максималните стойности на разрезните усилия на купола, за товарна комбинация: празен и засипан резервоар, Модел 2:
а). меридианни моменти M_u ; б). меридианни усилия N_u

основни познания по инженерните науки и идея за рационално и логично мислене, в т.ч. и прилагане на числени експерименти с параметрични решения и оптимизация, до достигане на крайните изисквания за ефективност и носеща способност на конструкцията.

С показаните: обзор и две групи решения с резултати и заключения, се цели най-вече уточняване на резултати, необходими за коректното армиране на съоръженията, при различни базисни анализи.

Изчислителни модели и съставените комбинации на въздействията (товарни състояния), са изготвени с широко прилагани софтуери от практиката. По такъв начин, показаните резултати могат да се използват за верификация при отделни решения. Интересно като заключение, може да се изтъкне необходимостта от настройките за сеизмичните анализи и моделирането на пръстеновидните фундаменти (резултатите за които се извеждат директно от софтуера, без допълнителни изчисления на ръка, например).

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Георгиев Г., Ст. Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Първа: Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, изд. ВСУ, С., 2014 (ISBN: 978-954-331-057-9)
- [2] Георгиев Г., Ст. Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Втора: Подготовка на курсов проект (Проектиране на резервоари), изд. ВСУ, С., 2014 (ISBN: 978-954-331-058-6)
- [3] Георгиев Г., Ст. Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Втора: Сеизмичен анализ на съоръженията, изд. ВСУ, С., 2016 (ISBN: 978-954-331-069-2)
- [4] Стойнова Ил., Динамично реагиране на стоманобетонни конструктивни елементи и възли, С., 2020 (ISBN: 978-954-331-116-3)
- [5] Хандрулева А., Вл. Матуски, К. Казаков, Б. Банков, Ръководство за решаване на задачи по теория на еластичността, устойчивост и динамика на строителните конструкции, изд. ВСУ, С., 2011 (ISBN: 978-954-331-033-3)
- [6] Хандрулева А., Вл. Матуски, К. Казаков, Моделиране на строителни конструкции с програмен продукт SAP2000, изд. ВСУ, С., 2012 (ISBN: 978-954-331-041-8)
- [7] Цветков Ст., „Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции“ – Автореферат на дисертация за получаване на ОНС „Доктор“, ВСУ, С., 2018 <https://vsulk.s3-eu-central-1.amazonaws.com/vsu-1556648066756-Avtoreferat-StanislavCvetkov.pdf> (09.2021)
- [8] Цветков Ст., Н. Неделчев, Проектиране (моделиране и конструиране) на стоманобетонна водна кула, научно списание „Механика, Транспорт, Комуникации“, том 18, бр. 1, 2020 г., статия № 1913, (ISSN: 1312-3823 print) (ISSN: 2367-6620 online), стр. XIV-11 - XIV-18
- [9] Tsvetkov St., R. C. tanks for water storage – seismic analysis, Proceedings of the 16th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 18-19, 2018 Bratislava, Slovakia, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovak Society of Mechanics SAS, p.85-p.94, (ISBN: 978-80-227-4845-2)

„УКРЕПВАЩИТЕ“ ВРЪЗКИ ПРИ СТОМАНОБЕТОННИТЕ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИТЕ

Станислав Цветков¹

Висше строително училище „Любен Каравелов“, София

STABILITY LINKS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS

Stanislav Tsvetkov¹

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “L. Karavelov”, Sofia

Abstract: *The stability links in buildings are the main structural element on which they depend: the stability, stiffness and deformability of the main anti seismic structures. The report, through parametric analyzes, examines the "classic" solutions with steel elements. The presented solutions have the task to show a picture of the values of internal forces and displacements in the links themselves, through which to give a further meaningful construction.*

Key words: *stability connections, reinforced concrete buildings, FEM software, internal forces, displacement*

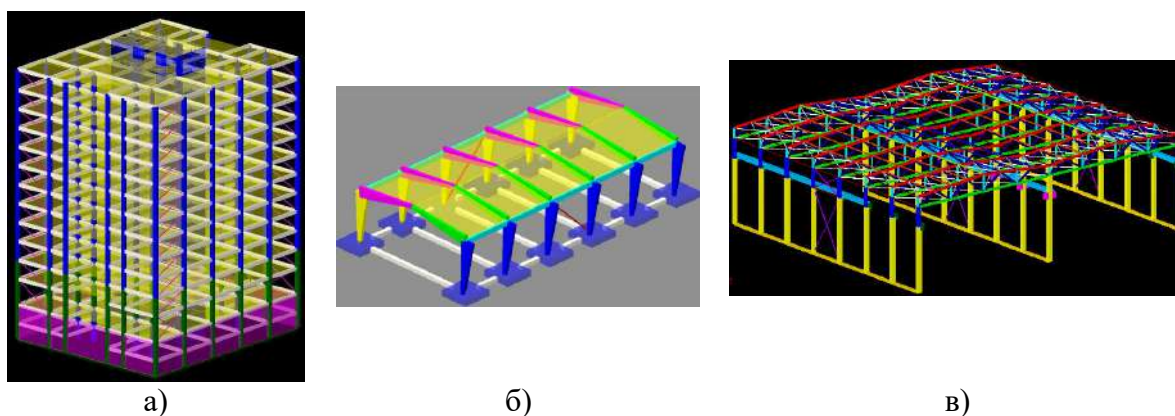
1. Въведение

Хоризонталните въздействия (от вятър и земетръс) в стоманобетонните конструкции, успешно се поемат с укрепващи връзки, развити в различни конфигурации и целящи осигуряване на сградите. Известно е, че при деформация, правоъгълно описаното поле, се стреми да се трансформира в успоредник, а диагоналят срещу тъпия ъгъл на новата фигура го възпрепятства. По този начин, този диагонал поема опънните усилия. Симетричното конструиране е характерно за реверсивните въздействия и затова диагоналите основно са два, именно, за да укрепват в двете възможни (често – взаимноперпендикулярни) посоки на усилията и на сградата. Така комплексът от конструктивни елементи, при които към четириъгълен контур се добавят диагонали, пресичащи се с елементите от контура и образуващи конструкция, поемаща хоризонтално въздействие чрез работа на елементите ѝ, главно на осови сили, се нарича вертикална връзка.

¹ Станислав Цветков, доц., д-р, инж., Висше строително училище „Л. Каравелов“, Строителен факултет, катедра „Строителни конструкции“, 1373 гр. София, ул. „Суходолска“ № 175; e-mail: st.cvetkov@vsu.bg; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor, PhD, Eng., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, Faculty of Construction, Department of Building Structures, 175 “Suhodolska” Str., 1373 Sofia, Bulgaria; e-mail: st.cvetkov@vsu.bg

Стабилизиращите връзки от вариант X – образни, с пресичащи се диагонали, поемат опънни и натискови усилия. При конструиране с единични диагонали – те поемат само опънни усилия. Така, прътите, работещи на натиск, се изкълчват, като работят в еластичен стадий (не пластифицират и не разсейват енергия при земетръс). Прътите, работещи на опън, имат възможност да дисипират сеизмична енергия, затова някои модели се изготвят на тази база за моделиране – само на опънните диагонали (с изключване от работа – натиснатите).

При стоманените и стоманобетонни (монолитни и сглобяеми) конструкции, често се използват стоманени елементи (фиг. 1) за групата на укрепващите връзки, точно заради характерната якост на стоманата на опън. Монтажните (сглобяемо-разглобяеми) сгради успешно се стабилизират с еднопространствени връзки (равнинни), които обединени в цели блокове, създават или биконструкции, или друг вид – фермообразни (пак пространствени) структури. При високите сгради с окачени стъклени фасади, проблемите с укрепването се решават с фасадни мега-ферми с профил от една или няколко етажни височини, но и допълнително се ангажират комуникационните (стълбищно-асансьорни) клетки и/или се развиват X – връзки (при възможно архитектурно решение).



Фигура 1. Решения на сгради (ръководител автора):

- а) Многоетажна сграда – монолитно изпълнение, със смесена конструктивна система (съчетание между стоманобетонни: рамки, стени и ядра, и вертикални стоманени X – връзки по периферията) - вертикални връзки – 2UPN100 + възлова плоча $t=10\text{ mm}$ [7];
- б) Едноетажна сграда – монолитно изпълнение, със скатен стоманобетонен покрив (с бордови, корнизни греди) и носещи елементи – напречни рамки с променливо напречно сечение по дължина на елементите за колоните и ригелите, единични диагонални вертикални връзки - вертикални връзки – 2UPN120 + съединителна плоча 140.10 [6];
- в) Едноетажна сграда с кран – сглобяемо изпълнение, стоманобетонен носещ скелет (колони, подкранови греди и ферми) с укрепващи стоманени елементи (столици, хоризонтални и вертикални X - връзки) - вертикални връзки – 2UPN140 + възлова плоча $t=10\text{ mm}$ [6]

На фиг. 2 е показан частен случай с укрепване на конзолна част, с конструирането на скрити X – връзки, образуващи фермова конструкция, подобна с аналогията при стоманените ферми като носеща част за конзоли. Проблем при стоманобетона са опънните усилия, за които се получават значителни армировки и необходимост от специфични проверки на пукнатиноустойчивост и съответното детайлиране.



Фигура 2. Диагонално укрепване (като носеща конструкция)

Освен за ново строителство, укрепващи връзки се използват и при ремонтните дейности по възстановяване и усилване на строителните конструкции, като връзките могат да са скрити в стени и/или обшивки, или оставащи видими. Същите могат да се съчетават и с виброгасителни елементи. В [3] и [4], може да се прочете повече за опънните елементи и приложението им. Интересно проучване представлява [8], където са варирани различни системи, там може да се прегледат стойности на определени величини.

2. Цел на изследването

Идеята за параметричните анализи на носещата конструкция на монолитна стоманобетонна производствено-складова сграда, двуетажна рамкова конструкция, е реализирана на база проблеми от архитектурно-технологично естество (пробиване на отвори за комуникации и инсталации, на които укрепващите връзки да не пречат).

3. Данни за решенията

Сградата е осигурена срещу хоризонтални въздействия в напречна посока от стоманобетонни рамки, а в надлъжна – от стоманени връзки. На второто етажно ниво са развити второстепенни греди в надлъжна посока, стъпващи на ригелите на носещите напречни рамки. Покривната конструкция е решена със стоманени ферми, върху които стъпват стоманени столици, като цялостно: горните и долни пояси на покривните ригели са пространствено укрепени. Конструкцията на сградата е решена с общо шест напречни рамки (еднакви като конструкция), като между трета и четвърта рамки са развити вертикалните връзки.

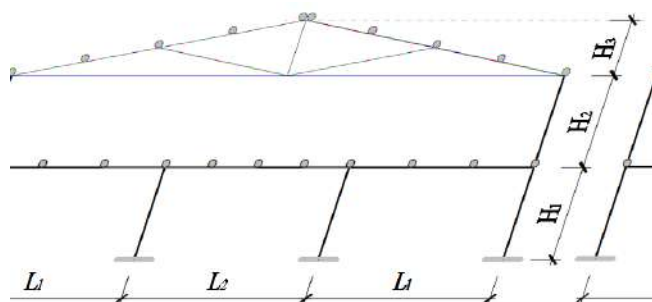
а) Материали

Носещата стоманобетонна конструкция се проектира за клас бетон по якост на натиск С 30/37, съгл. БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017 (и стомана клас В500С, съгл. БДС 9252:2007).

б) Геометрия (фиг. 3 и табл. 1)

Междуосово разстояние на рамките (между колоните) в надлъжна посока е: $B=5,8$ m. Напречни сечения: крайни колони – 75/40 cm; вътрешни колони – 65/40 cm; ригел: 40/70 cm; второстепенни греди – 20/65 cm; дебелина на плочата на второ ниво $h_f=10$ cm.

В двете крайни междуосия са конструирани по 2 надлъжни второстепенни греди на второто ниво, а във вътрешното междуосие – 3 (както и по една греда „през“ колоните). Билните срещулежащи столици отстоят на 10 cm от централната ос на рамката, като за двата ската столиците са „отворени“ към билото.



$L_1=6 \text{ m}; L_2=8 \text{ m}.$
 $H_1=4,5 \text{ m}; H_2=4,2 \text{ m}; H_3=4,2 \text{ m}.$

Фигура 3. Геометрия на рамката

Таблица 1. Напречни сечения на стоманените елементи

покривна ферма	долен пояс	[] 220	mm		Материал: констр. стомана S235JR
	горен пояс	[] 220	mm		
	диагонали	□ 100.100.5	mm	СОП	
	вертикал	2L100.10 ◇	mm		
покривни столици		[200	mm		
укрепващи връзки по горен пояс на фермите		L75.6	mm		
надлъжни укрепващи връзки по долен пояс на фермите		□ 100.100.5	mm	СОП	
напречни укрепващи връзки по долен пояс на фермите		L75.6	mm		
вертикални връзки между колоните на рамки №№ 3 и 4		□ 200.200.8			

в) Въздействия

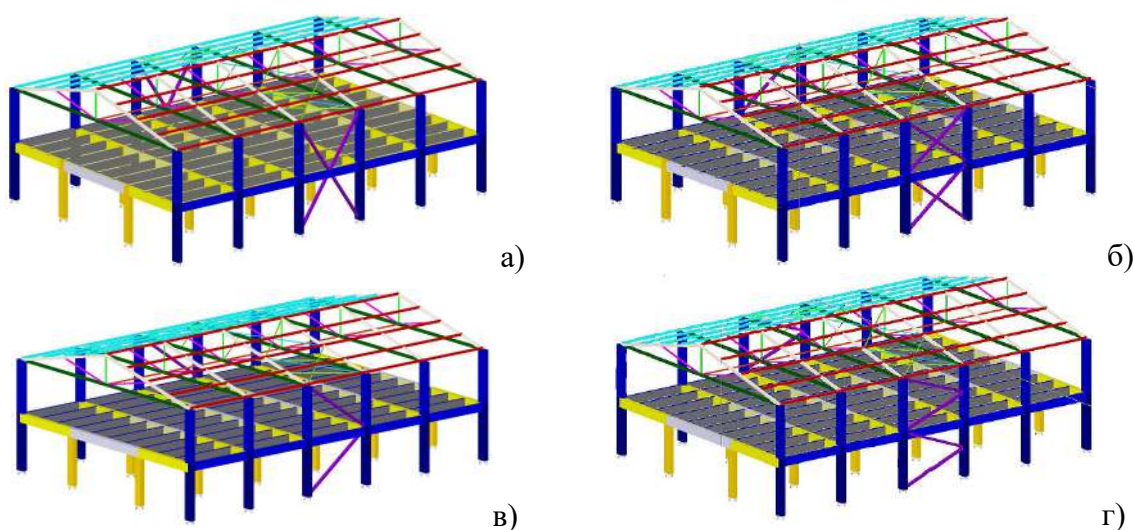
Сграда се проектира в областта на гр. Стара Загора, спрямо което са отчетени и съобразени въздействието от сняг ($S_t=0,94 \text{ kN/m}^2$); референтното ускорение ($a_{gR}=0,23 \text{ g}$) и земна основа – почва тип С ($q_{R0}=270 \text{ kN/m}^2$) за сеизмичен анализ. Интензитетите на постоянните характеристични въздействия, са както следва: ограждащите и околостъпни зидове - 20 kN/m^2 , настилките – $1,95 \text{ kN/m}^2$, покривното покритие - $0,4 \text{ kN/m}^2$. Промениливото експлоатационно въздействие върху подовата плоча на второ ниво е $q_k=4 \text{ kN/m}^2$.

г) Анализ

Съставени са изчислителни модели (фиг. 4), в среда на програмен продукт Tower 7, базиран на работа по Метода на крайните елементи, като за всеки тип конструкция: т. нар. „статичен“ модел (за комбинации ULS и SLS) без корекции на коравините на носещите елементи – за проверка, съгласно БДС EN 1992-1; и „статико-динамичен“/сеизмичен модел (с модален и спектрален линеен анализи) за сеизмична комбинация, за ниво на дуктилност DCM, с корекция на коравините за капацитивен анализ, съгласно БДС EN 1998-1. Коефициент на значимост на сградата $\gamma_I=1$. Крайните колони само на първо ниво са с намалени 30% инерционни моменти I_2 и I_3 . За вътрешните колони, инерционните моменти I_2 и I_3 са намалени с 50%. За двата крайни отвори на ригела, инерционните моменти I_3 са намалени с 50%. Второстепенните греди имат стави

само в двата си края. Моделирани са безкрайно корави зони във възлите на рамките – при връзката „колона-ригел“. В напречна посока, коефициентът на поведение е приет за многоотворна, многоетажна и нерегулярна по височина рамкова конструкция $q=2,88$.

В надлъжна посока, коефициентът на поведение е приет за центрично включени диагонали, „връзкова“ конструкция, $q=4$. Връзките и прътите от фермата са ставно свързани. Двата модела (статичен и сеизмичен) са изготвени при предпоставката за ставни връзки „стоманобетонни елементи – стоманени елементи“ и пълно запъване на горен ръб фундаменти при колоните. Направени са необходимите проверки за SLS и сеизмична ситуация. Изчислен и конструиран е ригела, колоните и единичните фундаменти под тях на рамка № 2 (като вътрешна) от моделите, и е направена проверка за носеща способност за осови сили на вертикалната връзка.



Фигура 4. Изчислителни модели:

а). Модел 1 – конструиране на X – връзки (диагоналите имат начало и край – долните и горни краища на колоните); б). Модел 2 – конструиране на X – връзки (диагоналите имат начало и край – съответно първи и втори етаж на сградата); в). Модел 3 – конструиране на единични диагонални връзки (диагоналите имат начало и край – долен край колони – второ етажно ниво – горен край колони); г). Модел 4 – конструиране на единични диагонални връзки (диагоналите имат начало и край – съответно първи и втори етаж на сградата).

Вертикални връзки с форми на „зиг-заг“ решетка и “N” решетка – не се допускат за проектиране в сеизмични райони, освен ако не се конструират BRB-елементи (Buckling Restrained Braces – вид диагонали, при които е възпрепятствано изкълчването и по този начин е удовлетворено подобро хистерезисно поведение). Също така, „K“- образна решетка на диагоналите – не се допуска в сеизмични райони, съгласно Еврокод 8. Така показани, Модел 3 и Модел 4, са само контролни, като при тях коефициентът на поведение за вертикалните връзки стои под въпрос, тъй като са необходими по-точни анализи. Въпреки това, заради целта на задачата, при моделите е приет $q=4$, за да има поле за сравнение.

3. Експериментални числени резултати

За целите на изследването, са наблюдавани стойностите на: периодите на трептене (табл. 2), хоризонталните премествания на връзките и усилията (нормалните сили и огъващи моменти) за връзките и колоните на напречните рамки – от фиг. 5 до фиг. 8.

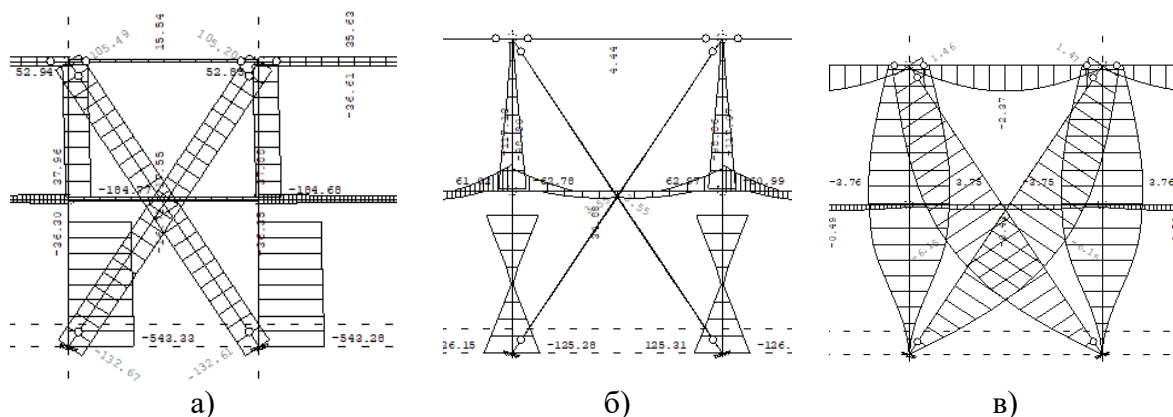
Таблица 2. Периоди на собствени трептения

Модел	$T_i, [s]$	Модел	$T_i, [s]$	Модел	$T_i, [s]$	Модел	$T_i, [s]$
1	$T_1=0,4526$	2	$T_1=0,4519$	3	$T_1=0,4539$	4	$T_1=0,4544$
	$T_2=0,3341$		$T_2=0,2935$		$T_2=0,3163$		$T_2=0,3217$
	$T_3=0,2524$		$T_3=0,2524$		$T_3=0,2521$		$T_3=0,2509$

Забележка: При всички изчислителни модели е достигната над 95% (активирана) ефективна модална маса, за двете взаимно перпендикулярни посоки X и Y, при отчетени 24 броя форми на трептене. От табл. 2 се вижда, че най-голям първи собствен период на трептене има конструкцията от Модел 4, а най-малък – Модел 2.

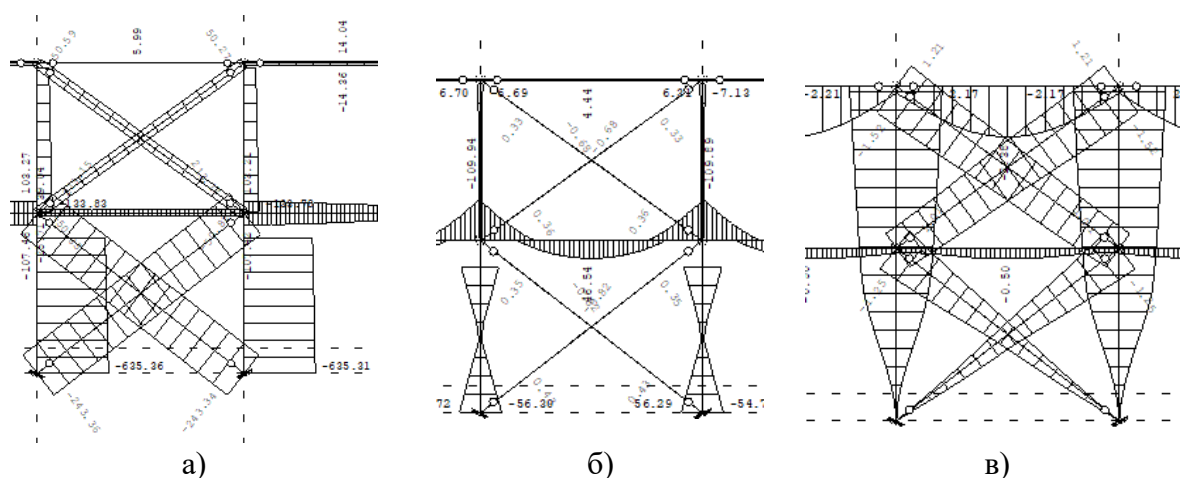
За всички разработени модели (показани по-долу), са спазени изискванията, описани в [1], като коефициентите на съчетание за постоянни въздействия са приети равни на 1, за променливите експлоатационни – 0,8 и за снега – 0,3. Извършено е SRSS комбиниране по направления – за двете посоки x и y на сградата (напречно и надлъжно).

3.1. Решение на Модел 1



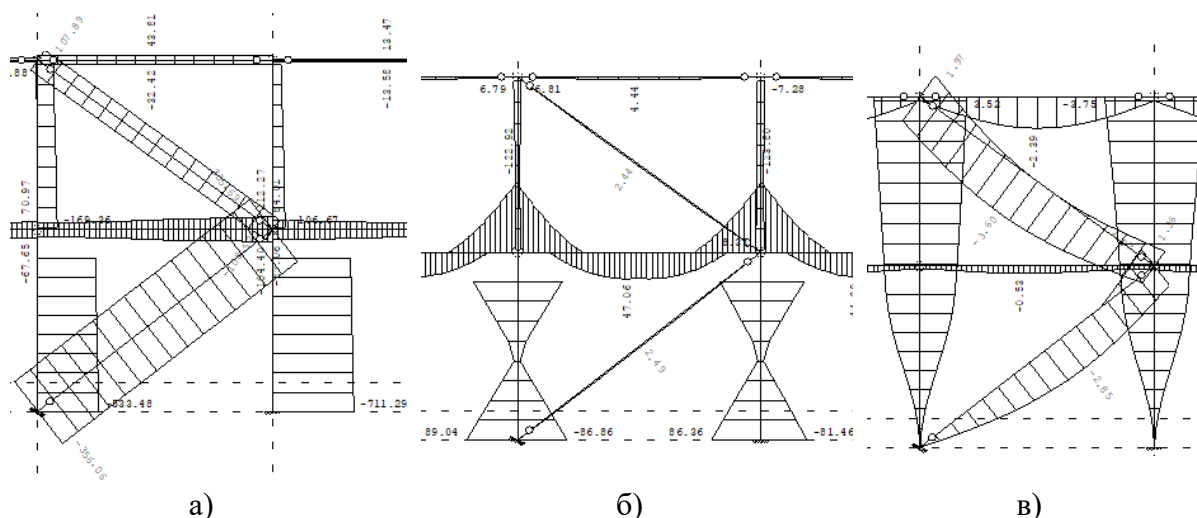
Фигура 5. Диаграми на: а) нормалните сили (осови) във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки; б) огъващите моменти във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки (в равнината им); в) хоризонталните премествания във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки

3.2. Решение на Модел 2



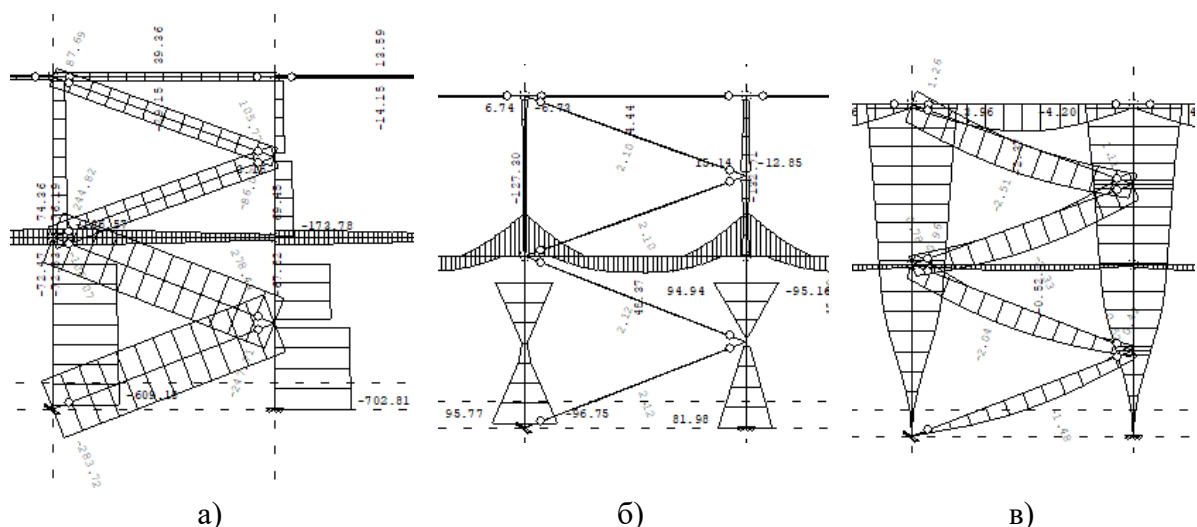
Фигура 6. Диаграми на: а) нормалните сили (осови) във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки; б) огъващите моменти във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки (в равнината им); в) хоризонталните премествания във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки

3.3. Решение на Модел 3



Фигура 7. Диаграми на: а) нормалните сили (осови) във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки; б) огъващите моменти във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки (в равнината им); в) хоризонталните премествания във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки

3.4. Решение на Модел 4



Фигура 8. Диаграми на: а) нормалните сили (осови) във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки; б) огъващите моменти във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки (в равнината им); в) хоризонталните премествания във вертикалните връзки и колоните от напречните рамки

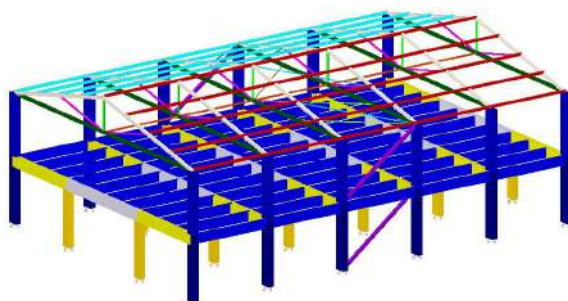
От показаните диаграми, се вижда, че вертикалните връзки на първо ниво, имат максимални стойности на осовите усилия при Модел 3 ($N = -355,06 \text{ kN}$) и минимални при Модел 1 ($N = -132,67 \text{ kN}$). Резултатите за второто ниво са следните: максимални осови усилия за Модел 3 ($N = +107,89 \text{ kN}$) и минимални за Модел 2 ($N = +50,59 \text{ kN}$). Колоната от напречна рамка 3, за Модел 3, е с максимална стойност на нормалната сила $N = -833,48 \text{ kN}$, като за напречна рамка 4 и колоната от нея, се получават максималните стойности на нормалните сили пак от Модел 3 – $N = -711,29 \text{ kN}$. Максимален огъващ

момент получава колоната от напречна рамка 4 при Модел 1 ($M=126,13 \text{ kN.m}$) – долен край колона. Максимален е и огъващият момент при колоната от напречна рамка 3 за Модел 4 ($M=96,75 \text{ kN.m}$) – долен край колона, а минимален огъващ момент за същата колона, се получава при Модел 2 ($M=56,30 \text{ kN.m}$) – долен край колона. При Модел 4, за първо ниво се наблюдава нулиране на огъващите моменти в мястото на съединяване на диагоналите по височина на колоната от напречната рамка, докато на второ ниво, се наблюдава неуравновесен момент в стоманобетонната колона по височина на рамката и предаването на момент в диагоналната връзка. При Модел 1 и Модел 2, са налице нищожни огъващи моменти, докато при Модел 3 и Модел 4, се наблюдават малки огъващи моменти, във връзките. Вертикалните връзки от Модел 1 имат най-големи хоризонтални премествания ($w=6,15 \text{ mm}$). За първо ниво на сградата, минимална стойност ($w=1,25 \text{ mm}$) на хоризонталните премествания има Модел 2, а максимална – Модел 3 ($w=2,85 \text{ mm}$).

Получени армировки: крайни колони – 16N20; вътрешни колони – 16N16; стремена за колони – N8/20 (10) cm; ригел крайни полета: долна армировка – 4N16; средна армировка – 2 реда x 2N16; горна армировка – 4N18; ригел вътрешно поле: долна армировка – 4N20; средна армировка – 2 реда x 2N16; горна армировка – 4N22; стремена за ригел – N8/20 (10) cm; кобилицы под второстепенна гредя от гредоредя – 2N14; фундаменти под колоните $a_f/b_f/h_f = 325/245/60 \text{ cm} - 18\text{N}16 / 18\text{N}14$.

3.5. Решение на Модел 5

При разработения изчислителен модел, с показана 3D - визуализация на фиг. 9, са моделирани единични диагонални връзки (едноетажни), в една и съща посока, от двете страни на сградата.



Фигура 9. Изчислителен Модел 5 – с конструирани единични диагонални връзки (диагоналите имат начало и край едно етажно ниво – свързват се две съседни колони)

Периодът $T_1=0,46 \text{ s}$ в равнината на напречните рамки.

Диагоналът на първото ниво е с максимална осова сила $N= - 315,74 \text{ kN}$, а този на второ – $124,92$. Максимална нормална сила получава колоната от напречна рамка 4 (тази, която има връзка с диагонала на ниво подова плоча на втори етаж от сградата), $N= - 903,81 \text{ kN}$ (за долен край на колоната). Колоната от напречна рамка 3 (тази, която има връзка с диагонала на ниво горен ръб фундамент), получава максимален огъващ момент в равнината на рамката $M= 80,10 \text{ kN}$, като се наблюдава инфлексия на моментите по височина на колоните в първото ниво. Огъващите моменти от сеизмична комбинация за колоните на второто етажно ниво са значително по-малки от тези на първото. Диагоналът на първо ниво е с хоризонтално преместване $w= 3,68 \text{ mm}$ (еластично), а този на второто ниво – $4,60 \text{ mm}$.

Информация по композиране на стоманените връзки и изчисляването на съединенията им (заваръчни и болтови) може да се открие в [10] и [2]. В [5] и [9], са показани числени експерименти на стоманени елементи и интересни подходи, целящи икономия на материал.

Изводи

Предвид съставените изчислителни модели, могат да се направят следните изводи: Модел 1 показва най-малки стойности на нормалните (осови) сили във вертикалните връзки на първо ниво, но в същото време са налице най-големите премествания от сеизмична комбинация. Модел 2 показва минимални стойности на: нормалните сили, огъващите моменти и преместванията, в сравнение с Модел 3. При моделите с X – връзки: Модел 1 и Модел 2, минимална е стойността на нормалната сила в колоната от напречната рамка при Модел 1. От резултатите за Модел 2, Модел 3 и Модел 4, може да се изтъкне, че минимална е нормалната сила за колоната от напречната рамка 3, за Модел 4. При сравнение между Модел 3 и Модел 4, за напречната рамка 4, минимални стойности за нормалната сила, се получават при Модел 4. Всичко това е предпоставка Модел 2 да бъде препотвърден като икономичен, в сравнение с четирите изследвани модели, тъй като Модел 1 показва най-високи стойности на нормалните сили във вертикалните връзки на второ ниво на сградата, както и максимални стойности на огъващите моменти в колоните от напречната рамка. Единствено нормалната сила е по-голяма от тази в Модел 1, което може да се отнесе към „анализ в полза на сигурността“ за намаляване на геометричните ексцентриситети.

Контролно разработеният допълнителен изчислителен Модел 5, също показва големи стойности на всички разгледани величини, в сравнение с Модел 2. Това е причина, конструкторите да не се предоверяват на „премахването“ на някои конструктивни елементи от моделите и предпоставки за „яснота“ на усилията от знакопроменливото въздействие (моделиране на един участък, като се разчита, че другият – огледално на него, ще получава същите усилия). С настоящия доклад се доказва, че за разгледаните конкретни случаи – това опростяване не води до еднозначни резултати. Ясно е, че с големи усилия, ще се получат големи: напречни сечения на стоманените елементи (и последващо по-тежко детайлиране) и площи на носещите армировки за стоманобетонните елементи. Въпрос на проектантска преценка и професионално отношение към материята, е да не се допускат значително претоварени конструкции, от гл.т. на „преоразмерени“ такива.

Изборът на укрепваща система е специфична задача, чрез която се налага стремеж към: проследяване пътя на усилията, възможност за конструиране и постигане на ефективност (чрез икономично решение и в същото време – достатъчно сигурна част от конструкцията на сградата).

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Георгиев Г., Ст. Цветков, Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетонни конструкции по Еврокод, част Втора: Сеизмично проектиране на стоманобетонни рамкови конструкции, изд. ВСУ, С., 2014 (ISBN: 978-954-331-048-7)
- [2] Георгиев Т., Учебен справочник по стоманени конструкции, С., 2020 (ISBN: 978-619-188-440-7)
- [3] Илиева Ю., Генезис и развитие на тенсегрити структурите, Доклади XIV Международна научна конференция ВСУ'2014, том III, стр. 56, 57, София, България, 2014

- [4] Илиева Ю., Иновационни решения при проектиране на тенсегрити структури, DCB' 2014 - Международна научна конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения”, 11 ÷ 13 септември 2014 г., Варна, стр. 394-401
- [5] Хандрулева Ан., Механизми на разрушение на пространствени прътови конструкции, С., 2020 (ISBN: 978-954-331-114-9)
- [6] Цветков Ст., Конструктори за строителни инженери –сглобяемите едноетажни сгради от стоманобетонни елементи, изд. ВСУ, С., 2019 (ISBN: 978-954-331-103-3)
- [7] Цветков Ст., Стоманобетонните конструктивни стени – антисеизмичните „шайби“, изд. ВСУ, С., 2020 (ISBN: 978-954-331-115-6)
- [8] Alshamrani O., G.G. Schierle, K. Galal & D. Vergun, Optimal bracing type and position to minimize lateral drift in high-rise buildings, Computer Aided Optimum Design in Engineering XI 155, WIT Transactions on The Built Environment, Vol 106, 2009 WIT Press, ISSN 1743-3509 (on-line), doi:10.2495/OP090141, pp. 155-166
- [9] Handruleva A., Vl. Matuski, Il. Stoinova, K. Kazakov, On the dynamic response of discrete single-layer spherical domes, 4th Specialist Conference “Seismic Engineering and Engineering Seismology”, 19÷21 May 2014, Bor, Serbia, (ISBN 978-86-88897-05-1), pp 259-268, (2014)
- [10] https://www.steelconstruction.info/Braced_frames (09.2021)

**ПРЕДПАЗНИ СТЕНИ ПОКРАЙ МАГИСТРАЛА „ЕВРОПА“ –
АСПЕКТИ НА НАТОАРВАНЕ И ОРАЗМЕРЯВАНЕ**

Явор Михов¹, Лена Михова²

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСТ), София

**PROTECTIVE WALLS ALONG THE MOTORWAY EUROPE –
ASPECTS OF LOADING AND DESIGN**

Yavor Mihov¹, Lena Mihova²

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *The loading and design of protective walls against birds and traffic noise are considered. Two structures are presented – a single wall and a multipurpose wall. The structures involve row of steel columns which works for the actions of the wall – self weight, wind loading and ice deposit. The loading of ice deposit is determined according to the standard BDS ISO 12494/2018 (Atmospheric icing of structures). Single or pile foundations of the columns are performed depending on the geological conditions. Because of lack of map of ice classes in Bulgaria an expert estimation of the ice loading of the considered walls is made.*

Key words: *protective walls, traffic noise, grid against birds, wind action, loading of ice, ice class, pile foundation*

1. Въведение

Трафикът по магистралите се характеризира с висока интензивност и скорост. За изпълняване на експлоатационни изисквания към пътното трасе, екологични изисквания, както и за осигуряване на комфорт на обитаване в урбанизирани територии, покрай магистралите се изграждат предпазни съоръжения - мрежи срещу прелитащи птици, шумозащитни и снегозащитни конструкции.

Темата за шумозащитни и снегозащитни конструкции по пътната мрежа е добре развита и изследвана у нас от редица автори. В публикациите [1], [2], [3], [4] (Иванова, Бояджиева, Георгиев) са класифицирани видовете шумозащитни конструкции и са представени експериментални изследвания за различни типове шумозащитни стени. Съвременните тенденции за защита от транспортния шум чрез изграждане на „зелени“ шумозащитни стени са развити в [5], [6] (Иванова, Бояджиева), [7] (Иванова). Въпросът

¹ Yavor Mihov, Prof., PhD, 1 Hr. Smirnenki Blvd., Sofia, Department of Theoretical Mechanics, UACEG;
e-mail: mihov_fhe@uacg.bg

² Lena Mihova, Prof., PhD, 1 Hr. Smirnenki Blvd., Sofia, Department of Geotechnics, UACEG;
e-mail: l_mihova@yahoo.com

за снегозащита на магистралите има изключително голямо значение за поддържане на дълготрайна пътна настилка и преди всичко за осигуряване на безопасността на движение. Анализ на проблема за снегозащита на магистралните пътища в България е направен в източниците [8], [9] (Иванова, Сулай, Стайков), а вариантни решения за снегозащитни съоръжения са представени в публикациите [10] (Иванова, Митева), [11], [12] (Иванова и др.). Конструктивните решения за този тип съоръжения в световен мащаб непрекъснато се оптимизират, базирайки се на авангардни концепции. Едно от съвременните направления в това отношение е изграждането на многофункционални съоръжения, които освен снегозащита, имат и други важни предназначения. Например, авторите Иванова & Иванова в редица публикации [13], [14], [15], [16], [17] детайлно представят и изследват магистрални снегозащитни съоръжения с монтирани PV-панели върху тях.

При решетъчни крайпътни конструкции, каквито са мрежите срещу прелитащи птици, характерна особеност е наличието на допълнително натоварване на конструкцията от атмосферно обледяване, което трябва да бъде отчетено при оразмеряването им. Нормативните документи, третиращи обледяването на конструкции, са [18], [19] Еврокод 3 (Част 3-1. Кули, мачти и комини) и [20] BDS_ISO_12494 Атмосферно обледяване на строителни конструкции. Във връзка с това, важен проблем у нас се явява фактът, че карта за райониране на територията на страната за класове на обледяване на конструкциите, която е в основата за определяне на натоварването от обледяване, все още не е разработена [19]. В такъв случай, за дадена строителна площадка изходни данни за обледяването на конструкциите могат да се получат от БАН и от метеорологичните служби или на база експертна оценка. Постановките в нормативната база за определяне на обледяването на високи прътови конструкции и натоварването на обледени конструкции са представени и анализирани в публикациите [21], [22] (Жекова).

В настоящата разработка са дадени числени модели и решения по МКЕ за два типа предпазни стени, изградени покрай магистрала „Европа“ - мрежа против прелитащи птици и шумозащитна стена, комбинирана с мрежа против прелитащи птици. Специално внимание е обърнато на нормативните постановки за натоварване и поведение на този тип конструкции при атмосферно обледяване. Освен това, поради факта, че предпазните стени се разполагат на малка дистанция встрани от пътното трасе, при по-високи пътни насипи те попадат в границите на насипното тяло. В такъв случай, се налага изпълнение на фундаменти, заложи под дебелината на насипния слой. При значителна дебелина на този слой, оптимално решение е фундиране с единични пилоти, дискретно разположени по протежение на стената. Тук е представен един начин за отчитане на взаимодействието на пилот и земна основа чрез пружинни опори по теорията на Winkler, който тук е приложен в числените модели на представените стени.

2. Натоварване на конструкциите

2.1. Натоварване на конструкции от атмосферно обледяване

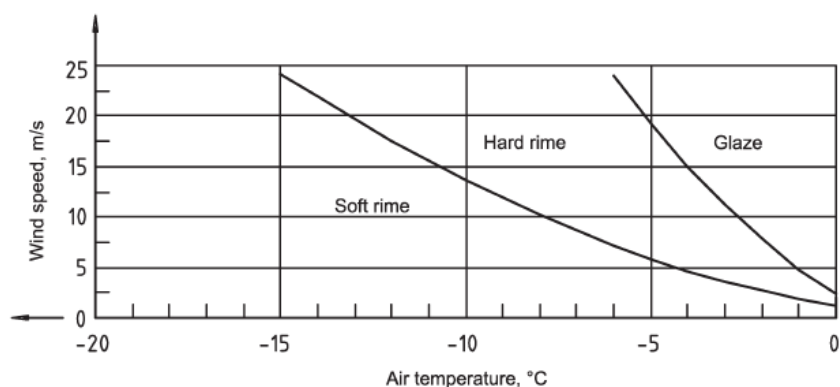
Основните концепции за определяне на натоварването от атмосферно обледяване в съответствие с документите [18], [20], имащи отношение към настоящето изследване, са следните:

- Определя се характеристичното натоварване от атмосферно обледяване за референтен период на повтаряемост $T = 50$ г., т.е. вероятността за превишение на това натоварване за 1 г. е 2%;
- Натоварването се базира на класификация за типовете обледяване на конструкциите според табл. 1.

- Видът и количеството на обледяване на конструкциите зависи от различни фактори, най-важните от които са атмосферната влажност и температура и продължителността на процеса на обледяване. Фиг. 1 показва основните параметри – температурата на въздуха и скоростта на вятъра, които влияят върху плътността на леда и определят типовете обледяване на конструкциите. Стъкловидният лед (glaze) е с най-голяма плътност. Той се образува при валеж от дъжд високо в атмосферата, който преминава през въздушен слой с отрицателна температура непосредствено над терена.

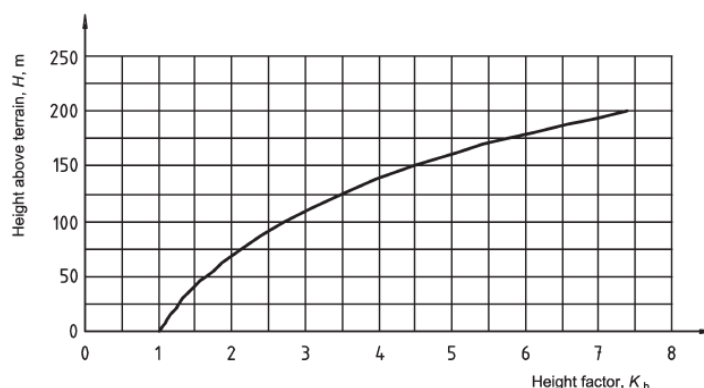
Таблица 1. Характеристики на типовете обледяване на конструкциите

Type of ice	Density kg/m ³	Adhesion and cohesion	General appearance	
			Colour	Shape
Glaze	900	strong	transparent	evenly distributed/icicles
Wet snow	300 to 600	weak (forming) strong (frozen)	white	evenly distributed/eccentric
Hard rime	600 to 900	strong	opaque	eccentric, pointing windward
Soft rime	200 to 600	low to medium	white	eccentric, pointing windward



Фигура 1. Типове обледяване в зависимост от температурата на въздуха и скоростта на вятъра

- Количеството обледяване върху конструкциите е във функция от височината H над терена, на която се намира обледената повърхност. Фиг. 2 дава коефициент k_h на завишаване на масата на обледяването върху конструкциите в зависимост от височината H . Факторът „височина“ може да бъде отчетен и чрез приемане на различни типове обледяване по височина на конструкцията.
- Размерите на конструктивните елементи, както и тяхната ориентация спрямо посоката на вятъра, също са важни фактори, влияещи върху количеството и типа на обледяване. Например, най-силно натрупване на лед се получава при елементи с малко напречно сечение, разположени перпендикулярно на посоката на вятъра.
- Интензивността (силата) на обледяване на конструкциите се определя на базата на параметъра IC - клас на обледяване, който се дефинира за съответната географска зона. Класовете IC се дефинират чрез характеристична стойност за референтен период от 50г. на обледяване на еталонен колектор (бавно въртящ се цилиндър с диаметър 30mm и височина не по-малка от 0,5m, поставен на 10m над терена).



Фигура 2. Изменение на масата на леда в зависимост от височината на обледената повърхност над терена

- Класовете IC се дефинират както за „стъкловиден лед“, така и за „скреж“ (където е включен и мокрият сняг), означени съответно с ICG и ICR.
- Класовете на стъкловидния лед ICG са дадени в табл. 2, дефинирани чрез дебелината t и масата m на леда върху еталонния цилиндър. Масата m в (kg/m) е получена по формулата:

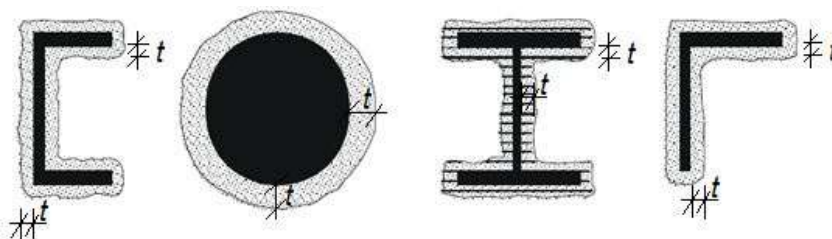
$$(2.1) \quad m = \pi \cdot \gamma \cdot t \cdot (d + t) \cdot 10^{-6}$$

където: t е дебелината на леда в mm; d – диаметърът на цилиндъра в mm; γ – обемната плътност на леда в kg/m^3 .

Таблица 2. Класове на стъкловиден лед ICG (плътност на леда = 900 kg/m^3)

Ice class (IC)	Ice thickness t mm	Masses for glaze, m , kg/m			
		Cylinder diameter, mm			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,8
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11,0	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
To be used for extreme ice accretions					
					G6

- При прътови и решетъчни конструкции се приема, че стъкловидният лед покрива равномерно отделните елементи (фиг. 3).



Фигура 3. Дебелина на обледяване t на елементи на строителни конструкции

- Класовете на скреж ICR са дадени в табл. 3, дефинирани чрез масата на скреж върху еталонния цилиндър.

Таблица 3. Класове на скреж ICR

Ice class (IC)	Ice mass <i>m</i> kg/m	Rime diameter (mm) for object diameter of 30 mm			
		Density of rime (kg/m ³)			
		300	500	700	900
R1	0,5	55	47	43	40
R2	0,9	69	56	50	47
R3	1,6	88	71	62	56
R4	2,8	113	90	77	70
R5	5,0	149	117	100	89
R6	8,9	197	154	131	116
	16,0	262	204	173	153
	28,0	346	269	228	201
	50,0	462	358	303	268
To be used for extreme ice accretions					R10

2.2. Натоварване на конструкции от вятър

Характеристичното натоварване от вятър на необледени конструкции се определя в съответствие с Еврокод 1 [23] за референтен период на повтаряемост $T = 50$ г. във вид на разпределен товар върху повърхността от конструкцията, за която вятърът действа, по формулата

$$(2.2) \quad q_{w,k} = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot c_0(z) \cdot c_r(z) \cdot c_e(z) \cdot q_{b0} = C_0 \cdot q_{b0}$$

където:

c_{dir} е коефициент за посока на вятъра;

c_{season} - коефициент за сезонност;

c_s - коефициент за неравномерност на натоварването от вятър;

c_d - коефициент на динамичност;

c_f - коефициент за сила на вятъра;

z - височина над терена;

$c_0(z)$ - коефициент за релеф;

$c_r(z)$ - коефициент за грапавост на терена;

$c_e(z)$ - коефициент за турбулентност;

q_{b0} - характеристична стойност на налягането от вятър (дефинира се за референтен период на повтаряемост $T=50$ г.);

C_0 – обобщен коефициент за вятър на необледени конструкции, равен на произведението от причислените във формула (2.2) коефициенти.

Процедурата за определяне на натоварването от вятър върху необледени конструкции принципно е валидна и за обледени конструкции, но със следните две корекции: (1) към площта за ветровото натоварване се добавя и площта на обледяване, перпендикулярна на направлението на вятъра; (2) обобщеният коефициент C_0 се заменя с коефициент C_i (табл. 4, 5).

Таблица 4. Коефициенти C_i за стъкловидно обледяване

Ice class (IC)	Ice thick- ness mm	C_i coefficients for glaze on bars						
		Drag coefficients without ice, C_0						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
G1	10	0,68	0,88	1,08	1,28	1,48	1,68	1,88
G2	20	0,86	1,01	1,16	1,31	1,46	1,61	1,76
G3	30	1,04	1,14	1,24	1,34	1,44	1,54	1,64
G4	40	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42	1,47	1,52
G5	50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
To be used for extreme ice accretions								
G6								

Таблица 5. Коефициенти C_i за скреж

IC	Ice mass <i>m</i> kg/m	<i>C_i</i> coefficients for rime on bars							
		Drag coefficient without ice, <i>C₀</i>							
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	
1	0,5	0,62	0,84	1,07	1,29	1,51	1,73	1,96	R1
2	0,9	0,74	0,94	1,13	1,33	1,52	1,72	1,91	R2
3	1,6	0,87	1,03	1,20	1,37	1,53	1,70	1,87	R3
4	2,8	0,99	1,13	1,27	1,41	1,54	1,68	1,82	R4
5	5,0	1,11	1,22	1,33	1,44	1,56	1,67	1,78	R5
6	8,9	1,23	1,32	1,40	1,48	1,57	1,65	1,73	R6
7	16,0	1,36	1,41	1,47	1,52	1,58	1,63	1,69	R7
8	28,0	1,48	1,51	1,53	1,56	1,59	1,62	1,64	R8
9	50,0	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	R9
used for extreme ice accretions									R10 To be

3. Коравина на пружинни опори при пилот

При фундиране на предпазни стени с пилоти, моделът на дискретни пружинни опори на пилота, заместващи земната основа, е класически подход, който практически може да се реализира с помощта на всички софтуери за конструктивен анализ по МКЕ. Тъй като, за вертикален товар един пилот работи с върхово съпротивление и околно триене, тези две компоненти се моделират с помощта на вертикални пружинни опори, поставени съответно при върха на пилота и по дължината му. За хоризонтално натоварване пилотът изпитва пасивно съпротивление от страна на почвата, което се моделира с хоризонтални пружинни опори по дължината му.



Фигура 4. Типове дискретни пружинни опори за пилот

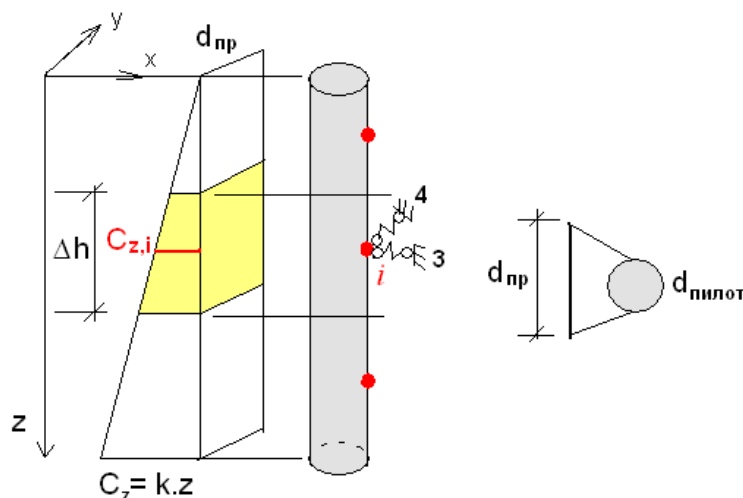
Типовете пружинни опори, означени с номера 1, 2, 3 и 4, са показани на фиг. 4. Тъй като пилотът работи за вертикален товар с върхово съпротивление и околно триене, за тези две компоненти се поставят вертикални пружинни опори, съответно при върха на пилота и във възли i по дължината му. За хоризонтално натоварване пилотите изпитват пасивно съпротивление от страна на почвата, което се отчита с хоризонтални пружинни опори във възлите i по направление на координатните оси в хоризонтална равнина. Коравините на пружинните опори 1, 2, 3 и 4 се определят в съответствие с Нормите [24].

3.1. Определяне на коравината $K_{i,h}$ на дискретни хоризонтални пружинни опори (опори тип 3 и 4)

В хоризонтална посока подпирането на пилота в земната основа е с обемна пружинна опора, коравината на която C_z е приета линейно нарастваща в дълбочина и се определя с израза

$$(3.1) \quad C_z = k_s \cdot z$$

където: k_s е коефициент на пропорционалност, който зависи от вида почва; z – вертикалната ордината, мерена от главата на пилота (горния край на пилота) в дълбочина.



Фигура 5. Схема за определяне на коравина на дискретни пружини тип 3 и 4 от фиг. 4

Коравината $K_{i,h}$ на дискретната хоризонтална пружина във възел i е равна съответната част от общата обемна диаграма на коравината (фиг. 5) и за нейното определяне както по направление x , така и по направление y , е валиден изразът

$$(3.2) \quad K_{i,h} = C_{z,i} \cdot \Delta h_i \cdot d_{пр}$$

където: $C_{z,i}$ е стойността от диаграмата на опората в точка i ; Δh_i - приспадащата се част от дължината на пилота за възел i ; $d_{пр}$ - приведената ширина на пилота, която се определя по формулата

$$(3.3) \quad d_{пр} = 1,5 d_{пилот} + 0,5 \text{ m}$$

където $d_{пилот}$ е диаметърът (ширината на напречното сечение) на пилота.

3.2. Определяне на коравината $K_{i,v}$ на дискретни вертикални пружинни опори за околно триене на пилота (опори тип 2)

Коравината $K_{i,v}$ на вертикалната пружинна опора във възел i за околно триене на пилота се приема с коефициент 0,4 от коравината на съответната хоризонтална пружина $K_{i,h}$, т.е.

$$(3.4) \quad K_{i,v} = 0,4 K_{i,h}$$

3.3. Определяне на коравината K_b на вертикална пружинна опора за върхово съпротивление на пилота (опора тип 1)

Определя се ординатата C_z на обемната диаграма за хоризонтална опора от фиг. 5 при върха на пилота. Приема се, че обемната диаграма за вертикална опора при върха на пилота е с ордината $1,5 \cdot C_z$. Тогава за коравината K_b на дискретната пружинна опора при върха на пилота се получава изразът

$$(3.5) \quad K_b = 1,5 \cdot C_z \cdot A_b$$

където A_b е площта на напречното сечение на пилота.

4. Комбинации на натоварване при предпазни стени покрай магистрали

Въвеждат се следните означения за характеристични натоварвания на стените:

- L1 – собствено тегло на стената;
- L2 – вятър при необледена стена;
- L3 – тегло на обледяването на стената;
- L4 – вятър при обледена стена.

При натоварване от вятър на обледени конструкции, се изхожда от принципа да се правят две комбинации на натоварване (табл. 6) [20]: комбинация I - ветрово натоварване с малка вероятност за превишение плюс натоварване от обледяване с голяма вероятност за превишение и обратно - комбинация II - ветрово натоварване с голяма вероятност за превишение плюс натоварване от обледяване с малка вероятност за превишение. В табл. 6 са въведени следните означения: T – период на повтаряемост; k – коефициент за редукция на натоварването от вятър, което е дефинирано за период на повтаряемост 50г., при едновременно действие с обледяване (отчита, че едновременното действие на вятър и обледяване възниква с по-малка вероятност), коефициентът k се приема според табл. 7; ϕ_{ice} , ϕ_w – редукционни коефициенти, привеждащи натоварването съответно от обледяване и от вятър от период на повтаряемост $T = 50$ г. към период $T = 3$ г. Коефициентът ϕ_w редуцира площта на ветровото въздействие при редукция на теглото на обледяване с коефициент ϕ_{ice} . За коефициента ϕ_{ice} се препоръчва стойността 0,3.

Таблица 6. Комбиниране на натоварване от вятър и обледяване

Combination	Wind action		Ice loads	
	Wind pressure	T (years)	Ice mass	T (years)
I	$k \cdot q_{50}$	50	$\phi_{ice} \cdot m$	3
II	$\phi_w \cdot k \cdot q_{50}$	3	m	50

Таблица 7. Коефициент k

<i>ICG</i>	<i>k</i>	<i>ICR</i>	<i>k</i>
<i>G1</i>	0,40	<i>R1</i>	0,40
<i>G2</i>	0,45	<i>R2</i>	0,45
<i>G3</i>	0,50	<i>R3</i>	0,50
<i>G4</i>	0,55	<i>R4</i>	0,55
<i>G5</i>	0,60	<i>R5</i>	0,60
		<i>R6</i>	0,70
		<i>R7</i>	0,80
		<i>R8</i>	0,90
		<i>R9</i>	1,00

Стените се оразмеряват в съответствие с Еврокод за крайни гранични състояния (ULS) и за експлоатационни гранични състояния (SLS). За тези състояния се съставят комбинации на натоварване, означени с COMBJ ($J=1\dots6$), като коефициентите, поставени пред отделните видове натоварвания, са в съответствие с NA на Еврокод и с изложените в настоящето изследване постановки.

ULS комбинации:

$$\text{COMB1} = 1,35 [L1] + 1,5 [L2]$$

$$\text{COMB3} = 1,35 [L1] + 1,5 \cdot \phi_{ice} [L3] + 1,5 \cdot k [L4]$$

$$\text{COMB5} = 1,35 \cdot [L1] + 1,5 [L3] + 1,5 \cdot \phi_w \cdot k [L4]$$

SLS комбинации:

$$\text{COMB2} = 1,0 [L1] + 1,0 [L2]$$

$$\text{COMB4} = 1,0 [L1] + 1,0 \cdot \phi_{ice} [L3] + 1,0 \cdot k [L4]$$

$$\text{COMB6} = 1,0 [L1] + 1,0 [L3] + 1,0 \cdot \phi_w \cdot k [L4]$$

5. Предпазни стени покрай магистрала „Европа“

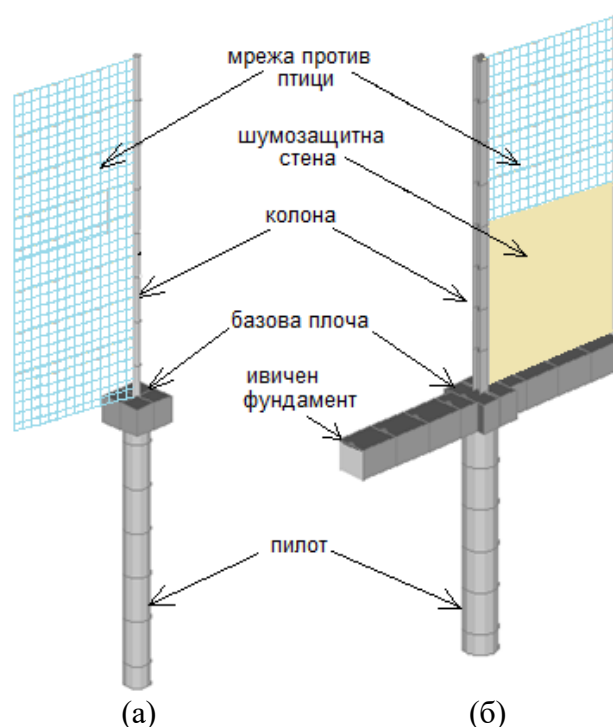
5.1. Мрежа против прелитащи птици

Съоръжението представлява метална мрежа с височина 4 m, от нишки с диаметър 5 mm през 20 cm (коефициент на запълване 5%). В надлъжно направление мрежата през 2 m е хваната за колони от корозионноустойчива стомана DX51D+Z140, с напречно сечение, близко до тръбно, с площ $A = 3,36 \text{ cm}^2$ (външен диаметър ~80 mm и дебелина на стената 1,2 mm). Колоните поемат натоварването от мрежата и чрез базова стоманобетонова плоча го предават на стоманобетонов пилот, с диаметър 400 mm и дължина 3 m, и чрез него – в земната основа. Този тип фундиране е реализиран с цел фундиране на по-голяма дълбочина поради факта, че непосредствено под базовата плоча заляга насипен пласт, с дебелина 1,8 m, който е неподходящ за фундиране.

5.2. Шумозащитна стена, комбинирана с мрежа против прелитащи птици

Съоръжението е с височина 4 m, като долните 2 m от нея представлява плътна шумоизолираща стена, а горните 2 m - мрежа против прелитащи птици. И тук се използва описаният вече тип метална мрежа. Колоните, разположени през 4 m по дължина на съоръжението, са от метални 2Т профили HEA120. Фундирането е решено с ивични фундаменти под стената и пилот под колоната. Ивичните фундаменти са оразмерени само за поемане на вертикални товари от шумоизолиращата стена и от мрежата (собствено тегло стена и мрежа без и с обледяване). Хоризонталното натоварване от вятър изцяло се поема от колоните и се предава на пилотите.

На фиг. 6 са показани елементите, включени в изчислителните схеми на съоръженията. В моделирането по МКЕ са използвани прътови (frame) елементи за колоната и пилота и плочови (shell) елементи за базовата плоча и ивичния фундамент.



Фиг. 6. Предпазни стени – изчислителни модели:
(а) Мрежа против птици; (б) Комбинирана стена

Характеристичната стойност на налягането от вятър за района на съоръженията е $q_{b0} = 0,48 \text{ kN/m}^2$ и тя съответства на скорост на вятъра $= 27,71 \text{ m/s}$. Всяка колона поема освен собственото натоварване от вятър и това на приспадащата ѝ се част от мрежата.

Конструкциите са изследвани за натоварване от стъкловидно обледяване клас G2 (табл. 2), което съответства на ледено покритие с плътност 900 kg/m^3 и дебелина $t = 20 \text{ mm}$ върху нишките на мрежата и върху колоните по височина на мрежата. Масата на прилепналия лед върху нишките на мрежата и върху колоните се определя като се взема предвид геометрията на напречното сечение на обледените елементи (фиг. 3).

Натоварването от вятър за плътната част на комбинираната стена е определено по стандартната методика, изложена в Еврокод 1 [23]. Обобщеният коефициент за вятър при необледени стени (формула 2.2) е $C_0 = 0,97$, а този за обледени стени е $C_i = 1,14$ в съответствие с табл. 4.

Определени са следните стойности на коефициентите за комбиниране на натоварванията: $\phi_{ice} = 0,3$; $\phi_w = 0,56$; $k = 0,45$.

Конструкциите на стените са оразмерени за меродавните усилия и премествания, получени от числените анализи.

Заклучение

Предпазните стени срещу шум и прелитащи птици покрай автомагистралите са изградени от несложни конструктивни елементи, но за тяхното оразмеряване се изисква индивидуален подход по отношение на натоварването и типа на фундиране. При непълтните стени (тип мрежа) специфична особеност е възникването на натоварване от атмосферно обледяване, което трябва да бъде взето предвид при оразмеряването на конструкцията. Статията третира основните концепции на нормативната база за този тип натоварване и тяхното приложение за предпазни стени на автомагистрала „Европа“. Фундиране на конструкцията с единични пилоти е целесъобразно решение, особено при

разположение на стените върху новоизградени пътни насипи. Статията представя числен модел на взаимодействието „пилот-земна основа“.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Иванова Е., Бояджиева Д, Георгиев Л., Класификация на екологичните решения за шумозащитни преградни съоръжения, Годишник на УАСГ, том XLV 2011-2012, Свитък VIII, ISSN 1310-814X, София, 177-184, 2012.
- [2] Иванова Е., Бояджиева Д, Георгиев Л., Експериментално изследване на тежки екологични шумозащитни стени в градски условия, Международна юбилейна научно-приложна конференция УАСГ 2012, Сборник с доклади, том 3, ISBN 978-954-724-049-0, София, 2012, 205-210.
- [3] Иванова Е., Бояджиева Д, Георгиев Л., Експериментално изследване на леки екологични шумозащитни стени в градски условия, Международна юбилейна научно-приложна конференция УАСГ'2012, Сборник с доклади, том 3, ISBN 978-954-724-049-0, София, 2012, 211-216.
- [4] Иванова Е., Бояджиева Д, Георгиев Л., Ефективности вариант за приложение на леки шумозащитни стени в урбанистични територии, Годишник на УАСГ, том XLVI, 2012-2013, Свитък VIII, ISSN 1310-814X, София, 2013, 163-171.
- [5] Иванова Ев., Бояджиева Д., Съвременни решения за защита от транспортния шум, Трети национален симпозиум по стоманени, дървени и комбинирани конструкции 2010, Годишник на УАСГ, том XLV, Свитък V, ISSN 1310-814X, София, 2010, 149-163.
- [6] Иванова Ев., Бояджиева Д., Зелените шумозащитни стени, добра идея как проектирането да си „партнира“ с природата, XI международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2011, Сборник с доклади том 2, ISSN 1314-071X, София, 2011, III – 239-244.
- [7] Иванова Ев., Оптимизиране на ефективността на екодуктите чрез „зелени“ екологични шумозащитни стени, Международна юбилейна научно-приложна конференция УАСГ'2012, Сборник с доклади, том 3, ISBN 978-954-724-049-0, София, 2012, 217-222.
- [8] Иванова, Ев., Сулай, И., Стайков, Ил., Снегозащита на автомобилните пътища. Оценка на проблема в Р. България, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, Годишник на УАСГ, том 51, брой 7, ISSN 2534-9759, София, 2017, 15-34.
- [9] Иванова, Ев., Сулай, И., Стайков, Ил. Снегозащита на автомобилните пътища. Оценка на проблема в Р. България, X Национална конференция по транспортна инфраструктура с международно участие, Несебър, България.
- [10] Иванова, Е., Митева, Д., Вариантни решения за стационарни снегозащитни съоръжения – ефективност и мултифункционалност, XVIII Юбилейна международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2018, Сборник с доклади, <http://www.vsu.bg/index.php?pid=580>, 2018, 530-535.
- [11] Иванова, Е., и др., Изследване на проблема със снегонавяването по автомобилните пътища в България. Оценка на ефективността на вариантни решения за защитни конструкции с инсталация от PV-панели, Годишник на УАСГ, том 52, брой 3, ISSN 2534-9759, София, 2019, 719-737.
- [12] Иванова, Е., Митева, Д., Стайков, Ил., Бояджиев С., Идеини варианти за снегозащитни съоръжения от стационарен тип – икономическа обосновка и екологическа ефективност, VII Международна научна конференция „Техника. Технологии. Образование. Сигурност 2019“, Велико Търново, 2019.
- [13] Иванова, С., Иванова, Е., Снегозащитни съоръжения с PV-панели край пътната мрежа в Р. България, VI Международна научна конференция „Техника.

- Технологии. Образование. Сигурност 2018”, Сборник с доклади ISSN 2535-0315 (print), ISSN 2535-0323 (online), Велико Търново, 2018, 249-252.
- [14] Иванова, С., Иванова, Е., Принципи монтажни схеми на PV-панели върху магистрални снегозащитни съоръжения – Част 1, XVIII Юбилейна международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2018, Сборник с доклади <http://www.vsu.bg/index.php?pid=580>, 2018, 691-696.
- [15] Иванова, Е., Иванова, С., Принципи монтажни схеми на PV-панели върху магистрални снегозащитни съоръжения – Част 2, XVIII Юбилейна международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2018, Сборник с доклади на <http://www.vsu.bg/index.php?pid=580>, 18.10.2018, 697-702.
- [16] Иванова, С., Иванова, Е., Изследване на соларни ресурси и фотоволтаичен потенциал при различни схеми на разполагане на PV панели върху магистрални снегозащитни съоръжения, VII Международна научна конференция „Техника. Технологии. Образование. Сигурност 2019”, Сборник с доклади ISSN 2535-0315 (print), ISSN 2535-0323 (online), Велико Търново, 2019, 113-116.
- [17] Иванова, Е., Иванова, С., Анализ на икономическия и екологичния ефект от разполагането на PV панели върху магистрални снегозащитни съоръжения, III Международна научна конференция „Индустрия 4.0'2019”, Сборник с доклади ISSN 2535-0153 (print), ISSN 2535-0161 (online), Боровец, 2019, 340-343.
- [18] EN 1993-3-1 Eurocode 3-Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and Masts, 2006.
- [19] БДС EN 1993-3-1/НА. Еврокод 3. Проектиране на стоманени конструкции. Част 3-1: Кули, мачти и комини. Кули и мачти. Национално приложение, 2013.
- [20] BDS_ISO_12494. Атмосферно обледяване на строителни конструкции, 2017.
- [21] Жекова С., Относно нормативната база за определяне на въздействията от обледяване върху леки метални съоръжения, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, VI Национален симпозиум по стоманени, дървени и комбинирани конструкции, Годишник на УАСГ, Том 51, Брой 4, 2017.
- [22] Жекова С., Едновременно действие на вятър и обледяване – анализ на нормативната база, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, VI Национален симпозиум по стоманени, дървени и комбинирани конструкции, Годишник на УАСГ, Том 51, Брой 4, 2017.
- [23] БДС EN 1991-1-1 Еврокод 1. Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-4. Основни въздействия. Натоварване от вятър, 2001.
- [24] Норми за проектиране на пилотно фундиране, 1992.

**СРАВНЕНИЕ НА СЕИЗМИЧНОТО РЕАГИРАНЕ НА ГРЕДОВИ МОСТ С
ЕЛАСТОМЕРНИ И ТРОЙНО ТРИЕЩИ СЕ ИЗОЛАТОРИ ОТ
МАХАЛОВИДЕН ТИП (TFPB)**

Александър Илиев¹, Димитър Стефанов², Димитър Димитров³

Национален институт по геофизика, геодезия и география, БАН, София

**COMPARISON BETWEEN ELASTOMERIC AND TRIPLE FRICTION
PENDULUM BEARING (TFPB) EARTHQUAKE RESPONSE OF
REINFORCED CONCRETE BEAM TYPE**

Alexander Iliev¹, Dimitar Stefanov², Dimitar Dimitrov³

National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography, BAS, Sofia

Abstract: Earthquake events pose significant risk to the infrastructure and civil structures. One option to mitigate earthquake induced damages and failure is through seismic isolation. There are many devices at the market nowadays, but friction bearings are believed to offer some advantages over the rubber bearings. The main objective of this paper is to investigate the differences in the dynamic response of a reinforced concrete bridge with elastomeric and triple friction pendulum bearings (TFPB). The case study bridge is an existing 7 spans, 154m long reinforced concrete beam type bridge. To evaluate the seismic response of the bridge, time history analysis is performed using the finite element software ETABS. Based on the results it is concluded that triple friction pendulum bearing (TFPB) realize higher earthquake reduction of shear forces, bending moments in the columns and accelerations at the top of structure, compared to the elastomeric bearings and provides reliable choice for eventual seismic strengthening of the bridge.

Key words: triple friction pendulum bearing, concrete bridge, earthquake response

¹ Александър Илиев, гл. ас., д-р, инж., Национален институт по геофизика, геодезия и география, Българска академия на науките, София, ул. Акад. Г. Бончев, бл.3; e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com; Alexander Iliev, Chief Assist., PhD, National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Acad. Georgi Bonchev str., bl.3; e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com.

² Димитър Стефанов, доц., д-р, инж. Национален институт по геофизика, геодезия и география, Българска академия на науките, София, ул. Акад. Г. Бончев, бл.3; e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg
Dimitar Stefanov, Assoc. Prof., PhD, National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Acad. Georgi Bonchev str., bl.3; e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg

³ Димитар Димитров, проф., д-р, инж. Национален институт по геофизика, геодезия и география, Българска академия на науките, София, ул. Акад. Г. Бончев, бл.3; e-mail: dim1959sk@abv.bg/
Dimitar Dimitrov, Prof., PhD, National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Acad. Georgi Bonchev str., bl.3; e-mail: dim1959sk@abv.bg

1. Въведение

При проектиране на нови мостови конструкции и при оценка и усилване на съществуващи такива се търсят възможностите за намаляване на реагирането при сеизмичното въздействие. За ново проектирани мостове това може стане с подходящ избор на напречното сечение на елементите, които поемат сеизмичното въздействие (стълбове и устои), така че коравината да намалява и така да се увеличава основният период на трептене. Друг начин е да се осигури дуктилно поведение чрез подходящ избор на вида на мостовата конструкция и при спазването на правилата за детайлиране и капацитивно проектиране.

При съществуващите мостове тези подходи очевидно не са възможни. Усилването на носимоспособността на мостовата конструкция чрез промяна на напречното сечение на колоните на стълбовете не винаги е технологически възможно, например при стръмни скатове на виадукти. Такова конструктивно решение понякога е доста скъпо.

Поради тези причини се търси намаляването на реагирането чрез влагане в мостовата конструкция на устройства, които се наричат “изолатори” (I) или дисипатори (D) на енергия. В повечето случаи тези устройства изпълняват и двете функции. Такива мостове е прието да се наричат “сеизмоизолирани”. В такива конструкции може да се увеличи вискозното демпфиране. В мостовите конструкции се прилагат само т.н. “пасивни” изолатори, тъй като те стават “активни” само при сеизмично събитие. Под “изолация” се разбира отделянето (сепарирането) на мостовата конструкция от силните движения на земната основа.

Няма единно мнение за ефективността на сеизмичната изолация. В [1] се отбелязва, че мненията са на двата полюса. Според едни изследователи “изолирането” е универсално решение на всички проблеми при сеизмично въздействие. Според други “изолирането” на мостовата конструкция е ненадежно и дори никога не следва да се прилага.

Другата причина за това разделение е липсата на достатъчно данни и резултати от приложението на “изолирането”. Поради това в света се провежда интензивна изследователска работа в областта на анализа и приложението на различни типове изолатори. У нас такива анализи са много малко. Много малко са и примерите на реализирани проекти за мостове със сеизмична изолация.

Най-подходящото място за поставяне на “изолаторите” е на нивото на лагерите, т.е. в непосредствена близост до активираната маса на връхната конструкции.

Най-много примери за приложение имат различните видове еластомерни лагери, например такива с повишено демпфиране (HDRB – High Damping Rubber Bearings). От даденото в [2] може да се заключи, че в САЩ най-често се прилагат “оловно-гумените лагери” (LRB- Lead Rubber Bearings).

В настоящото изследване се анализира поведението преди и след изолация на съществуващ мост от “гредов тип”. Може да се счита, че над 80% от мостовете у нас [5] са от този тип. Това определя актуалността на изследвания проблем.

В настоящото изследване е прието съществуващите еластомерни лагери на моста да се подменят с един по-рядко прилаган тип “изолатор” – хлъзгащи се в три повърхнини лагери от махаловиден тип (TFPB - Triple Friction Pendulum Bearings). Предимството на този тип “изолатори” е идеалното еласто-пластично хистерезисно поведение и възможността за разсейване на голямо количество енергия. Подробно описание на конструкцията на лагерите, тяхната работа и моделиране може да се намери в редица източници, например в [3].

Съществуващата мостова конструкция е моделирана чрез МКЕ. Извършен е сеизмичен анализ на оригиналната конструкция, която е с еластомерни лагери. На следващия етап тези лагери са заменени с лагери тип TFPB. Поведението на мостовата

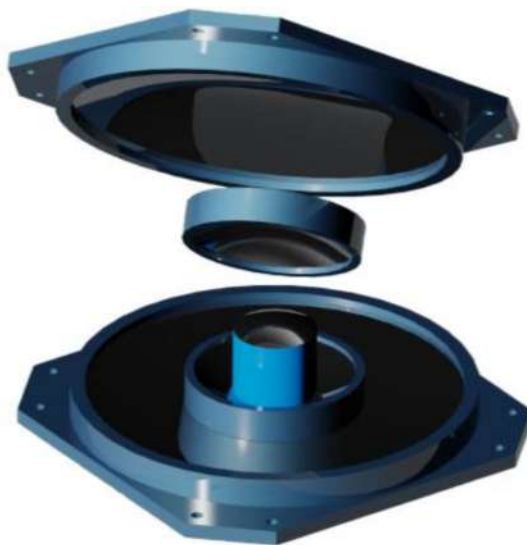
конструкция е анализирано чрез сравняване на динамичните параметри (периоди и ускорения), усилията и реакциите в надлъжна посока.

В т.7.5.1 от [4] се допуска прилагането на спектрален анализ с основната форма, спектрален модален анализ и нелинеен анализ с акселерограми. Поради налагането на някои ограничения за приложението на първите две процедури за анализ в настоящото изследване е проведен нелинеен анализ с акселерограми (time history analysis). По този начин е изпълнено даденото в т.7.5.3(3) от [4], че тази процедура се допуска при проектирането на всеки мост със сеизмична изолация.

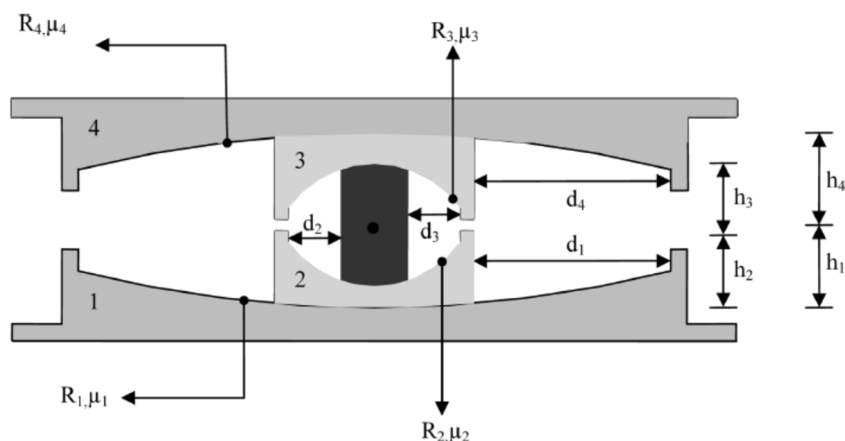
В настоящото изследване е спазено и даденото в т.7.3(2)Р от [4] изискване за ограничено дуктилно поведение на този тип мостове при изчислителна сеизмична ситуация.

2. Изследвана конструкция и използвани модели

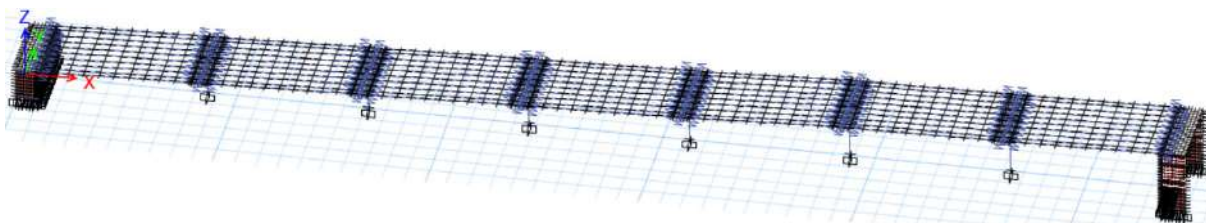
Обект на изследване е гредови стоманобетонен мост. Мостът се състои от 7 отвора и обща дължина 154 м. Средната височина на стълбовете е 6,5 м. Простите греди от връхната конструкция са моделирани с гредови елементи. Те се опират на напречни ригели с височина 1,9 м и ширина 2,3 м. Те са моделирани посредством плочести крайни елементи. Разгледани са два начина на връзка между простите надлъжни греди и напречните ригели. Първият вариант е този, който е изпълнен в действителност – чрез еластомерни лагери. Този вариант е най-широко разпространеният вариант на подпиране на надлъжните греди при гредови стоманобетонни мостове в България. Вторият вариант е идеен и има за цел да изследва евентуалното сеизмично укрепване на изследваният мост. При него са използвани изолатори (демпферни устройства) на троен триещ се изолатор от махаловиден тип (TFPB), фиг.1,2. Моделирането на еластомерния лагер е извършено посредством линейна еластична пружина (link, elastic), докато моделирането на тройно триещия се изолатор е извършено чрез специален елемент наличен в програмния продукт ETABS (link, triple friction pendulum) [6]. Поради липса на данни за геоложките условия е прието кораво свързване на колоната и фундамента на стълба. Общ триизмерен вид на модела по крайни елементи е показан на фиг.3.



Фигура 1. Тройно триещ се изолатор от махаловиден тип - триизмерен изглед



Фигура 2. Тройно триещ се изолатор от махаловиден тип - разрез и основни параметри



Фигура 3. Общ триизмерен изглед на модела по крайни елементи

3. Сеизмично въздействие

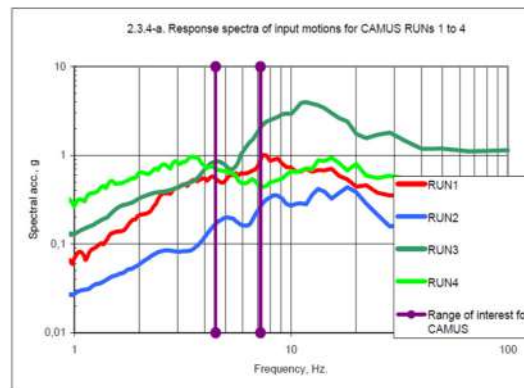
Сеизмичният запис за това изследване е взет от IAEA Coordinated Research Project “Safety Significance of Near Field Earthquakes” [7]. Сеизмичният сигнал се състои от четири акселерограми, които са приложени една след друга. Главната идея е да се използва силно въздействие, което да е представително за далечни и близки земетресения.

Използвани са два типа от земетръсни записи:

- “Земетръсен запис Ница”, изкуствен сигнал (времетраене 12 сек.), представителен за далечните земетресения;
- “Земетръсен запис Сан Франциско”, естествен сигнал (времетраене 7 сек.), представителен за близките земетресения.



Фигура 4. Земетръсен сигнал на ускорения, Run1- Run4



Фигура 5. Еластичен спектър на въздействия Run1- Run4

Таблица 1. Максимални ускорения от записи използвани в анализа

Run 1	Run 2	Run 3	Run 4
Ница 0.24g	Сан Франциско 0.13g	Сан Франциско 1.11g	Ница 0.41g

Run 1 може да се приеме/ разглежда като типично проектен земетръсен запис на ускорения. Run 1 и Run 2 може да се приемат/ разглеждат като „слаби“ нива. Run 3 и Run 4 са средно разрушителни земетръсни сигнали - фиг. 4.

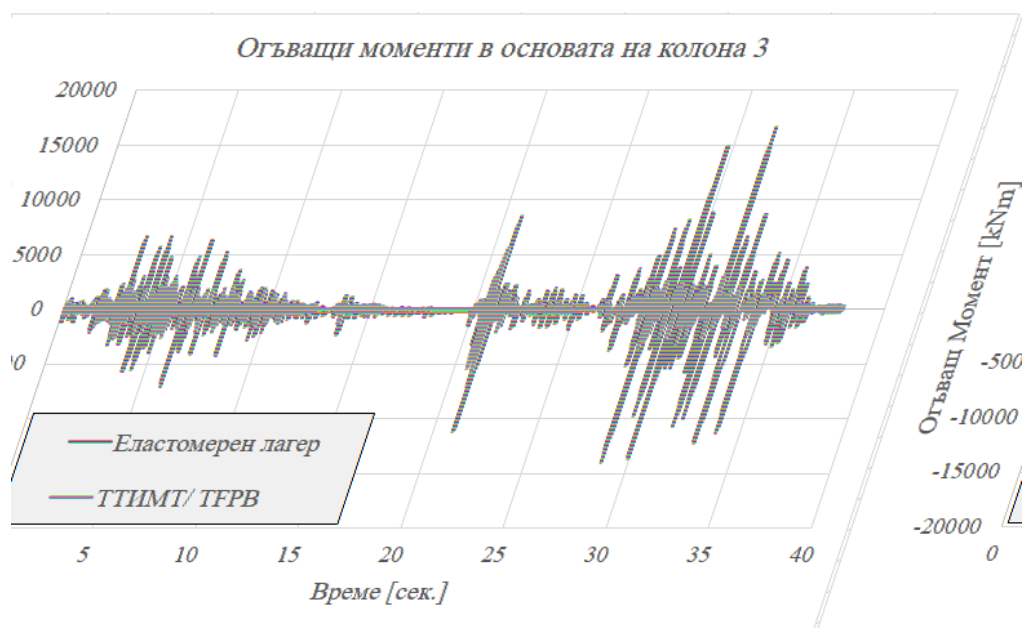
4. Резултати от динамични анализи във времето

В тази точка са систематизирани резултатите от динамичните анализи във времето чрез акселерограми за двата типа опирание на гредите. На фиг. 5 са показани реакциите в основата на моста в надлъжна посока. Максималната реакция при вариант с еластомерни лагери е близо 17500 kN, а тази при тройно триещия се изолатор от махаловитен тип е от порядъка на 5000 kN. Това недвусмислено показва значителното благоприятно редуциране на срязващите сили в колоните от близо 3,5 пъти.



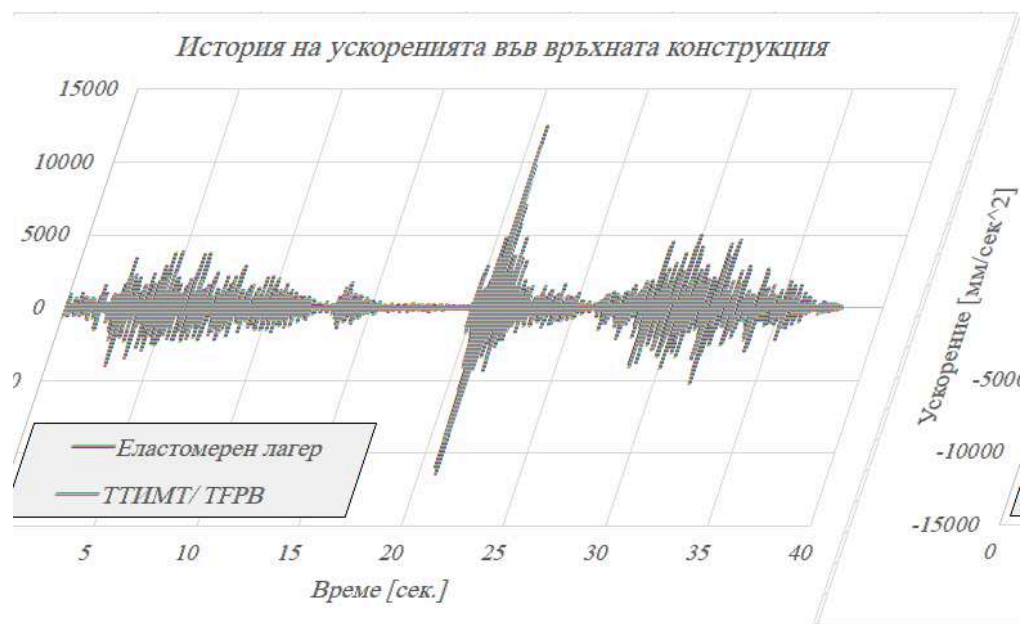
Фигура 5. Реакция в основата на моста в надлъжна посока

На фиг. 6 са показани огъващите моменти в основата на устой 3 от мостовата конструкция. При Run 3 максималният огъващ момент при модел с еластомерни лагери е 11000 kNm, а при усиления с тройно триещи се лагери от махаловиден тип максималният огъващ момент е редуциран на 5000 kNm. При Run 4 максималният огъващ момент с еластомерни лагери е 17000 kNm, а усиления с тройно триещи се лагери от махаловиден тип максималният огъващ момент е редуциран на 2500 kNm.



Фигура 6. История на огъващи моменти в основата на стълб 3

На фиг. 7 са показани максималните ускорения във върхната конструкция. Може да се направи извода, че ТТИМТ/TFPB редуцира ускоренията с около 40% в сравнение с варианта с еластомерни лагери.



Фигура 7. История на ускоренията във върхната конструкция

Изводи

В настоящата статия е сравнено сеизмичното реагиране на гредови стоманобетонен мост с еластомерни лагери между надлъжните греди и ригелите и вариант на укрепване с използване на тройно триещи се изолатори от махаловиден тип (TFPB). Проведени са динамични анализи с акселерограми в трите направления на модела. Получените резултати - реакция в основата в надлъжна посока, ускорения във върхната конструкция и огъващи моменти в основата на колоната недвусмислено показват значителното редуциране на сеизмичното реагиране при използването на тройно

триещия се изолатор от махаловиден тип. В заключение може да се отбележи, че изследваният изолатор е ефективен както при близки, така и при далечни земетресения.

Благодарности

Настоящото изследване е проведено в рамките на Национална научна програма „Опазване на околната среда и намаляване на риска от неблагоприятни явления и природни бедствия“, одобрена с Решение на Министерски съвет № 577/17.08.2018.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Priestley, M.J.N, Seible F and Calvi G.M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996, p.465
- [2] Chen W.-F. C and Duan L., Bridge Engineering, Seismic Design, CRC PRESS, 2003, p.9-26 -9-33.
- [3] Apostolos A.S. and Constantinou M.C., Model of Triple Pendulum Bearing for General Geometric and Frictional Parameters and for Uplift Conditions, Technical Report MCEER 13-010, 2013, University of Buffalo, USA.
- [4] БДС EN 1998-2, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия, Част 2: Мостове.
- [5] Топуров К., Сеизмично проектиране на мостове с числени примери, КИИП, 2015, София., стр.221
- [6] ETABS 2015: CSI Analysis Reference Manual.
- [7] IAEA TECDOC, Safety significance of a type of near-field seismic input motions, 2005.

**ПРОУЧВАНЕ И ИЗСЛЕДВАНЕ НА ИЗПОЛЗВАНИТЕ МАТЕРИАЛИ
ЗА ИЗГРАЖДАНЕ НА СТОМАНЕНИ МОСТОВЕ
В ПОСЛЕДНИТЕ 150 ГОДИНИ**

Мартина Благоева¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

**RESEARCH AND INVESTIGATION OF THE MATERIALS
USED FOR THE CONSTRUCTION OF STEEL BRIDGES
FOR THE LAST 150 YEARS**

Martina Blagoeva¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: 331 steel bridges with a total length of 11201.70 m and a total area of 356409 m² are operated in the railway infrastructure of the Republic of Bulgaria. In order to conduct an adequate analysis of their structural behavior, it is necessary to establish the main mechanical characteristics of the respective old steels from which the facilities are built. This publication examines and analyzes the materials used in the old steel bridges, the development of materials over time and their application in bridge construction. The development of the properties and characteristics of steels and how this affects the constructive behavior is presented. The experimental study of material from a dismantled old riveted bridge with I-beam structure, built in 1930, is presented.

Key words: old steel bridges, materials, iron, steel, inspection, testing

1. Въведение

В днешно време модернизацията и рехабилитацията на жп линиите в България и в Европа се развива с големи темпове. В жп мрежите има множество стари стоманени мостове, които и до днес изпълняват функциите си адекватно и безпроблемно. Когато даден участък от жп. трасето се ремонтира и обновява е икономически нецелесъобразно да се подменят все още съществуващи здрави конструкции. За да се запазят съществуващите съоръжения, като се приведат към съвременните експлоатационни изисквания, с възможност за усилване и/или ремонт (при необходимост), е необходимо съществуващото положение на конструкцията да бъде изследвано и анализирано. Обикновено при оценката на стари стоманени и железни мостове и при планирането на

¹ Мартина Благоева, гл. ас., д-р, инж., катедра „Железници“, Факултет по Транспортно строителство, София, ул. Христо Смирненски 1; e-mail: nikolova23@abv.bg;
Martina Blagoeva, Chief assistant Professor, PhD, Eng., Railway construction Department, Faculty of Transportation Engineering, Hristo Smirnenski 1 Str. Sofia; e-mail: nikolova23@abv.bg

ремонтните им дейности е необходима подробна информация за материала, от който те са изградени, неговите характеристики, начина на производство и начина, по който е вложен в конструкцията. Тези данни са необходими, за да може да се извърши възможно най-точен конструктивен анализ.

2. Материали, използвани при изпълнението на метални мостове

Чугунът, кованото желязо и стоманата са материалите, които най-често са използвани при направата на метални мостове. В практиката се срещат и мостове от алуминий, но такива примери са рядкост. В Таблица 1 [5] са показани периодите, през които са използвани съответните материали в мостовото строителство.

Таблица 1. Периоди на използване на видовете материали [4]

Материал	Приблизителен период
Чугун	1780-1900
Ковано желязо	1810-1880
Стомана	1880-сега

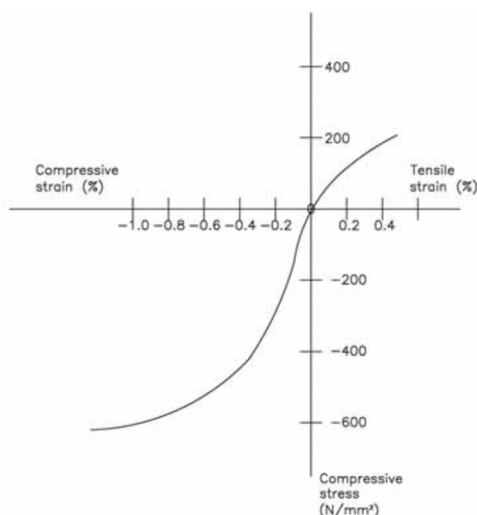
2.1. Чугун

Чугунът започва да се използва като строителен материал в началото на 1700 година, като първият метален мост е изграден през 1800 година (Ironbridge in Coalbrookdale, UK). Той е показан на фигура 1 [5].



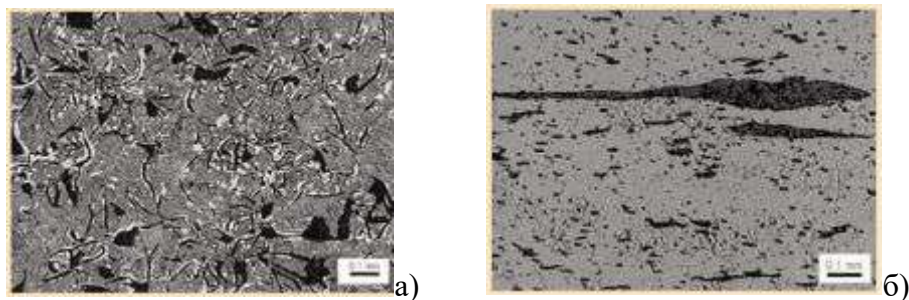
Фигура 1. The Iron Bridge in Coalbrookdale, UK [5]

В зависимост от производството лятото желязо (чугун) може да бъде два вида. Когато съдържащият се в него въглерод е като циментит, чугунът се нарича бяло желязо. При счупване видът му е бял. Бялото желязо, което е твърдо и крехко, рядко е намирало приложение в мостовото строителство. Другият вид чугун е сивият чугун. Той съдържа от два до пет процента въглерод, а също и малко силиций. Тези легиращи елементи, както и скоростта на втвърдяването му влияят върху характеристиките на сивия чугун. В него по-голямата част от въглерода присъства като люспи от графит, а останалата като перлит и ферит. Сивият чугун е по-малко твърд, което го прави по-лесен за обработка. Също така е и не толкова крехък като белия. Устойчив е на натиск, но на опън якостта е ниска. Както може да се види от фигура 2 [6], зависимостта между напрежение и деформация е нелинейна, поради наличието на графитни люспи.



Фигура 2. Зависимост напрежение-деформация за чугуна [6]

Наличието на дефекти при леене и високите остатъчни напрежения при свиване правят чугуна чувствителен на умора. Но за сметка на това има много добра корозионна устойчивост.



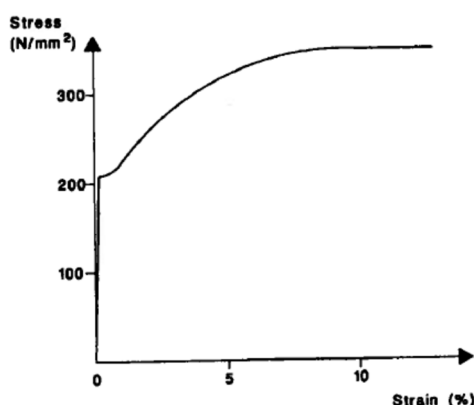
Фигура 3. Микроструктура а) на чугуна и б) на кованото желязо [5]

2.2. Ковано желязо

Процесът, при който високо въглеродният междилен продукт се превръща в ковано желязо се нарича подлинговане. При този процес желязото се загрява повторно и се разбърква в пещ, за да се елиминират въглеродни и други замърсявания. След охлаждането му, желязото се преработва чрез повторно нагряване, обработка с парни чукове и формуване чрез валцоване. Повтарящите се процеси на обработка дават подобрени механични характеристики и съответно по-висока якост и пластичност на кованото желязо

Кованото желязо е с по-добри характеристики от чугуна. Има значително по-висока якост на опън и дуктилно поведение. За сметка на това то е по-чувствително на корозия.

При обработката с парни чукове за получаване на споеното желязо, въглеродните включвания придобиват плоска форма, ориентирани по направление на оста на изделието. Това е причината, поради която материалът притежава анизотропни свойства. За сравнение якостта по направление на оста на изделието е три пъти по-голяма от якостта в перпендикулярното направление. За разлика от чугуна якостните характеристики на опън и натиск при кованото желязо са еднакви. На Фигура 4 [6] е показана зависимостта напрежение-деформация на кованото желязо.

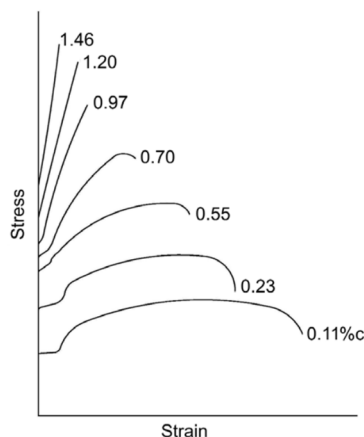


Фигура 4. Зависимост напрежение-деформации за ковано желязо.[6]

2.2. Стомана

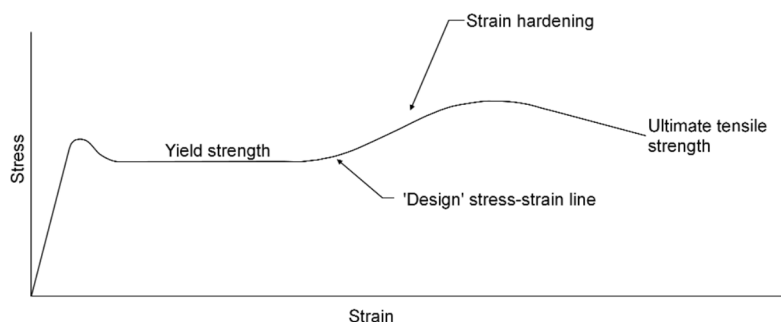
Якостите на опън на използваните в миналото стомани варират в границите от 432 до 492 N/mm². Най-ранните стомани имат по широк диапазон от стойности на опънната якост, тъй като процентното съдържание на количеството въглерод е било по-трудно контролируемо. Поради липса на по-конкретни данни и информация за стомани, произведени преди 1950 година в BD 21/01 се препоръчва опънната якост да се приеме 230 N/mm². При необходимост от конкретни стойности следва да бъдат взети проби и образци и да се проведат съответните експериментални тестове и изпитвания.

Количеството на въглерод в стоманата може да бъде до 2,5% при по-високи от тази стойност, материалът се класифицира като чугун. Добавянето на въглерод към желязото повишава якостта му, но намалява пластичността. Конструктивните стомани се произвеждат с 0,1 до 0,25% въглерод, за да се получи добра комбинация от якост и пластичност (Фигура5 [5]).



Фигура 5. Влияние на количеството въглерод .[5]

Поради ниската якост и високите температури на преход, ранните стоманени мостове са с крехко поведение. През март 1938 година мост в Белгия се разрушава само 14 месеца след построяването му. Разрушението е започнало от заваръчен шев при температура -20°C. През 1940 година при корабите се наблюдава крехко разрушение и са предприети изследователски дейности, с цел подобряване производството на стомана и заваръчните процеси. По-ниското съдържание на въглерод в съвременната стомана е причината, материалът да притежава линейна еластична връзка между напрежение и деформация (Фигура 6) [6]. Поради особеността на стоманата да бъде по-склонна към корозия от чугуна, е необходимо тя да бъде боядисвана многократно.



Фигура 6. Графика на връзката напрежение-деформации при съвременните стомани .[6]

3. Експериментални изследвания за определяне на характеристиките на материала от стар стоманен нитован мост – якост, ударна жилавост, химичен състав и заваряемост

При изследване и оценка на съществуващо мостово съоръжение е от съществено значение да се проведе точен конструктивен анализ. Това не може да бъде осъществено, без да се знаят основните механични характеристики на материала, от който е изработено съоръжението. Във връзка с изследванията направени в настоящата разработка е взет материал от стар демонтиран стоманен пълностенен мост, построен през 1930г. Мостът е подобен на този, върху който са извършени изследванията в [7]. Целта бе да се изготвят образци и извършат необходимите експериментални изследвания за определяне на механичните характеристики на материала (Фигура 7). Изготвени и изпитани са общо 12 броя стоманени епруветки – 3 броя от стоманен лист с дебелина 10mm по посоката на валцоване (2-1; 2-2; 2-3;), 3 броя от същия лист, но напречно на посоката на валцоване (1-1; 1-2; 1-3) и 6 броя епруветки от валцован профил от противовеетровата връзка (ПВВ) на моста (ПР1, ПР2, ПР3, ПР1, НПР2, НПР3).



Фигура 7. Материал за изпитване от листов елемент.[8]

Изпитванията са направени посредством контактен екстензиометър с часовников индикатор BAKER с точност един микрометър (Фигура 8). Благодарение на това бяха определени с висока точност границата на провлачане, якостта на опън, граничното удължение при скъсване и модула на еластичност на материала. Съответните механични характеристики на материала бяха определени посредством регресионен анализ по МНК.

$$(1) \quad \sigma(\varepsilon) = E_2 \varepsilon + C_2;$$

$$(2) \quad e_i = \sigma_i - (E_2 \varepsilon_i + C_2);$$

$$(3) \quad S(E_2, C_2) = \sum_{i=1}^N [e_i]^2;$$

$$(4) \quad \sigma_i = F_i / A_o,$$

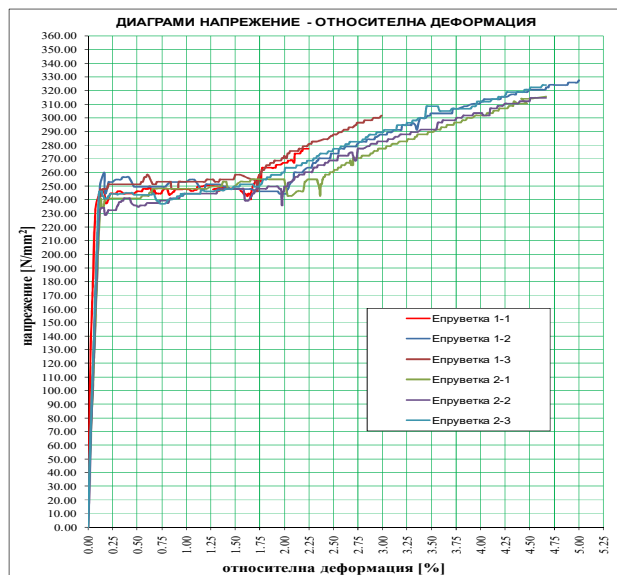
където: F_i - измерена от хидравличната преса стойност на натоварването; $A_o = \pi \cdot d^2 / 4$ - площ на напречното сечение на стоманената епруветка с диаметър d ; ε_i - изчислена на базата на измерванията относителна деформация за i -ти отчет.



Фигура 8. Изпитване на стоманени епруветки

Условието за минимизиране на квадратите от разликите, от което се определят модула на еластичност на стоманата E_2 и параметъра на отместване C_2 е да бъде удовлетворена системата от уравнения:

$$(5) \quad \begin{cases} \frac{\partial S(E_2, C_2)}{\partial E_2} = 0 \\ \frac{\partial S(E_2, C_2)}{\partial C_2} = 0 \end{cases}$$



Фигура 9. Диаграми σ - ε за епруветки 2-1, 2-2, 2-3, 1-1, 1-2, 1-3.

За изпитаните от листовият елемент епруветки (2-1, 2-2, 2-3, 1-1, 1-2, 1-3) на Фигура 9 са представени диаграмите напрежение-относителна деформация, а в Таблица 2 са представени, получените от същите епруветки резултати за граница на провлачване f_y , якост на опън f_u , гранично удължение при скъсване ε_u и модул на еластичност E .

Таблица 2. Механични характеристики на стоманата за епруветки от листов елемент.

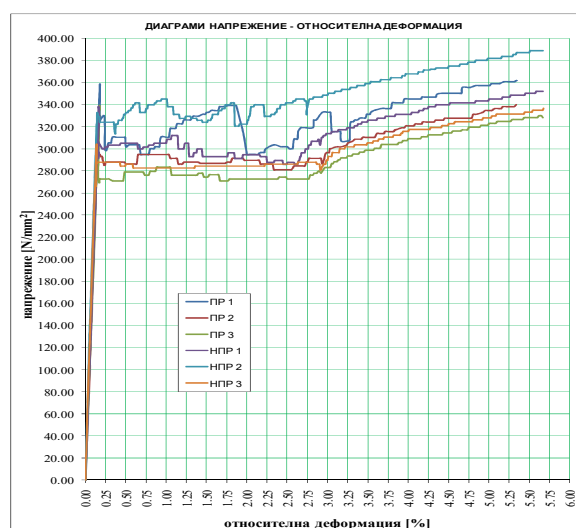
Параметър	f_y	f_u	ε_u	E	Коментар
Измерение	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	-
Епруветка 1-1	237-250	409.3	27.5	214188	скъсване извън рамките на базата от 60mm
Епруветка 1-2	245-260	400.6	28.3	208091	скъсване извън рамките на базата от 60mm
Епруветка 1-3	250	338.2	27.3	211844	скъсване извън рамките на базата от 60mm
Епруветка 2-1	240-250	397.1	32.7	196869	скъсване в рамките на базата от 60mm
Епруветка 2-2	230-250	393.7	30.3	207753	скъсване в рамките на базата от 60mm
Епруветка 2-3	236-246	395.4	15.8	209634	скъсване извън рамките на базата от 60mm

Въз основа на обобщените в Таблица 3 характеристики, изследваната листова стомана можем да отнесем към St37 – DIN или S235 по БДС EN 10025-2.

Диаграмите напрежение – относителна деформация за изпитаните от валцования профил епруветки (ПР1, ПР2, ПР3, НПР1, НПР2, НПР3) са показани на Фиг.10. На графиките се наблюдават сериозни отклонения в границата на провлачане и нехарактерна форма на работната диаграма при. Това се обяснява със силно нехомогенния химичен състав и структура на стоманата от валцования профил на ПВВ – Таблица 3.

Таблица 3. Механични характеристики на стоманата за епруветки от валцования профил на ПВВ.

Параметър	f_y	f_u	ε_u	E	Коментар
Измерение	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	-
ПР 1	290-360	410.7	22.2	197710	скъсване в рамките на базата от 60mm
ПР 2	280-300	393.7	17.1	205776	скъсване извън рамките на базата от 60mm
ПР 3	270-340	380.4	18.0	203774	скъсване извън рамките на базата от 60mm
НПР 1	290-340	400.9	15.7	207416	скъсване извън рамките на базата от 60mm
НПР 2	310-345	451.2	18.3	220583	скъсване в рамките на базата от 60mm
НПР 3	280-305	380.0	14.7	208866	скъсване извън рамките на базата от 60mm



Фигура 10. Диаграми s-ε за епруветки ПР1, ПР2, ПР3, НПР1, НПР2, НПР3.

Освен механичните характеристики, са направени изследвания и за определяне химичния състав на стоманата. За целта са изготвени 3 броя образци – С1 и С2 от листовият елемент и PR1 от валцования профил на ПВВ. Изпитванията са проведени в ЛИМК на Институт по металознание, съоръжения и технологии “Академик А. Балевски” – БАН чрез оптичен емисионен спектрометър “Spec-trolab M3”. Изчислени са характеризиращите способността за заваряване параметри:

$$(6) \quad CE = C + \frac{Mn + Si}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

$$(7) \quad CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15},$$

където: *C* - съдържание на въглерод в % по маса; *Mn* - съдържание на манган в % по маса; *Si* - съдържание на силиций в % по маса; *Cr* - съдържание на хром в % по маса; *Mo* - съдържание на молибден в % по маса; *V* - съдържание на ванадий в % по маса; *Ni* - съдържание на никел в % по маса; *Cu* - съдържание на мед в % по маса.

От Таблица 4 е видно, че съдържанието на въглерод и силиций в образец PR1 варира в много широки граници, което в съчетание с относително високото съдържание на сяра и фосфор обяснява необичайните ефекти в механичните характеристики на стоманени епруветки ПР1, ПР2, ПР3, НПР1, НПР2, НПР3, илюстрирани на фигура 10.

Таблица 4. Химичен състав на образци С1, С2, PR1 в % по маса

ОБРАЗЕЦ:		C1	C2	PR1	PR1max	PR1min
С - въглерод	[%]	0.105	0.097	0.039	0.025	0.051
Si - силиций	[%]	0.005	0.005	0.007	0.004	0.014
Mn - манган	[%]	0.360	0.350	0.370	0.370	0.370
P - фосфор	[%]	0.009	0.009	0.044	0.035	0.063
S - сяра	[%]	0.014	0.012	0.025	0.015	0.036
Cr - хром	[%]	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058
Ni - никел	[%]	0.050	0.050	0.034	0.034	0.034
Mo - молибден	[%]	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073
V - ванадий	[%]	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017
Cu - мед	[%]	0.190	0.180	0.110	0.110	0.110
CE(Carbon Equivalent)=	[%]	0.211	0.201	0.141	0.127	0.154
CEV=	[%]	0.211	0.200	0.140	0.126	0.152

Според химическия състав и показателя CEV, изследваната чрез образци С1 и С2 стомана е заваряема. За потвърждаване на това заключение е направен тест на огъване в съответствие с BS EN 910 -1996 за изработени от стоманен лист образци ВТ01, ВТ02, ВТ03 (с дебелина *a*=8mm и ширина *b*=12mm и без подвар на корена на шева – Фигура 11, Фигура 12) и ВТ11, ВТ12 (с дебелина *a*=8mm и *b*=20mm). Изпитването е проведено с дорник с диаметър *D*=15mm и при подпорно разстояние *L*=32,5mm.



Фигура 11. Изпитване на огъване за заваръчен шев по BS EN 910 -1996 [22]



Фигура 12. Образци BT01, BT02, BT03 след провеждане на изпитването

При изпитване на образци BT01, BT02, BT03 не са получени пукнатини от опънната страна при ъгли на огъвани съответно $\alpha_{BT01} = 154^\circ$, $\alpha_{BT02} = 147^\circ$, $\alpha_{BT03} = 148^\circ$. При образци BT11, BT12 не са получени пукнатини от опънната страна при ъгли на огъвани съответно $\alpha_{BT11} = 180^\circ - 14^\circ = 166^\circ$, $\alpha_{BT12} = 180^\circ - 16,5^\circ = 163,5^\circ$.

Въз основа на CEV и получените по теста на огъване (bending test) резултати се достига до заключението, че изследваната стомана от листовия елемент е заваряема.

От плоския стоманен елемент с дебелина 10mm са изрязани две плочки и след скосяване между тях е изпълнен заваръчен шев с базични електроди (съответно с и без подвар на корена на шева). От шева се взети образци 6x6mm, обработени с V образен подрез (в зоната на шева) за изпитване на ударна жилавост по теста на Шарпи при температура -20°C – Фигура 13. Резултатите от изпитването са представени в Таблица 5. Видно е, че при липса на подвар на корена на шева работата за разрушение е повече от два пъти по-малка – сериозно изразено по-крехко поведение.

Таблица 5. Изпитване на образци от заваръчен шев на ударна жилавост

Образец	T [°C]	Подрез	Сечение [mm]	Подпорно разстояние [mm]	A [кpm]	A _{CVN} [J]	A _{d_CVN} [J/cm ²]	Забележка
Z-1-П	-20	V	6x6	30	3.75	36.8	102.2	Шев с подвар на корена на шева
Z-1-БП	-20	V	6x6	30	1.55	15.2	42.2	Шев без подвар на корена на шева



Фигура 13. Заваръчен шев изпълнен с базични електроди за изпитване на ударна жилавост

От стоманения лист (фигура 13) са изработени образци с V образен подрез с напречно сечение 10x10mm за изпитване на ударна жилавост по теста на Шарпи при подпорно разстояние за образца 40mm в съответствие с БДС EN 10045-1. Образците са охладени и изпитани при температура -20°C – Фигура 14. Резултатите от проведеното изпитване са обобщени в Таблица 6. Получените стойности за работата извършена от чука на Шарпи A_{CVN} при температура -20°C са по-големи от 27J и в съответствие с EN 10025-2:2004. От Таблица 4, изследваната стомана може да бъде класифицирана като S235J2 според EN 10027-1. При образците надлъжно на посоката на валцоване (L-T) средната стойност на работата за разрушение от теста на Шарпи CVN е:

$$(8) \quad A_{CVN_L-T} = \frac{48,9 + 46,7 + 43,1}{3} = 46,3\text{J} > 27,0\text{J}; \quad (T = -20^{\circ}\text{C})$$

При образците напречно на посоката на валцоване (T-L) средната стойност на работата за разрушение от теста на Шарпи CVN е:

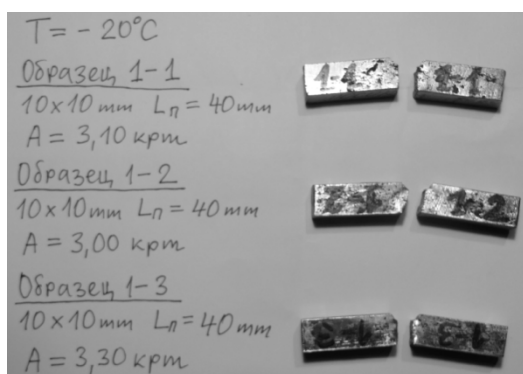
$$(9) \quad A_{CVN_T-L} = \frac{30,4 + 29,4 + 32,4}{3} = 30,7\text{J} > 27,0\text{J}; \quad (T = -20^{\circ}\text{C})$$

Таблица 11. Изпитване на образци от стоманен листов елемент на ударна жилавост

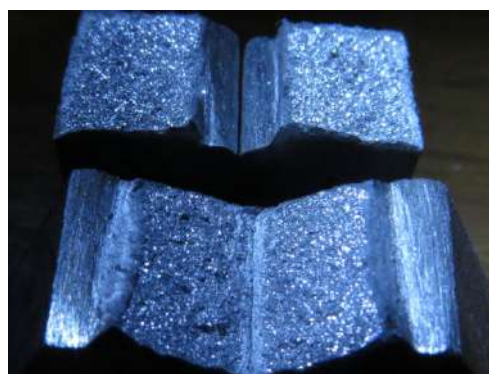
Образец	T [°C]	Стандарт	Подрез	Сечение [mm]	Подпорно разстояние [mm]	A [kpm]	A_{CVN} [J]	A_d_{CVN} [J/cm ²]	Забележка
2-1	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	4.99	48.9	48.9	Надлъжно на посоката на валцоване L-T
2-2	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	4.76	46.7	46.7	Надлъжно на посоката на валцоване L-T
2-3	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	4.40	43.1	43.1	Надлъжно на посоката на валцоване L-T
1-1	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	3.10	30.4	30.4	Напречно на посоката на валцоване T-L
1-2	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	3.00	29.4	29.4	Напречно на посоката на валцоване T-L
1-3	-20	БДС EN 10045-1	V	10x10	40	3.30	32.4	32.4	Напречно на посоката на валцоване T-L



Фигура 14. Охлаждане на образците до -20°C



а)



б)

Фигура 15. а) и б) Образци Т-Л: 1-1, 1-2, 1-3

Изводи

След провеждането на задълбочените експериментални изследвания, старата стомана от пълностенен стар нитован мост, строен през 1930 г. се оказва добре заваряема и отговаряща на клас S235J2 (EN 10027-1). Заваряемостта е доказана едновременно чрез химичен анализ и изпитване на огъване, а съпротивлението срещу крехко разрушение чрез изпитване на ударна жилавост при температура -20°C . При доказаните механични характеристики и свойства на материала е възможно извършване на по-задълбочен и прецизен конструктивен анализ на избраните конструкции и разширяване на възможностите при избор на ремонтни дейности.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Dulevski Encho, Steel bridges, ABC Tehnika 2009
- [2] Venkov L., Brainov M., Steel structures, Tehnika 1991
- [3] Lichtberger B. Track compendium, First edition. Eurail Press. 2005.
- [4] Richtlinie 805 -Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Bekanntgabe 3 zur Richtlinie 805, gültig ab 01.09.2002, DB Netz AG, 2002
- [5] WSP Gifford, Iron and steel bridges: condition appraisal and remedial treatment, prepared under contract to CIRIA

- [6] Demir Hasan, Strengthening and repair of steel bridges, Techniques and management, Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design
- [7] Blagoeva Martina, Repair and strengthening of steel elements and bridge constructions, PhD Thesis 2019
- [8] Georgiev L and collective, Research topic: "Study of the behavior of steel railway bridges with open road structure in the construction of reinforced concrete closed type, combined to work with elements of the old structure.", UACG

**АНАЛИЗИРАНЕ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО
МЕЖДУ ГОРНОТО СТРОЕНЕ НА ЖЕЛЕЗНИЯ ПЪТ
И МОСТОВИ КОНСТРУКЦИИ ПРИ БАЛАСТОВО
И БЕЗБАЛАСТОВО ПРЕМИНАВАНЕ НА ЖЕЛЕЗНИЯ ПЪТ**

Цветан Благоев¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

**ANALYSIS OF THE INTERACTION
BETWEEN RAILWAY TRACK AND BRIDGE STRUCTURES
IN CASE OF BALLAST AND BALLASTLES CROSSING OF THE RAILWAY**

Tsvetan Blagoev¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *The interaction between the superstructure of the railway and the bridge structures is not always easy to assess adequately. However, it is of great importance for determining the effects of the rolling stock on the superstructure of the bridge as well as on its substructure (reaction on bearings). In the case of continuously welded rails, it is appropriate to take into account the additional forces arising in the rails from the temperature difference between the bridge and the rails, as well as the additional stresses in the rails caused by braking and traction forces. It is also appropriate to take into account the effects of the rotation of the bridge at its bearings. These additional stresses should not exceed the permissible in the norms for the respective impact. In the present article two bridge structures with small and medium spans are investigated, for which the interaction between the superstructure of the railway and the bridge structures at ballast and ballast crossing is taken into account.*

Key words: *Ballasted track, ballastless track, interaction, continuously welded rails, bridge*

1. Въведение

Взаимодействието между горното строене на железния път (ГС) и мостовата конструкция влияе значително върху избора на мостова система, върху извършването на оразмерителните ѝ проверки за въздействията от железопътния трафик (спирателни и ускорителни сили и вертикални товари LM71/SW0/SW2), а също така и от влиянието на температурните разлики между двете конструкции. Основните параметри, които имат отношение към конструкцията на ГС са: дължина на разширение на мостовата

¹ Цветан Благоев, гл. ас., д-р, инж, катедра „Железници“, Факултет по Транспортно строителство, София, Ул. Христо Смирненски 1; e-mail: ceco_z@abv.bg;
Tsvetan Blagoev, Chief assistant Professor”, PhD, Eng., Railway construction Department, Faculty of Transportation Engineering, Hristo Smirnenski 1 Str. Sofia; e-mail: ceco_z@abv.bg

конструкция; коравината на основата; преходната конструкция към моста и вида на моста. Докато в повечето случаи са достатъчни опростени методи за изчисление на елементите от ГС, то в някои случаи е необходимо извършването на специални комплексни изчисления отчитащи съвместната работа на ГС и мостовата конструкция.

2. Общи положения при взаимодействието между мостови съоръжения и ГС

При БРП, когато в края на мостовата конструкция не се предвиждат устройства за линейно разширение на релсите се реализира взаимодействие между релсите и конструкцията като неговото количествено изражение зависи в най-голяма степен от вида и хоризонталната коравина на ГС и от дължината на температурно разширение на съоръжението. В германските железопътни технически спецификации максималната дължина за разширяване за едно или много коловозни мостове с баластово и безбаластово преминаване и безнаставов релсов път (БРП) е ограничена до:

- 60 м за стоманени мостове;
- 90 м за масивни и комбинирани мостове.

Разликата в дължините за разширяване се дължи на по-голямата чувствителност на стоманените мостове към температурни промени спрямо масивните или комбинирани такива. При по-големи отвори от гореспоменатите следва да се предвиди устройство за линейно разширение на релсите, които се поставят над опорите на моста, или да се направят допълнителни изчисления, които да докажат, че напреженията от взаимодействието между релса и конструкцията са по-малки допустимите в нормите (DIN_Fb 101).

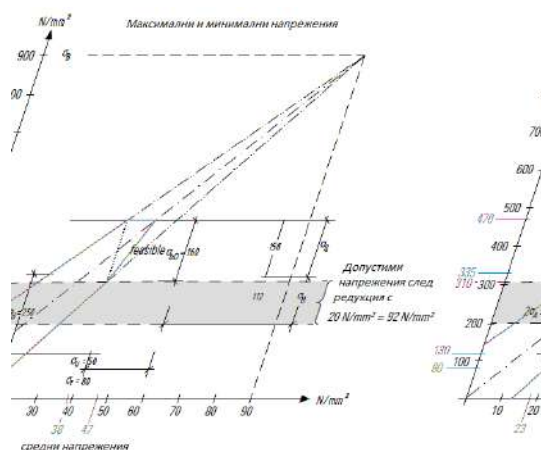
Допълнителните напрежения в релсите върху мостова конструкция също могат да се появят вследствие на премествания от:

- подвижен състав – LM71, поради завъртането и преместването на конструкцията (трябва да се отчете разликата във височините между лагерите на връхната конструкция и центъра на тежестта ѝ.)
- надлъжни премествания породени от ускорителни и спирателни сили;

От тези въздействия допълнителните напрежения в релсите се ограничават до 112 N/mm^2 . Огъването на мостовите носачи от подвижния товар поражда допълнителни напрежения в релсите. Този ефект е взет предвид с редуцирането на допустимите напрежения от взаимодействие с 20 N/mm^2 . Отчитайки огъването на моста допустимите напрежения в релсата от взаимодействие са $\sigma = 92 \text{ N/mm}^2$.

2.1. Допустими напрежения в релсата

Проверката за допълнителните натискови напрежения в релсата се ограничават от критерия за измятане на безнаставовия железен път – фигура 1.



Фигура 1. Проверка за допълнителни натискови напрежения в релсите [4]

Означенията във фигура 1 са:

Допустимото напрежение в релсата $\sigma = 470 \text{ N/mm}^2$ - граница на провлачане на релсовата стомана.

$2 \sigma_A = \sigma_B 250 \text{ N/mm}^2$ - устойчивост на корозирали релси съгласно резултатите от тест проведен в Техническият Университет в Мюнхен.

Допустимо $\sigma_{bD} = 160 \text{ N/mm}^2$ максимално опънно напрежение.

σ_Q е изчислено опънно напрежение в петата на релсата от осно натоварване Q (за релса UIC 60, коефициент на леглото $c = 100 \text{ N/cm}^3$) $\sigma_Q = 158 \text{ N/mm}^2$ при осно натоварване от 21 t и скорост $V = 200 \text{ km/h}$).

σ_T е напрежение от температурна разлика в релсата, $T = 50 \text{ K}$.

σ_E е вътрешното напрежение (породено при валцуване).

σ_U е напрежението породено от теста за издръжливост (динамичния тест за умора).

Като резултат на изложените до тук приемания, DIN-Fb 101 позволява следните допълнителни напрежения в релсите.

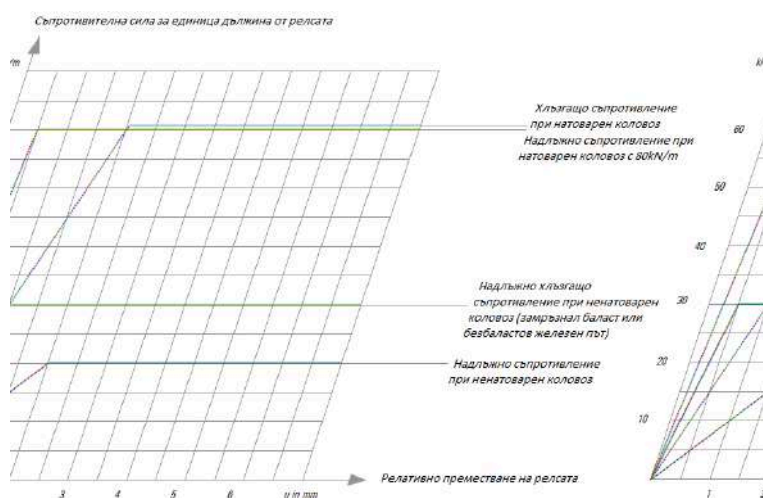
- за баластов железен път:
+92 N/mm^2 за опънни сили
-72 N/mm^2 за натискови сили
- за безбаластов железен път:
+/-92 N/mm^2

(Позволяването на по-високи натискови напрежения в безбаластовия железен път - 92 N/mm^2 е възможно благодарение на много по-доброто поведение на този тип конструкция срещу дитсорсия на железния път).

2.2. Надлъжно съпротивление на ГС

При моделирането на взаимодействието между ГС и конструкция следва адекватно да се отчете поведението срещу преместване на баластовия и безбаластовия железен път.

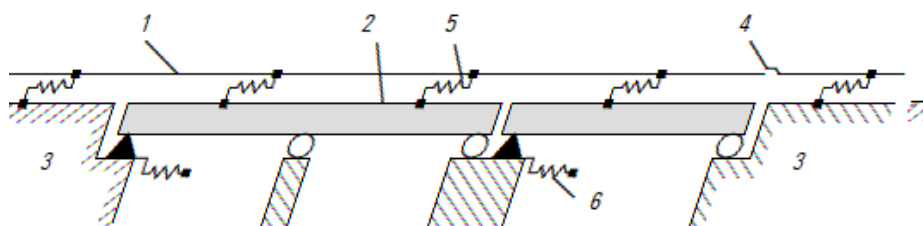
Поведението на релсите в надлъжно направление е разделено на съпротивление срещу надлъжно преместване на коловоза (в баласта) и надлъжно съпротивление в релсовите скрепления (меродавно при баластов път през зимата (замръзнал баласт) и при безбаластов железен път). Поведението е нелинейно и на фиг.1 е показано опростено като билинейно, с оглед опростяване на изчисленията. Важен показател, който оказва влияние върху надлъжното съпротивление е дали коловозът е натоварен или ненатоварен.



Фигура 2. Напречен разрез на конвенционален баластов железен път

За надлъжното съпротивление на релсотраверсовата скара и на релсата, следва да се приложи представената на фиг.2 билинейна зависимост чрез пружина със съответните характеристики q за натоварен или ненатоварен коловоз. Броя на пружините трябва да бъде минимум 10 за мостовата конструкция и поне два пъти повече за областта на пътното платно. Освен това ГС трябва да се моделира минимум 90 m след края на връхната конструкция.

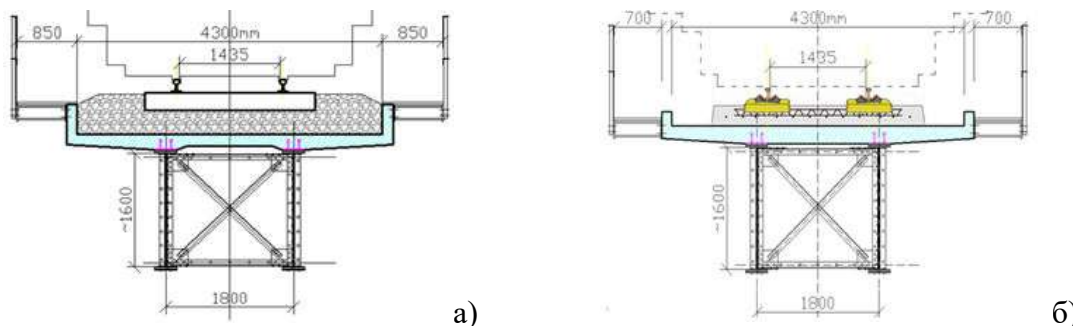
В изследванията, които са представени в настоящата публикация, за връзка между ГС и мостова конструкция са приети LINK елементи (в програмна система SAP2000 v14) със съответните надлъжни коравини. Коравината на долното строене (ДС) се определя съгласно фиг.3 и може да бъде отчетена по опростен начин като пружина на нивото на лагерите. Надлъжните сили в релсите и в лагерите породени от съответните влияния се суперпонираат линейно, като това приемане е консервативно.



Фигура 3. Опростен модел коловоз мостова конструкция [4]: 1 – коловоз; 2 – връхна конструкция; 3 – земна конструкция; 4 – дилатационно устройство (ако има); 5 – нелинейна надлъжна пружина представя поведението на коловоза в надлъжно направление (сила-преместване); 6 – надлъжна пружина, която представлява коравината в надлъжна посока на неподвижния лагер, взимайки предвид коравината на ДС)

3. Ефекти от взаимодействието между ГС и мостово съоръжение с отвор 15м и с отвор 31,23 m

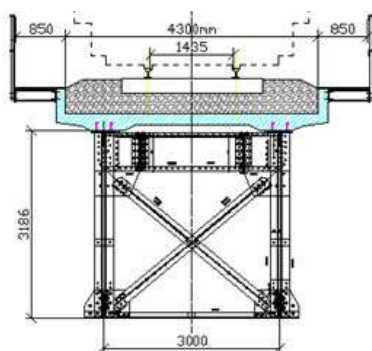
В съответствие с научно изследователска тема по ЦНИП [5] при УАСГ е извършено частично заснемане и обследване на два стари стоманени нитовани моста: на км 22⁺⁷³⁰ по линия София-Карлово-Варна фериботна – фигура 5 с отвор $L=15$ m и на км 17⁺⁵³⁶ по линия София-Горна Оряховица-Варна – фигура 7 $L=31,23$ m, с цел определяне на възможността и ефективността от привеждането им към съвременните експлоатационни и нормативни изисквания.



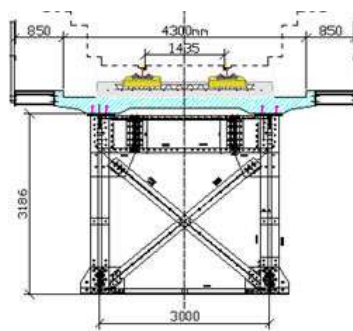
Фигура 4. Варианти за мост с отвор 15 m: а) баластово; б) безбаластово преминаване



Фигура 5. Стар стоманен нитован железопътен мост с пълностенни главни греди и отвор $L=15$ m



а)



б)

Фигура 6. Варианти за мост с отвор 31,23 m: а) баластово; б) безбаластово преминаване



Фигура 7. Стар стоманен нитован железопътен мост с главни греди ферми и отвор $L=31,23$ m

Привеждането и на двете конструкции към съвременните нормативни изисквания е предвидено чрез обединяването на стоманобетонната плоча за съвместна работа с елементи на главната конструкция (стоманобетонна плоча и главни греди – фигура 5 и стоманобетонна плоча и горен пояс ферма – фигура 7).

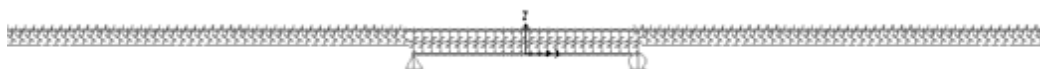
Механичните характеристики (граница на провлачване, якост на опън, гранично удължение при скъсване, ударна жилавост), химическият състав и заваряемостта на старата стомана са определени чрез серия от експериментални изпитвания, подробно описани в [5]. Също така, в [5] са проведени подробни статико-динамични изчислителни проверки, за изследване на ефективността от предложените варианти на фигура 5 и фигура 7.

В настоящата публикация са изследвани ефектите, породени от коментираните в точка 2 въздействия при взаимодействието между ГС и избраните мостови конструкции при баластов и безбаластов железен път.

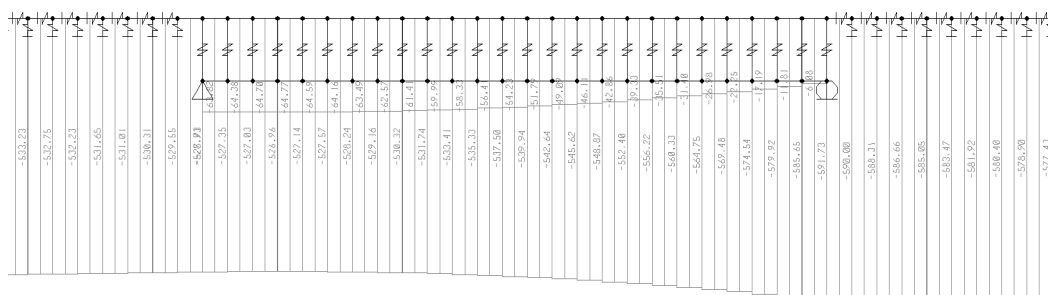
3.1. Изследване на взаимодействието между ГС и мостова конструкция с отвор 15 m

В настоящата точка е разгледан само вариантът с баластово преминаване, защото според DIN, при къси мостове ($L < 25\text{m}$) безбаластовият железен път се отделя от конструкцията на моста посредством материал с ниско съпротивление на триене и на практика взаимодействието между двете констрикции е незначително.

3.1.1. Изследване на ефектите от температурна разлика между безнаставов релсов път (БРП) и мостовата конструкция



Фигура 8. Модел на системата релса – конструкция (съгласно изискванията в нормите)



Фигура 9. Осови нормални разрезни усилия в релсата [kN] при температура на релсата 30°C и на мостовата конструкция 10°C

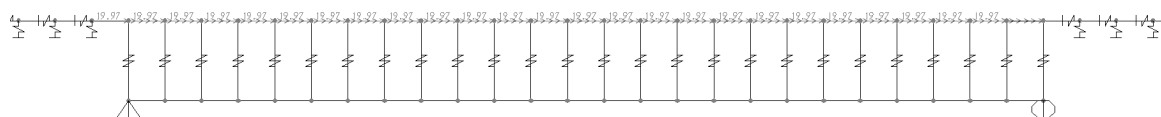
В представените на фигура 8 и фигура 9 модели, за връзката между моста и релсата са приети LINK елементи (в програмна система SAP2000 v14). За връзката със земната основа извън мостовата конструкция са приети хоризонтални и вертикални пружини. При определянето на хоризонталната и вертикалната коравина на железния път, е отчетен приносът на всеки от елементите на ГС, представено подробно в [1] и [2].

Таблица 1. Осови нормални сили N_r и нормални напрежения $\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ в релсата, за температура на релсата 30°C и на мостовата конструкция 10°C. [1]

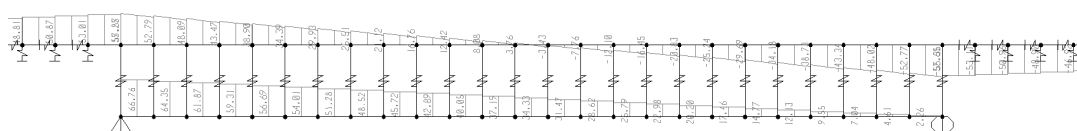
x [m]	подпиране	N_r [kN]		$\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ [N/mm ²]	
		Аналитично решение	Решение по МКЕ	Аналитично решение	Решение по МКЕ
0.000	НПЛ	-571.87	-527.91	-74.56	-68.83
7.500	-	-547.71	-535.33	-71.41	-69.79
15.000	ЛПЛ	-571.87	-585.56	-74.56	-76.34
НПЛ - неподвижен лагер, ЛПЛ - линейно подвижен в хоризонтална надлъжна посока лагер					

3.1.2. Изследване на ефектите от хоризонтални инерционни сили при взаимодействие между БРП и разглежданата мостова конструкция.

Направен е анализ за ефекта и разпределението на хоризонталните теглителни сили $Q_{lak} = 33kN / m'$ (общо за двете релси) и $\alpha = 1,21$, породени от железопътния трафик, като фун-ция от хоризонталната коравина на баласта. Те са приложени на ниво горен ръб релса (ГРР) по дължината на цялата мостова конструкци в съответствие с предписанията на [6].



Фигура 10. Натоварване на ниво релса с $Q_{lak_1rail} = 19,965kN / m$



Фигура 11. Осови разрезни усилия в релса и конструкция от теглителни сили Q_{lak_1rail}

Направено е изследване чрез серия от модели по МКЕ, разработени в програмната система SAP2000 V.14, на влиянието на хоризонталната коравина на баласта $k_{h_ballast}$ (за една траверса, с k_{h_bb} е означена разпределената хоризонтална коравина за баластовото легло) върху часта от теглителната сила, която се поема от неподвижния в хоризонтална надлъжна посока лагер $\xi = R_{hb_k} / R_{Qlak}$ (R_{hb_k} - хоризонтална надлъжна реакция в неподвижния лагер на мостовата конструкция, R_{Qlak} - сумарна хоризонтална надлъжна сила приложена на ниво ГРР за една релса). На фигура 10 и фигура 11 са представени съответно моделът по МКЕ и диаграма на осовите нормални разрезни усилия на системата БРП – мостова конструкция при хоризонтална коравина на баластовата призма $k_{h_bb} = 7637kN / m^2$. Резултатите от проведените анализи по МКЕ са обобщени в Таблица 2.

Таблица 2 . Разпределение на хоризонтална теглителна сила между ГС и моста [1]

$k_{h_ballast}$ [kN/m]	k_{h_bb} [kN/m ²]	R_{Qlak} [kN]	R_{hb_k} [kN]	$\xi = R_{hb_k} / R_{Qlak}$	$\xi \mu$	$Si = (\xi - \xi \mu)^2$
2000	3333	299.475	82.228	0.275	0.267	0.000062606044
3500	5833	299.475	101.203	0.338	0.340	0.000005407868
4582	7637	299.475	111.271	0.372	0.375	0.000014978219
7000	11667	299.475	127.970	0.427	0.430	0.000009512570
10000	16667	299.475	142.485	0.476	0.476	0.000000316466
15000	25000	299.475	158.980	0.531	0.528	0.000006983511
20000	33333	299.475	170.352	0.569	0.565	0.000016314446
						$\Sigma Si = 0.000116119124$

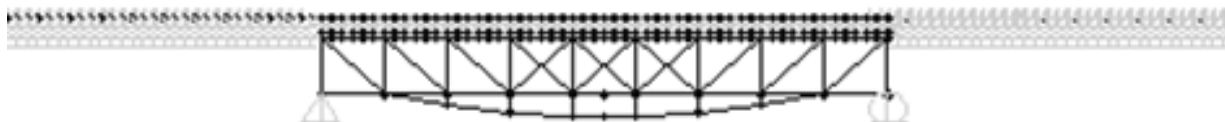
Таблица 3. Характеристични и изчислителни стойности на осовите разрезни усилия и изчислителни стойности на нормалните напрежения в релсата от теглителни сили определени според [6], във функция от хоризонталната коравина на баластовата призма.

$k_{h_ballast}$ [kN/m]	k_{h_bb} [kN/m ²]	$\pm N_{k,rail}$ [kN]	$\pm N_{Ed,rail}$ [kN]	A_{rail} [mm ²]	$\pm \sigma_{Ed}$ [N/mm ²]
2000	3333	110.09	159.63	7670.0	20.81
3500	5833	100.87	146.26	7670.0	19.07
4582	7637	95.95	139.13	7670.0	18.14
7000	11667	87.76	127.26	7670.0	16.59
10000	16667	80.59	116.86	7670.0	15.24
15000	25000	72.36	104.92	7670.0	13.68
20000	33333	66.60	96.58	7670.0	12.59

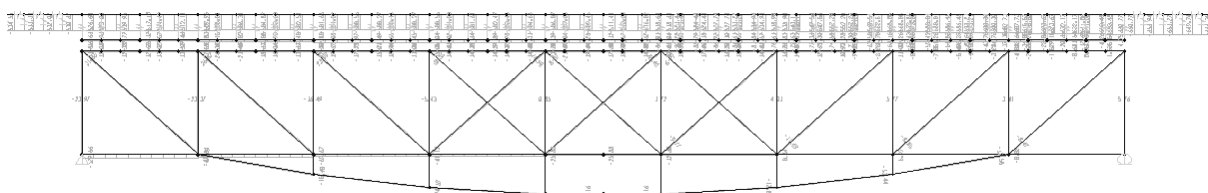
3.2. Изследване на взаимодействието между ГС и мостова конструкция с отвор 31,23 m при баластово преминаване.

3.2.1. Изследване на ефектите от температурна разлика между безнаставов релсов път (БРП) и мостовата конструкция

В тази точка е изследвано взаимодействието между БРП и мостова конструкция с отвор $L=31,23$ m, показана на фигура 7. Моделирането е аналогично на това в точка 3.1. и е в програмната система SAP2000 v.14.



Фигура 12. Модел на системата релса – конструкция



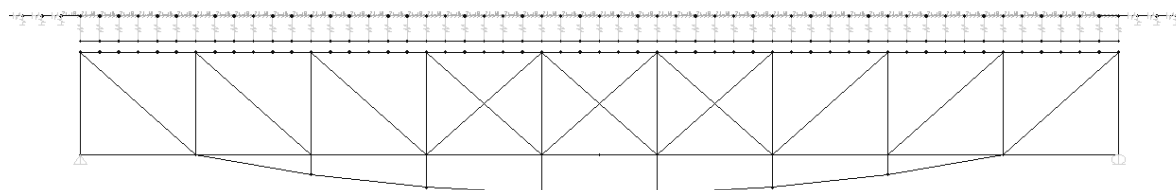
Фигура 13. Осови нормални разрезни усилия в релсата [kN] при температура на релсата 30°C и на мостовата конструкция 10°C.

Таблица 4. Осови нормални сили N_r и нормални напрежения $\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ в релсата за температура на релсата 30°C и на мостовата конструкция 10°C.

x [m]	подпиране	N_r [kN]	$\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ [N/mm ²]
0	НПЛ	-530.67	-69.19
15.615	-	-511.44	-66.68
31.23	ЛПЛ	-660.77	-86.15
НПЛ - неподвижен лагер, ЛПЛ - линейно подвижен в хоризонтална надлъжна посока			

3.2.2. Изследване на ефектите от хоризонтални инерционни сили при взаимодействие между БРП и разглежданата мостова конструкция.

В разглеждания случай на мост със среден отвор ($L=31,23\text{m}$) меродавна е спирателната сила от товарен модел SW/2 - $Q_{lbk} = 35\text{kN/m}$ (общо за двете релси) и $\alpha = 1,21$. Тя е приложена на ниво ГРП по дължината на цялата мостова конструкция в съответствие с предписанията на [6].



Фигура 14. Натоварване на ниво релса с $Q_{lbk_rail} = 21,18\text{kN/m}$

Направените изследвания в тази точка са аналогични на тези направени в точка 3.1.2. Чрез серия от модели по МКЕ, разработени в програмната система SAP2000 V.14 е изследвано влиянието на хоризонталната коравина на баласта $k_{h_ballast}$ върху частта от спирателната сила, която се поема от неподвигния в хоризонтална надлъжна посока лагер $\xi = R_{hb_k} / R_{Qlbk}$.

Таблица 5. Разпределение на хоризонтална спирателна сила между ГС и моста

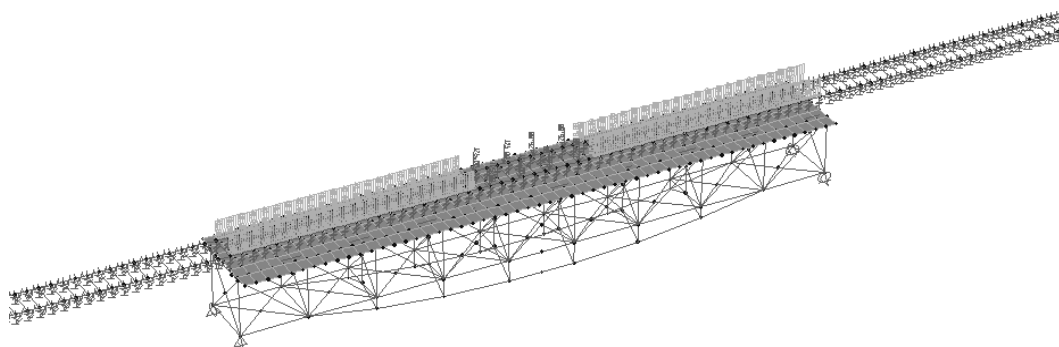
$k_{h_ballast}$ [kN/m]	k_{h_bb} [kN/m ²]	R_{Qlbk} [kN]	R_{hb_k} [kN]	$\xi = R_{hb_k} / R_{Qlbk}$
2000	3333.333	661.3	254.53	0.385
3500	5833.333	661.3	273.92	0.414
4582	7636.667	661.3	279.55	0.423
7000	11666.67	661.3	283.14	0.428
10000	16666.67	661.3	281.35	0.425
15000	25000	661.3	274.72	0.415
20000	33333.33	661.3	267.36	0.404

Таблица 6. Характеристични и изчислителни стойности на осовите разрезни усилия и изчислителни стойности на нормалните напрежения в релсата от спирателни сили определени според [6], като функция от хоризонталната коравина на баластовата призма.

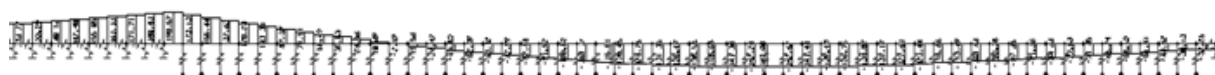
$k_{h_ballast}$ [kN/m]	k_{h_bb} [kN/m ²]	$\pm N_{k,rail}$ [kN]	$\pm N_{Ed,rail}$ [kN]	A_{rail} [mm ²]	$\pm \sigma_{Ed}$ [N/mm ²]
2000	3333.333	207.06	300.24	7670.00	27.00
3500	5833.333	197.22	285.97	7670.00	25.71
4582	7636.667	194.19	281.58	7670.00	25.32
7000	11666.67	191.79	278.10	7670.00	25.01
10000	16666.67	191.9	278.26	7670.00	25.02
15000	25000	194.02	281.33	7670.00	25.30
20000	33333.33	196.53	284.97	7670.00	25.62

3.2.3. Изследване на ефектите от товарен модел LM71 при взаимодействието между БРП и разглежданата мостова конструкция.

Направено е изследване за ефектите, породени от подвижен състав за варианта с баластово преминаване, като за целта е използван товарен модел LM71, съгласно системата Еврокод. Изследван е случай, при който подвижният състав е разположен симетрично върху цялата мостова конструкция (само върху мостовата конструкция), тъй като той се оказва меродавен за преместването в лагера. Разработен е тридименсионален модел по МКЕ в програмната система SAP2000 V.14. За елементите на съществуващата стоманена конструкция и релсата са използвани FRAME, за новата, от затворен тип стоманобетонна пътна конструкция, са използвани SHELL крайни елементи. Връзката между релса и конструкция е осъществена посредством LINK крайни елементи. Моделът на системата релсов път – конструкция е показан на фигура 15. Диаграмата на осовата сила в релсата, породена от натоварването на мостовата конструкция със товарен модел LM71 е представена на фигура 16. Еластичността на железният път е отразена със съответните хоризонтални и вертикални пружинни константи.



Фигура 15. Модел на системата релсов път-конструкция



Фигура 16. Осови разрезни усилия в релсата от товарен модел LM71

Получените премествания и завъртания в лагерите и изчислените нормални напрежения, породени в релсата от железопътния трафик са дадени в Таблица 7.

Таблица 7. Премествания и завъртания в лагерите и релсови напцрежения от въздействието на подвижен състав

M [Nmm]	N [N]	A [mm ²]	W _x [mm ³]	σ _{LM71k} [N/mm ²]	σ _{LM71Ed} [N/mm ²]	φ _{нпл} [rad]	u _{лпл} [m]
9160000.00	190570.00	7670.00	3.34E+05	52.30	75.84	0.000788	0.00432

3.3. Изследване на взаимодействието между ГС и мостова конструкция с отвор 31,23 m при безбаластово преминаване

Като детайл за пътя на монолитна основа както върху мостовата конструкция, така и върху разглежданите прилежащи участъци върху земна основа е избран детайл на най-използваната безбаластова система в Европа Rheda 2000, чиито характеристики са представени подробно в [1] и [2].

3.3.1. Изследване на ефектите от температурна разлика между БРП и мостовата конструкция

В тази точка е проведено аналогично изследване на направеното в т.3.2. При конструкции със среден и голям отвор и безбаластово преминаване на железния път, ефектите от температурна разлика, както и от другите хоризонтални и вертикални въздействия, имат по-голямо влияние върху възникващите усилия ГС и мостовата конструкция при взаимодействието им. Това се дължи на липсата на баластова призма и на коравата връзка между безбаластовия железен път и връхната конструкция.

Таблица 8. Осови нормални сили N_r и нормални напрежения $\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ в релсата, за температура на релсата 30°C и на мостовата конструкция 10°C.

x [m]	подпиране	N_r [kN]	$\sigma_{Ed,rail,T30-10}$ [N/mm ²]
0	НПЛ	-539.84	-70.38
15.615	-	-483.81	-63.08
31.23	ЛПЛ	-716.13	-93.37
НПЛ - неподвижен лагер, ЛПЛ - линейно подвижен в хоризонтална надлъжна посока			

3.3.2. Изследване на ефектите от хоризонтални инерционни сили при взаимодействие между БРП и разглежданата мостова конструкция.

Направените по-долу изследвания са аналогични на т.3.2.2 и т.3.2.3., като тук меродавната спирателна сила е от товарен модел SW/2 - $Q_{lbk} = 35kN / m'$ (общо за двете релси) и $\alpha = 1,21$ (както в т.3.2.2). За разлика от баластовия железен път, където в поемането и разпределянето на хоризонталните сили участват баластовата призма и релсовите скрепления (съпротивляващи се на релативното преместване на релсите спрямо траверсите), при безбаластовото преминаване, поради коравата връзка, надлъжните сили се предават единствено благодарение на съпротивленията на скрепленията. Това може да доведе до получаване на много голяма реакция в неподвижния лагер на мостовата конструкция. За да бъде избегнат или частично намален този ефект се допуска намаляване на притискащата сила на скреплението или използване на скрепления с нулево надлъжно съпротивление. За разглежданата мостова конструкция са приети надлъжни коравини на релсовото скрепление от 1000 до 10000 kN/m [9].

Таблица 9. Разпределение на хоризонтална надлъжна спирателна сила между горно строене на железния път и мостова конструкция.

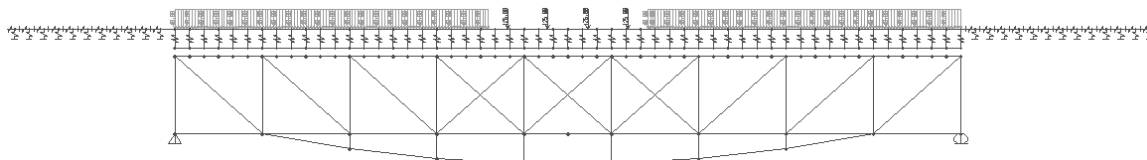
$k_{h_fastening}$ [kN/m]	R_{Qbk} [kN]	R_{hbk} [kN]	$\xi = R_{hbk} / R_{Qbk}$
10000	661.30	281.30	0.425
9000	661.30	276.53	0.418
8000	661.30	270.74	0.409
7000	661.30	263.57	0.399
6000	661.30	254.50	0.385
5000	661.30	242.70	0.367
4000	661.30	226.81	0.343
3000	661.30	204.36	0.309
2000	661.30	170.43	0.258
1000	661.30	113.61	0.172

Таблица 10. Характеристични и изчислителни стойности на осовите разрезни усилия и изчислителни стойности на нормалните напрежения в релсата от спирателни сили определени според [6], във функция от хоризонталното съпротивление на скрепленията

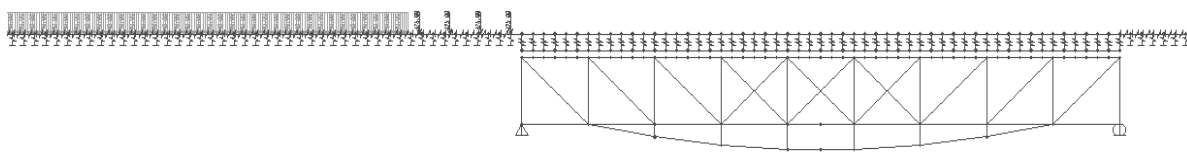
$k_{h, \text{fastening}}$ [kN/m]	$\pm N_{k, \text{rail}}$ [kN]	$\pm N_{Ed, \text{rail}}$ [kN]	A_{rail} [mm ²]	$\pm \sigma_{Ed}$ [N/mm ²]
10000	191.89	278.24	7670.00	25.02
9000	194.39	281.87	7670.00	25.34
8000	197.38	286.20	7670.00	25.73
7000	200.92	291.33	7670.00	26.20
6000	205.66	298.21	7670.00	26.81
5000	211.59	306.81	7670.00	27.59
4000	219.52	318.30	7670.00	28.62
3000	230.65	334.44	7670.00	30.07
2000	247.23	358.48	7670.00	32.23
1000	275.16	398.98	7670.00	35.87

3.3.3. Изследване на ефектите от товарен модел LM71 при взаимодействие между БРП и разглежданата мостова конструкция.

Както в т.3.2.3., така и тук са направени анализи от въздействието на подвижния състав. За разлика от споменатата по-горе точка тук са изследвани две различни положения на подвижния товар. Едното, изцяло в мостовата конструкция и симетрично спрямо нея (както в т.3.2.3.) - фигура 17, а другото непосредствено преди навлизането на подвижния състав в съоръжението – фигура 18.

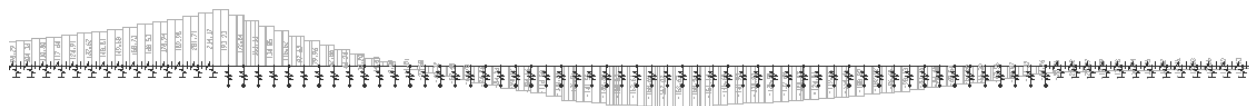


Фигура 17. Първо товарно състояние – върху мостовата конструкция



Фигура 18. Второ товарно състояние – непосредствено преди мостовата конструкция

И при двете товарни състояния се наблюдават големи разрезни усилия в горното строене на железния път в областта малко преди и в началото на моста.



Фигура 19. Осови разрезни усилия в релсата от първо товарно състояние



Фигура 20. Осови разрезни усилия в релсата от второ товарно състояние

Освен двете товарни състояния са изследвани и варианти с различна коравина на почвата преди и след съоръжението със стойности от $\rho=40000\div 100000$ kN/m [7].

Таблица 11. Разрезни усилия и нормални напрежения в релсата, завъртане на НПЛ и надлъжно преместване в ЛПЛ от товарен модел LM71 – първо товарно състояние.

k_{v_soil} [N/mm]	k_{v_bridge} [N/mm]	M [Nmm]	N [N]	σ_{LM71k} [N/mm ²]	σ_{LM71Ed} [N/mm ²]	$\varphi_{НПЛ}$ [rad]	$u_{ЛПЛ}$ [m]
40000	13890	9858700	214169	57.47	83.34	0.0005208	0.00407
50000	14920	9877700	214277	57.55	83.44	0.0005207	0.00407
60000	15710	9893200	214355	57.60	83.52	0.0005207	0.00407
70000	16320	9905600	214413	57.65	83.59	0.0005207	0.00407
80000	16800	9915600	214457	57.68	83.64	0.0005207	0.00407
90000	17210	9924200	214494	57.71	83.68	0.0005207	0.00407
100000	17540	9931300	214522	57.74	83.72	0.0005207	0.00407

Таблица 22. Разрезни усилия и нормални напрежения в релсата за сечението с максимален огъващ момент от товарен модел LM71 – второ товарно състояние.

k_{v_soil} [N/mm]	k_{v_bridge} [N/mm]	M_{max} [Nmm]	N [N]	σ_{LM71k} [N/mm ²]	σ_{LM71Ed} [N/mm ²]
40000	13890	23294800	11444	71.32	103.41
50000	14920	23160100	10974	70.85	102.74
60000	15710	23045500	10645	70.47	102.18
70000	16320	22952100	10409	70.16	101.73
80000	16800	22876100	10232	69.91	101.36
90000	17210	22809800	10086	69.69	101.05
100000	17540	22755600	9973	69.51	100.79

Таблица 23. Разрезни усилия и нормални напрежения в релсата за сечението с максимална осова сила от товарен модел LM71 – второ товарно състояние.

k_{v_soil} [N/mm]	k_{v_bridge} [N/mm]	M [Nmm]	N_{max} [N]	σ_{LM71k} [N/mm ²]	σ_{LM71Ed} [N/mm ²]
40000	13890	3037300	15140	11.08	16.06
50000	14920	2934200	14525	10.69	15.50
60000	15710	2861600	14096	10.42	15.10
70000	16320	2809000	13786	10.22	14.82
80000	16800	2769500	13555	10.07	14.60
90000	17210	2737000	13365	9.95	14.42
100000	17540	2711600	13217	9.85	14.28

Изводи

Въпреки, че при отвори по-малки от 60м при стоманени и 90м при стоманобетонни и комбинирани мостове, изчисленията могат да бъдат проведени по орпостените процедури описани DIN-Fb 101, Анекс К, Глава 2 - без проверка на допълнителните релсови напрежения. От направените изчисления можем да заключим, че проверка за допълнителните напрежения взаимодействия между ГС и мостова конструкция следва да бъдат направени.

От описаните числени примери в т.3 е видно, че при нагряване на релсите 30°C, а на мостовата конструкция 10°C и приета хоризонтална коравина на баласта 7637 kN/m² [2] в релсите от взаимодействието с мостовата конструкция се получават нормални натискови напрежения с максимална стойност около 75÷86 N/mm², които са малко по-високи от допустимите натискови напрежения в релсата вследствие взаимодействието от 72 N/mm² в съответствие с [6]. При същото въздействие и безбаластово преминаване на железния път, допълнителните напрежения са 93 N/mm² при допустими 92 N/mm².

Изследванията за инерционните хоризонтални сили при съоръжението със среден отвор и безбаластово преминаване са направени за различни съпротивления на релсовото скрепление. В нормите се допуска при по дълги съоръжения притискателната сила на скрепленията в зоната на моста да бъде намалена. В т. 3.3.2. е направен анализ с надлъжни съпротивления $k_{h_fastening} = 1000 \div 10\,000$ kN/m, при което максималната стойност на $x=0,425$ (за $k_{h_fastening} = 10\,000$ kN/m), като това показва, че частта от спирателната сила поемаща се от неподвижния лагер е почти същата както и при баластово преминаване на конструкцията, но при минималните стойности за x има над 2 пъти разлика $x=0,172$ (за $k_{h_fastening} = 1000$ kN/m), докато при баластово преминаване за $x=0,385$ (за $k_{h_ballast} = 2000$ kN/m).

От изложеното до тук може да се заключи, че преминаването с безбаластова конструкция Rheda 2000 върху разглежданото мостово съоръжение е технически по-целесъобразен вариант, при който освен по-голямата устойчивост срещу измятане на скарата и по-леката върхна конструкция, е възможно и облекчаване на неподвижните в надлъжна посока лагери. Този ефект е особено важен при стари конструкции в случаите, при които подмяната на лагерите е трудно осъществима.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Blagoev Ts., Ballasted and ballastless track in transition zone and on facilities – PhD in self - study 2017
- [2] Esveld Coenrad, Modern railway track — Digital edition 2014, version 3.1
- [3] Blagoev Ts., Investigation of the effects of implementation of highly elastic fastening rail pads on ballasted and ballastless railway track, XXI INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE ON CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE VSU'2021
- [4] Superstructure for wheel-rail-traffic Interaction between rail and bridge, SSF Ingenieure Consulting Engineers, www.ssf-ing.de
- [5] Georgiev L and collective, Research topic: "Study of the behavior of steel railway bridges with open road structure in the construction of reinforced concrete closed type, combined to work with elements of the old structure.", UACG 2015
- [6] BDS EN 1991-2:
- [7] Giannakos Kostantinos, Tsoukantas Spyridon, Transition Zone between Ballastless and Ballasted Track: Influence of changing stiffness on acting forces.
- [8] Dencheva Zlatka, Superstructure and maintenance of the railway track – textbook
- [9] Kim In Jae, Yang Sin Choo, Han Sang Chul, Study on Behavior Characteristics of Turnout and Bridge

**ИЗСЛЕДВАНЕ НА ЕФЕКТИТЕ ОТ ВНЕДРЯВАНЕ
НА ВИСОКО ЕЛАСТИЧНИ ПОДЛОЖКИ НА СКРЕПЛЕНИЯТА
ПРИ БАЛАСТОВ И БЕЗБАЛАСТОВ ЖЕЛЕЗЕН ПЪТ**

Цветан Благоев¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

**INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF IMPLEMENTATION
OF HIGHLY ELASTIC FASTENING RAIL PADS
ON BALLASTED AND BALLASTLESS RAILWAY TRACK**

Tsvetan Blagoev¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: Nowadays the requirements of geometry of railway track are very high. The operational velocity, intensity of traffic and axle load of rolling stocks increase at the time as well as the requirement of the travel comfort. This necessitates more and more intensive maintenance of the railway lines in the ever shorter windows for repair works. Various railway administrations are implementing modern structures and methods, such as a monolithic track, pads under the sleepers, more elastic fasteners, frequent grinding of the rail heads, etc., in order to reduce the adverse effects of the impact of the rolling stock on the track. In the present article an analysis of the implementation of a slab track system is made. The implementation of different elastic rail pads in the transition zone between ballast and ballastless track, as well as in the conventional ballast system is analyzed.

Key words: Ballasted track, ballastless track, transition zone, fastening system, highly elastic rail pad

1. Въведение

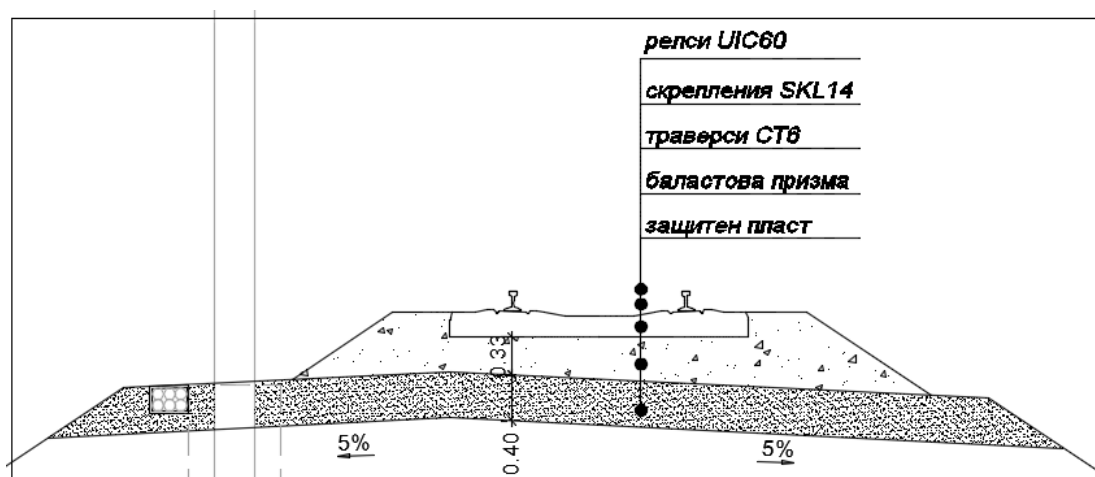
За да се направи анализ на напрегнатото и деформирано състояние на железния път в различните му зони, както и в зоната на преход между баластов и безбаластов железен път е възможно използването на софтуерен продукт базиран на метод на крайните елементи (МКЕ). За целта е използван SAP2000.v.14. За да можем да моделираме адекватно системата на горното строене (ГС) като греда на еластична основа, е

¹ Цветан Благоев, гл. ас., д-р, инж., катедра „Железници“, Факултет по Транспортно строителство, София, Ул. Христо Смирненски 1; e-mail: ceco_z@abv.bg;
Tsvetan Blagoev, Chief assistant Professor, PhD, Eng., Railway construction Department, Faculty of Transportation Engineering, Hristo Smirnenski 1 Str. Sofia; e-mail: ceco_z@abv.bg

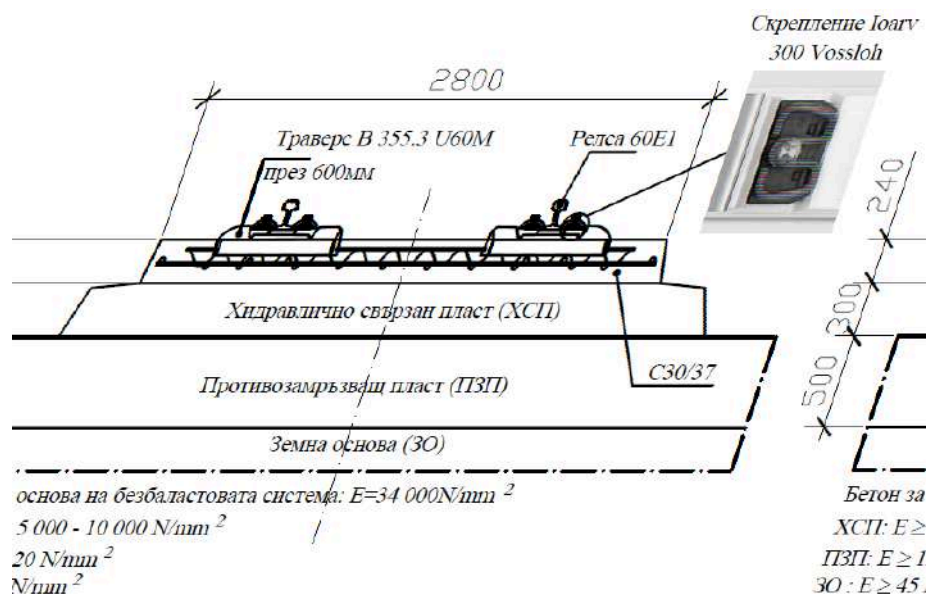
необходимо да са известни еластичните характеристики на разглежданите типове ГС, както и по какъв начин се изменя коравината в преходната зона между тях. (линейно или стъпалообразно). В настоящата публикация са разгледани 2 конструкции: конвенционален железен път (с баластова призма) и безбаластова система тип Rheda 2000 (масово разпространена в Европа). Определени са еластичните характеристики на двата типа ГС, като са предложени различни варианти за преход между тях, посредством високо еластични подрелсови подложки.

2. Определяне на еластичните характеристики на безбаластовия и баластовия железен път

В настоящата разработка са разгледани два типа ГС масово използвани в Европа и Япония: баластов железен път с релси **60E1**, скрепления **W14 Vossloh**, траверси **B70 (CT-6)** или с подобна конструкция (340 kg), баластова призма (22,4÷62,3) с минимум 33 см добре уплътнен баласт под траверсите в областта на стъпването на релсите и минимум 40 см защитен пласт (Фигура 1); и безбаластова система **Rheda 2000** с релси **60E1**, скрепление **Ioarv 300 Vossloh**, траверси **B355.3 U60M**, 30см хидравлично свързан пласт и минимум 50 см противозамръзващ пласт (Фигура 2).



Фигура 1. Напречен разрез на конвенционален баластов железен път



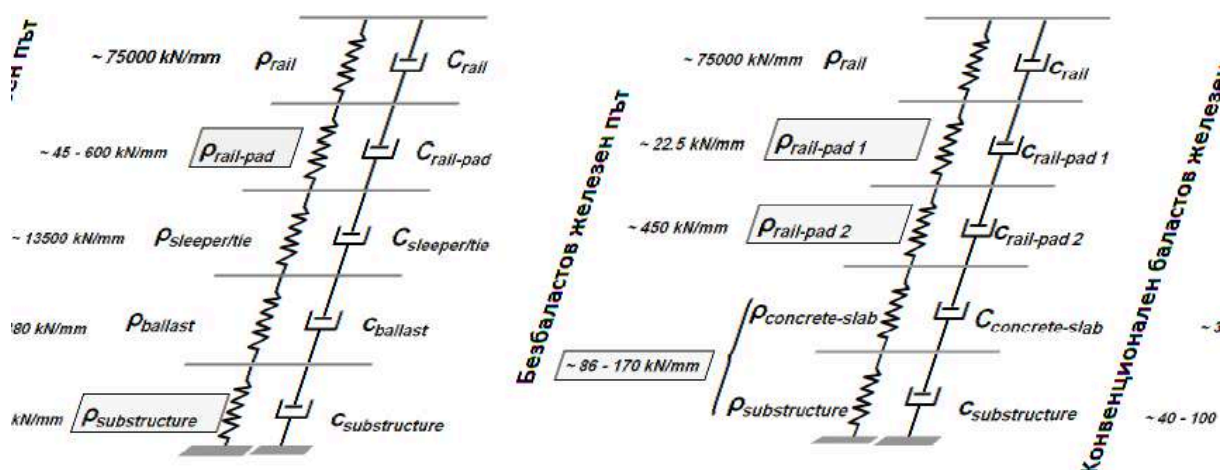
Фигура 2. Напречен разрез на безбаластов железен път Rheda2000

2.1. Определяне на еластичната константа на двете конструкции

Напрегнатото състояние на железния път зависи от общата пружинна константа на коловоза r_{total} . Стойността на общата пружинна константа r_{total} се формира от еластичните характеристики на всички елементи и пластове на железния път. Стойностите на еластичните константи на елементите по данни взети от измервания в германската железопътна мрежа са както следва:

- Релса $r_{rail} = 50000 \div 100000 \text{ kN/mm}$ със средна стойност 75000 kN/mm ;
- Траверса $r_{slipper} = 500 \div 800 \text{ kN/mm}$ за дървени траверси и $12000 \div 15000 \text{ kN/mm}$ със средна стойност от 13500 kN/mm за стоманобетонни траверси.
- Баласт $r_{ballast} = 380 \text{ kN/mm}$ измерена константа при „замърсен“ баласт 2 години след полагането му.
- Земна основа $r_{substructure} = 20 \div 60 \text{ kN/mm}$ със средна стойност от 40 kN/mm за чакълести почви и стойности $r_{substructure} = 80 \div 100 \text{ kN/mm}$ за замръзвала земна основа и баласт. При малка дебелина на баласта върху бетоново корито на тунел или стоманобетонна плоча върху мост тази стойност може да достигне до 250 kN/mm . [30]
- Релсова подложка - r_{pad} – еластичната константа на подрелсовата подложка има значително влияние върху коравината на железния път, а от там и върху разпределянето на натоварването върху траверсите или стоманобетонната плоча. Стойностите за коравината на подрелсовата подложка варират от $45 \div 600 \text{ kN/mm}$ за стандартни релсови скрепления при баластов железен път, а за скрепление IOARV 300 Vossloh подложката, изработена от селентик е със значителни еластични характеристики, като $r_{pad} = 22,5 \text{ kN/mm}$. [30], [31]

$$(1) \quad \frac{1}{\rho_{total}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\rho_i}$$



Фигура 3. Принос към еластичността на елементите от ГС

Таблица 1 може да служи като ориентир за избор на земна основа при проектирането на безбаластов железен път, като минималната стойност се препоръчва да бъде $r_{substructure} = 86 \text{ kN/mm}$. Освен това при стойностите за C и r имаме линейна зависимост и $r = C \cdot F / 2$, където F е контактната площ между траверсас и баласт ($F = 5700 \text{ cm}^2$) (Eisenmann) [4]

Таблица 1. [4] Зависимост между коефициента на леглото C и коефициента на еластичност r за коловоз екипиран с релси 60E1 и траверси В70 и безбаластов коловоз

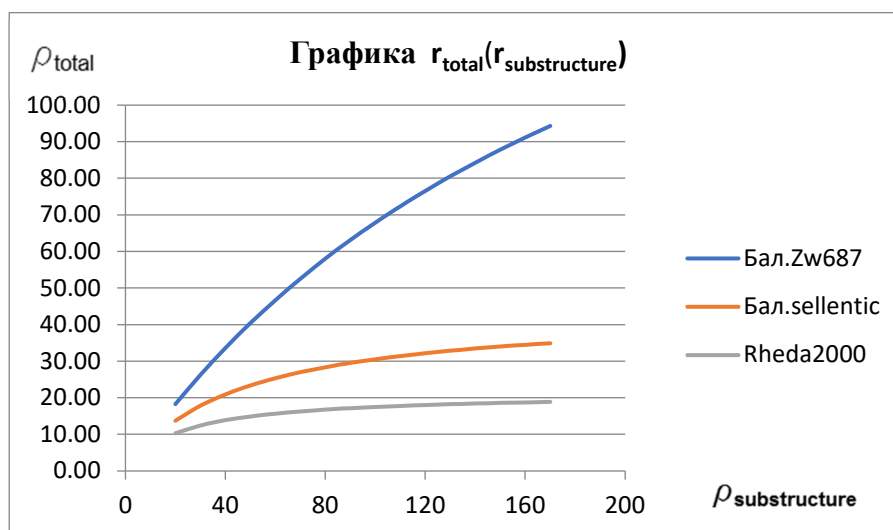
	Носеща способност на земната основа					
	Баластов железен път			Безбаластов железен път		
	ниска	добра	висока	ниска	добра	висока
$C [N/mm^3]$	0.05	0.10	0.15	0.30	0.35	0.40
$r_{substructure(30)}$	14	29	43	86	100	114

2.2. Изменение на общата коравина на конструкцията в зависимост от коравината на земната основа (substructure).

На фигура 4 (Таблица 2) се вижда изменението на общата пружинна константа r_{total} (C_{total}) във функция от коравината на земната основа, като е направено изследване с различни почви. От тази графика може да се види какъв принос към общата еластична константа има коравината на долното строене. Изследвани са случаи с баластово преминаване със стандартна подрелсова подложка Zw687 - $k = 500 kN/mm$ и най-съвременната подложка от селентик Zw700 с $k \geq 50 kN/mm$. Както и безбаластов железен път Rheda2000 с 3 подложки – Zw 692-6 – $k=22,5 kN/mm$; Zw104/150NT – $k=800 kN/mm$ и междинна подложка Grp 21/150.

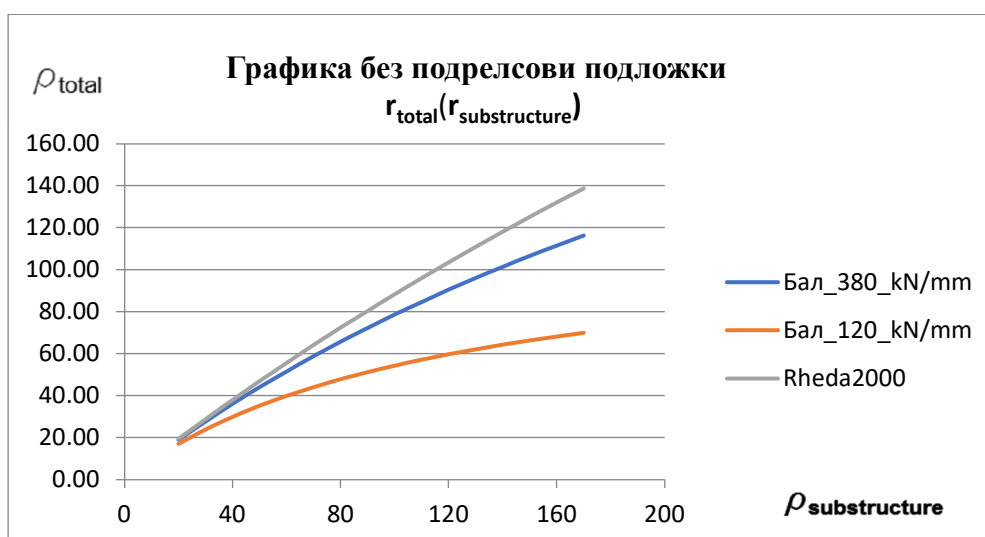
Таблица 2. Изменение на общата коравина на железния път в зависимост от коравината на земната основа (substructure)

$r_{substructure}$	$r_{tot zw687}$	$r_{tot sellentic}$	$r_{tot rheda200}$	
20	18,28	13,75	10,31	kN/mm
30	26,28	17,84	12,45	kN/mm
40	33,65	20,96	13,89	kN/mm
50	40,45	23,41	14,92	kN/mm
60	46,76	25,39	15,70	kN/mm
70	52,62	27,02	16,31	kN/mm
80	58,08	28,39	16,80	kN/mm
86	61,17	29,11	17,05	kN/mm
90	63,17	29,56	17,20	kN/mm
100	67,94	30,56	17,54	kN/mm
110	72,41	31,44	17,82	kN/mm
120	76,61	32,20	18,07	kN/mm
130	80,57	32,88	18,28	kN/mm
140	84,30	33,49	18,46	kN/mm
150	87,83	34,03	18,63	kN/mm
160	91,17	34,52	18,77	kN/mm
170	94,33	34,96	18,90	kN/mm



Фигура 4. Изменение на общата коравина на железния път в зависимост от коравината на земната основа (substructure)

Три от елементите на горното строене на железния път – релси, траверси и баласт имат само 6÷10% принос към еластичността на железния път. Съществен принос имат еластичността на подрелсовите подложки r_{pad} и еластичността на земната основа $r_{substructure}$. От представените в Таблица 2 (фиг. 4) резултати става ясно, че пружинната константа на подрелсовата подложка има значително въздействие върху общата коравина на коловоза r_{total} . Също така се вижда, че $r_{total} = 18,28 \div 94,33$ kN/mm – при конвенционален баластов железен път със стандартна релсова подложка. Това води до разлики от над 5 пъти в общата коравина породени от разликите в коравините на земната основа. При скрепление с висока еластичност от селентик с $r_{pad} \geq 50$ kN/mm - $r_{total} = 13,75 \div 34,96$ kN/mm – разликата е само 2,5 пъти.



Фигура 5. Изменение на общата коравина на железния път без подрелсови подложки в зависимост от коравината на земната основа (substructure)

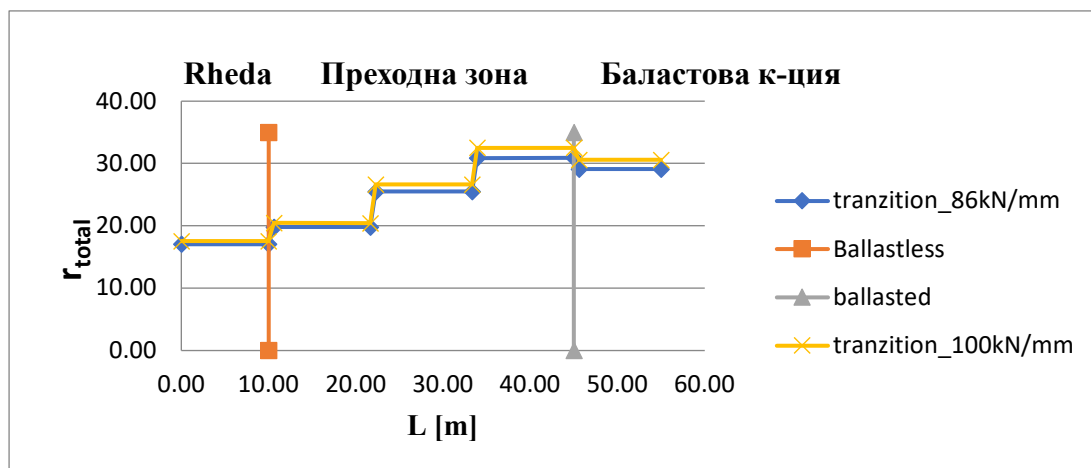
При безбаластовата система, благодарение на изключително еластичната подложка от селентик с $r_{pad} = 22,5$ kN/mm вариацията на общата пружинна константа е още по-малка $r_{total} = 10,31 \div 18,90$ – по-малко от 2 пъти разлика. Ясно се вижда, че при по-коравата конструкция на Rheda2000 земната основа оказва значително по-малко влияние върху

общата коравина на конструкцията. Важно е също да се отбележи, че независимо от по-коравата конструкция на безбаластовия железен път (фиг.5), общата му коравина е с $77,3 \div 399,1\%$ по-малка спрямо с тази на баластовия железен път с обикновени подложки ZW687. Колкото по-корав е земната основа, толкова по-значим е приносът на еластичните подрелсови подложки. Това ясно се вижда от фиг.4, където чрез влагането на подложки от селентик с висока еластичност разликите в коравините на баластовия и безбаластовия железен път се редуцират до $33,4 \div 85\%$. От това можем да заключим, че използването им, освен за намаляване на вибрациите от неравности в колелата и релсите и намаляване на общата коравина на железния път, те са изключително подходящи и за влагане при близко преминаване към безбаластов път, тъй като преходът в коравините би бил значително по-плавен.

3. Изменение на коравините по железния път в зоната на преход – баластовият път, преходната зона и безбаластовият железен път.

За да бъдат регулирани въздействията в преходната зона между баластова и безбаластова конструкция, преходът между двете трябва да бъде изминаван за не по-малко от 0.5 s при преминаване на влак с максимална допустима скорост. Изхождайки от факта, че и за двата разгледани типа ГС позволената скорост е $V \geq 250 \text{ km/h}$, т.е. $V \geq 69,44 \text{ m/s}$, то минималната дължина на преходната зона трябва да бъде 35м.[30] Изискванията за земната основа при безбаластовия железен път са много завишени - изисква се здрава и изключително добре уплътнена почва, с цел избягването на слягания, развиващи се във времето и допускане на големи остатъчни деформации, които не могат да бъдат коригирани с възможностите на релсовите скрепления. Точно това е причината, която налага да се използват почви с пружинна константа $r_{\text{substructure}} = 86 \div 170 \text{ kN/mm}$ за цялата дължина на конструкцията – баластов, безбаластов път и преходната зона.

Стандартната преходна зона при подобен тип конструкции е възможно да се изгражда в детайла на безбаластовата конструкция и с разделяне на преходната зона на 3 равни подзони по 11,67 м, в които се влагат подрелсови подложки с различни еластични характеристики – Zw104/27.5, Zw104/40 и Zw104/55.



Фигура 6. Коравини в преходната зона и прилежащите ѝ баластов и безбаластов железен път

На фигура 6 е представена графиката на изменение на общата коравина на железния път в зоната на преход. Изобразени са 10м. от безбаластовата конструкция, 35 метрова преходна зона с подзони с вложени в тях споменатите по-горе подрелсови подложки с нарастващи коравини и баластовия железен път с еластична подрелсова подложка от

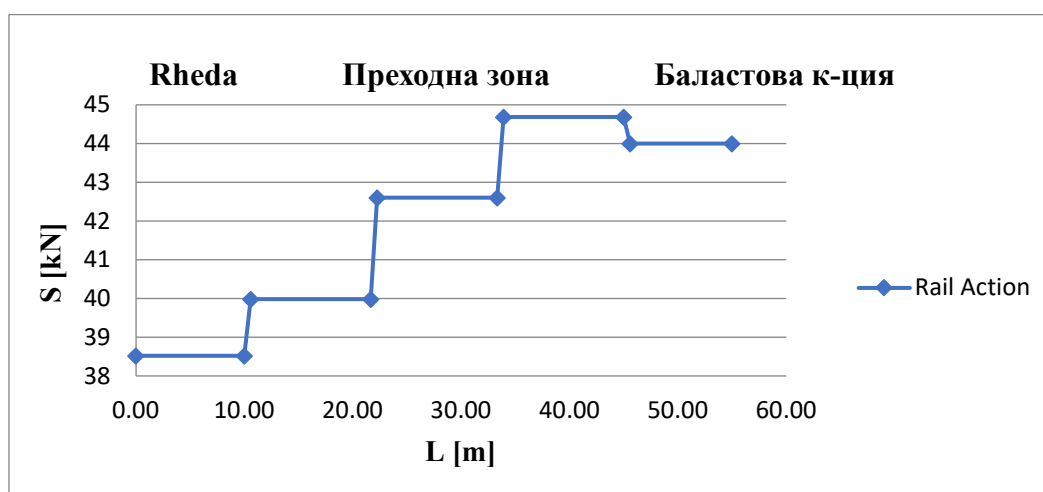
селентик. Направените анализи за общата коравина на железния път r_{total} са показани за стойности на пружинната константа на земната основа $r_{substructure}=86\text{kN/mm}$ (син цвят) и $r_{substructure}=100\text{kN/mm}$ (жълт цвят).

3.1. Изменение на подрелсовите реакции на железния път в зоната на преход.

За подрелсовите реакции в преходната зона и в прилежащите ѝ краища баластов и безбаластов железен път е разработен аналитичен модел по модифициранта теория на Цимерман (2), изложена в [1] и изобразена на фигура 7, където S [kN] е подрелсовата реакция в мястото на прилагане на товара ($x=0$) – $250/2\text{ kN}$ – половин от натоварване от компонентата на товарен модел 71. [4],[5]

$$(2) \quad S_{seat_load}(x) = b \cdot a \cdot C_z \cdot y(x),$$

където: S_{seat_load} – подрелсовата реакция; b – ширина на фиктивната греда; a – разстояние между траверсите; y – подрелсова вертикална деформация.



Фигура 7. Подрелсови реакции в преходната зона и прилежащите ѝ баластов и безбаластов железен път

Натоварването на ГС на железния път при безбаластовата система е по-малко отколкото при баластовия железен път въпреки по-коравата му конструкция. Това се дължи на разпределящия ефект и на високата еластичност на подрелсовите подложки на съответното скрепление (Ioarv system 300 Vossloh). Общата коравина r_{total} на коловоза се променя плавно от ниските стойности при безбаластовата система Rheda2000, нараствайки до високите стойности за баластовия железен път през преходната зона. При подрелсовите реакции на съответните опорни точки (траверсите) се наблюдава неблагоприятно нарастване в зоната на преход и след това намаляване при баластовия железен път. Този намаляващ скок в диаграмата на силите показва, че тази преходна конструкция има нужда от подобрение за така разглежданата конструкция.

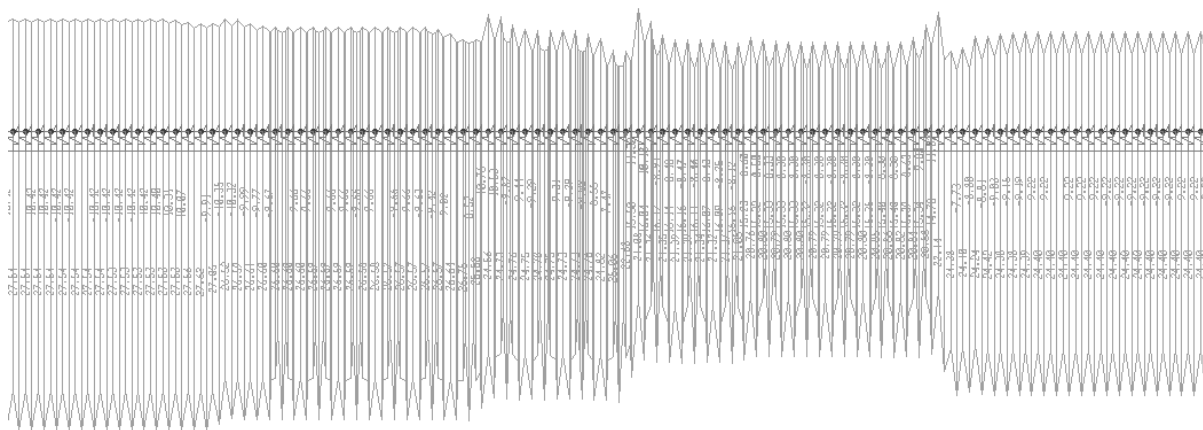
3.2. Анализ на преходната зона

Поради изложените в предишната точка данни, тук са предложени различни варианти за изпълнение на преходната зона. Един възможен вариант е последната подзона с подложка Zw104/55 да отпадне и преходната зона да се раздели на 2 подзони с дължина от 17,5м с подложки Zw104/27.5 и Zw104/40 (фигура 10). Друг възможен вариант е запазване на стандартната конструкция на преходната зона и поръчване на по-

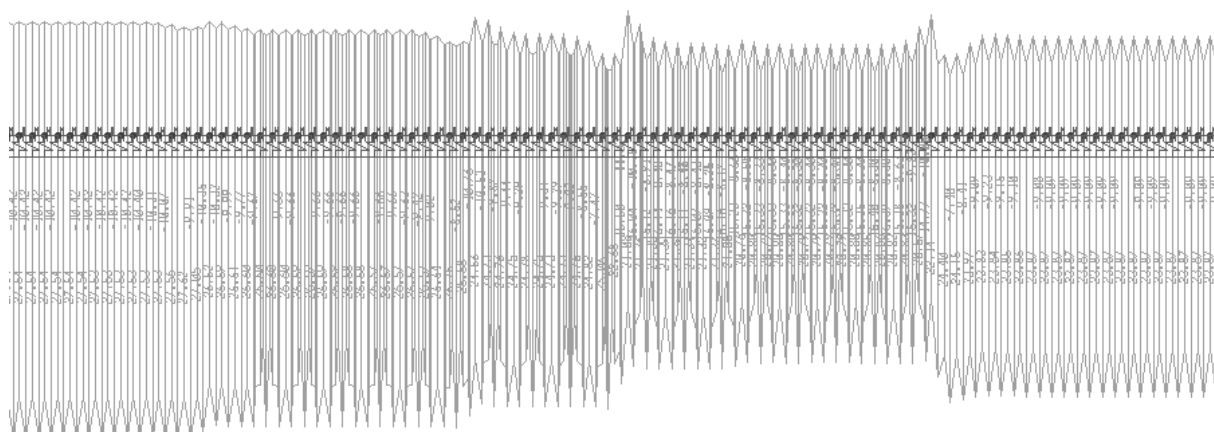
корави подрелсови подложки от селентик за баластовия железен път (фигура 9). Подрелсова подложка с пружинна константа $r_{\text{pad}}=60\text{kN/mm}$ е подходяща, тъй като тогава се получава нарастване в зоната на баластовия железен път (спрямо последната подзона на прехода). При този вариант, обаче, баластовата конструкция ще се влияе повече от коравината на земната основа, поради по-коравото скрепление, и следва да се провери ефективността на тази замяна.

За тази цел в програмната система SAP2000.v.14 са направени 3 числени модела:

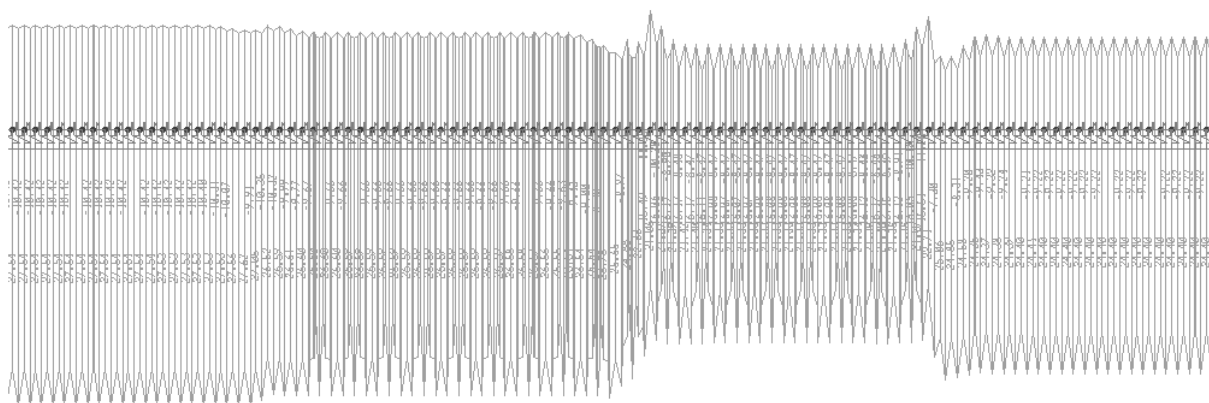
- Модел 1 – модел на разглежданата в публикация конструкция с 3 подзони на прехода, с подложки, както следва: Zw104/27.5, Zw104/40 и Zw104/55 (фигура 8)
- Модел 2 – същата преходна зона като Модел 1, но със сменена по-корава подложка за баластовата конструкция - $r_{\text{pad}}=60\text{ kN/mm}$ (фигура 9)
- Модел 3 – модел на разглежданата в публикация конструкция с 2 подзони на прехода, с подложки, както следва: Zw104/27,5, Zw104/40 (фигура 10)



Фигура 8. Модел 1



Фигура 9. Модел 2



Фигура 10. Модел 3

Изводи

От анализираните модели (фигура 8, фигура 9 и фигура 10) се виждат граничните моментови диаграми в преходната зона и в прилежащите краища за коментираните в точка 3.2. детайли на конструкции. Ясно се вижда, че между Модел 1 и Модел 2 няма разлики в граничната моментова диаграма. При Модел 3 има значително по-голям скок в граничната диаграма между двата полупрехода, както и между втория полупреход и баластовата конструкция.

От тук може да се заключи, че стандартния преход с 3 подзони е по-целесъобразен, като има възможност да се изследват и допълнителни варианти, които да се съпоставят. За да се направи цялостна обосновка на проблема, следва да се направи динамичен анализ и натурно изпитване, с цел определяне на критичната скорост за дадената конструкция, при която диаграмата на разрезните усилия може да изглежда по друг начин.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Blagoev Ts., Ballasted and ballastless track in transition zone and on facilities – PhD in self - study 2017
- [2] Esveld Coenrad, Modern railway track — Digital edition 2014, version 3.1
- [3] Lichtberger B. Track compendium, First edition. Eurail Press. 2005.
- [4] Konstantinos Giannakos, Interaction Between Superstructure And Substructure In Railways
- [5] Kim In Jae, Yang Sin Choo, Han Sang Chul, Study on Behavior Characteristics of Turnout and Bridge
- [6] The rail fastening System 300-1-60 fulfils all requirements of EN 13481-5 - „Performance requirements for fastening systems - Part 5: fastening systems for ballastless tracks“
- [7] Blagoev Tsvetan, Modern concepts for railway track elements design, IX International Scientific Conference "Design and Construction of Buildings and Facilities 2016", VSU "Chernorizets Hrabar"
- [8] Денчева Зл., Горно строене и поддържане на железния път – учебник
- [9] Лепоев М., В. Донеv, Модерни високоскоростни жп технологии – сп. Железопътен транспорт, бр10/2013, стр.30-34
- [10] Лепоев М., В. Боневиц, Намаление на износването в елементите от горното строене, сп Транспортно строителство и инфраструктура бр.3/2013 стр.42-45

SECTION 7

IX. Organization of Construction

**XI. Safety and Security
in Construction**

РАЗДЕЛ 7

IX. Организация на строителството

**XI. Безопасност и сигурност
в строителството**

SUPPLY AND DEMAND IN ENGINEERING AND MANAGEMENT

Bojidar Yanev¹

Columbia University, New York, USA

Abstract: All successful infrastructure products and processes exemplify the collaboration of engineering and economics in space and time. In their respective domains, the two specialized professions optimize supply and demand (S / D) of energy and money. If their priorities diverge, structural and economic failures result. The various stages of a bridge lifecycle and the transitions between them are examined as vulnerable nodes and links when diverging constraints of supply and demand must be reconciled. Robustness, resilience and sustainability are considered as properties which, if sufficiently defined, can model realistically the cost-effective performance of the infrastructure under varying conditions over extended lifecycles.

Key words: bridge, demand, energy, money, performance, resilience, robustness, supply

1. Introduction supply / demand (S / D) in economics and engineering

The Industrial Revolution channeled the social transactions and acquisitions of intelligence, information, money, and energy in increasingly specializing professions. Concurrent technological and economic schools of thought evolved as a result. In the dimensions of physics, natural information / energy and time / space are integrated. In the dimensions of economics, social ones are distinct. Economics and engineering process and produce tangible social assets, however they operate in social and natural time / space, respectively. Engineering harnesses natural information and energy into relatively more permanent products. The universally valid laws of thermodynamics underly all design of engineering products. Economics specializes in more dynamic processes in terms of money, whose value is local and transient. Engineered structures demonstrably supply strength superior to the service demands. Demands exceeding supplies energize social development. As a result, engineering solutions attain a higher level of determinacy in the natural environment than do those of economics in society. Von Neumann and Morgenstern [1] acknowledge: “Our knowledge of the relevant facts of economics is incomparably smaller than that commanded in physics at the time when mathematization of that subject was achieved”. In Eqs. 1a and 1b the defining contrast between the two fields is reduced to the supply / demand (S / D) equilibria governing them:

- (1a) Economic processes: $S < D$ [\$],
- (1b) Engineering products: $S > D$ [Energy]

¹ Bojidar Yanev, Adjunct Professor, DSc, P.E., Department of Civil Engineering & Engineering Mechanics, Columbia University, New York, USA; e-mail: bojidaryanev1@gmail.com.

The inequalities of Eq. 1a and 1b express opposite dynamics in incongruent dimensions. They reflect the varying unsatisfied demand inherent in all economic processes and the invariable satisfaction supplied by all engineered structures. Economics improves the process of supply S to meet the greater demand D . Engineering perfects the oversupply S in products creating future demand D . Economics maximizes by indeterminate negotiations under the restraint of money. Engineering optimizes by deterministic calculations under the constraint of energy. Both utilize the instruments, tools and methods of art and science. In both, reversing the governing inequalities of Eq. 1 produces failures. With luck, the claims of 're-engineering government' and 'economical structures' remain overreaching fantasies. Drucker's [2] statement "Everything degenerates into work" is quantifiable in the engineering dimensions of energy. Managers similarly agree that bottom lines reduce (if not degenerate) into money.

Table 1 presents a comparison between the specialized domains of economics and engineering. The two systematically mingle and borrow from each other. The processes and products of the transportation infrastructure are optimized when they integrate. The inherently different restraints and constraints on the supply and demand in the two fields are briefly examined, in order to qualify and quantify the terms of their collaboration.

Table 1. Economics and engineering

	Economics	Structural Engineering
Domain	Society	Nature
Instrument	Politics	Physics
Preferred models	Probability, Statistics	Determinism, Mechanics
Type of equilibrium	Dynamic, unstable	Static, stable
Method	Negotiation	Calculation
Dimensions	\$, Time	Energy, Space
Bounds	Adopted restraint	Imposed constraint
Supply / Demand	$S < D$	$S > D$
Outcome	Process Transaction	Product Acquisition

2. Supply and demand (S / D) in economic processes

Von Neumann and Morgenstern [1] begin by stipulating that "there exists at present no universal system of economic theory" and "if one should ever be developed, it will probably not be in our lifetime". Hence, they model obtain mathematically rigorous solutions for games representing "the endeavour of the individual to obtain a maximum utility, or in the case of the entrepreneur, a maximum of profit". In that reduced domain demand exceeds the available supplies ($S < D$) and players win / lose or minimize their' losses / maximize benefits.

Social models assuming $S \geq D$ reduce all non-negotiable constraints to optional restraints. If they were attainable technologically and psychologically, a stagnant indifference, analogous to entropic death might result. Hence, the various schools of economics differ primarily on the optimal $S / D < 1$ ratio and on the constructive means to influence it. From Adam Smith (1723-1790), Anne Robert Jacques Turgot (1727-1781) and Henri de Saint-Simon (1760-1825) to Friedrich Hayek (1899-1992) and John Maynard Keynes (1883 – 1946), on to Milton Friedman (1912-2006) and John Kenneth Galbraith (1908-2006), complementary, contradictory, and conflicted views on the need for ground-up and / or top-down regulation of the economy have evolved and are still in progress. As Von Neumann and Morgenstern [2] state, the empirical evidence amassed over centuries remains insufficiently homogeneous and much too subjective to be conclusive. A hopefully realistic expectation is that the top-down regulation / ground-up deregulation schools might integrate into an optimal dynamic hybrid. Thus far, the two agree that 'social engineering' of the type championed for example by Auguste Comte (1798 – 1857)

and Karl Marx (1818 – 1883) is not that hybrid. As a by-product of that conclusion, reached over three centuries of free market research, engineering and economics have specialized in acquiring products in space, and transacting processes in time, respectively.

2. Supply and demand (S/D) in engineering products

In physics, as in economics, a unified theory remains elusive. Von Neumann and Morgenstern [1] point out that “It happens occasionally that a particular physical theory appears to provide the basis for a universal system, but in all instances up to the present time this appearance has not lasted more than a decade at best.” As in Game Theory, engineering achieves its stated objectives by defining the limited domain over which they apply. Engineered products supply services exceeding known present and expected future demands in terms of quantifiable information and energy. A structure is built to resist greater loads than expected. A new transportation facility is designed to accommodate present and anticipated numbers of users. The material ‘oversupply’ is dimensioned in time and energy, under various names, such as ‘safety factor’, ‘reliability index’, and ‘performance index’. It is perpetually reviewed and refined. When the constraints are rigorously defined, the process becomes optimization.

During the 20th century physics gained critically important intelligence about the transactions and acquisitions of information and energy in the natural world. The S/D relationship in engineering evolved accordingly, as documented in the many editions of the Bridge Design Specifications by the American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). The Allowable Stress Design (ASD) evolved to Load Factor Design (LFD), and (thus far), to Load and Resistance Factor Design (LRFD), now in its 8th edition, AASHTO [3]. The relationship between the demand of loads Q and the supply of structural resistance R is stated in Eq. 2a, 2b, and 2c, and illustrated in Fig. 1:

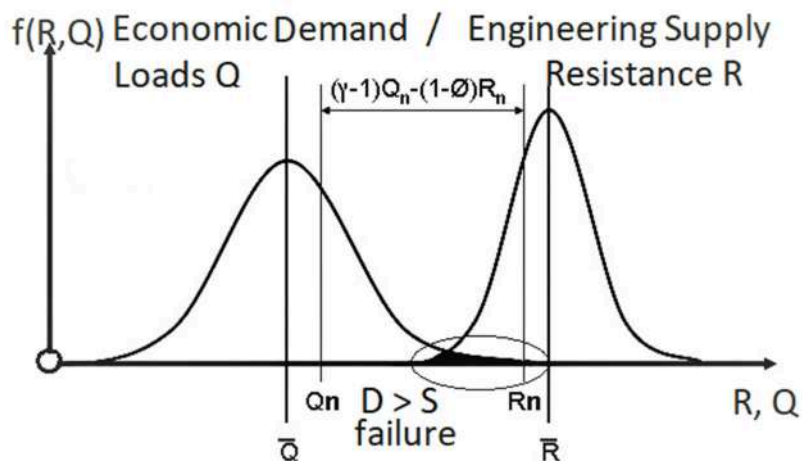


Figure 1. Distribution of load demand Q and structural resistance R , recommended by AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

- | | | |
|------|--------------|--|
| (2a) | ASD (1928): | $R \geq S.F. \cdot Q$ |
| (2b) | LFD (1960s): | $\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i$ |
| (2c) | LRFD (1994): | $\phi R \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ |

where: R – structural resistance;
 Q_i – demand of load i ;
 $S.F.$ – safety factor;
 ϕ – resistance factor;
 γ_i – factor of load i ;

η_i – modifier of load i .

The parameters of Eq. 2 are physically quantifiable. However, they also qualify socially evolving views. Engineering supplies resistance R , constrained by material properties, to meet the demands the economically restrained design loads Q .

The fundamentally deterministic Eq. 2 and Fig. 1 reflect the different levels of uncertainty in modelling the socially restrained demand for service loads and the naturally constrained supply of structural resistance. Material strength and reliability are consistently improving. So are the quality and quantity of information about all pertinent variables. Thus, the supply S of engineering resistance R can approach the demand D of the loads Q (as ever from above). Higher quality and reduced quantity of materials have produced tallest towers, longest bridges, largest aircraft, and further-venturing spacecraft. The concurrent trends in lifespans might benefit from a more far-sighted economic assessment.

3. Supply and demand (S / D) in economics / engineering management

Drucker [2] wrestled with the vagueness of the management process as follows:

"Management is a practice rather than a science. In this, it is comparable to medicine, law, and engineering. It is not knowledge but performance. Furthermore, it is not the application of common sense, or leadership, let alone financial manipulation. Its practice is based both on knowledge and on responsibility."

The economics and engineering 'knowledge and responsibility' in Drucker's rumination differ. Long-term, both should tend towards maximizing social benefits, however under the opposed constraints of $S < D$ [\$] and $S > D$ [energy], respectively, short-term priorities diverge. Economics and engineering do not anticipate convergence to $S = D$ but they approach that equality by a lower and an upper bound path, respectively.

As financial restraints govern most contemporary management, decisions related to the infrastructure at the highest levels are taken 'top-down' by economists, lawyers and ultimately, politicians, whereas engineers deliver assets 'ground-up'. Figures 2a and 2b illustrate the evolving engineering and management chain of supply and demand.

Figure 2a depicts a bi-lateral relationship between comprehensively resourceful manager and competent builder. From the pyramids, the Code of Hammurabi (1730-1685 B.C.), and the Roman aqueducts to some modern 'signature' structures, such exclusive interactions have supplied outstanding products, respecting natural constraints, and selective about social demands. Between 1928 and 1964 the fortuitous collaboration of master manager Robert Moses (1888-1981) and master designer Othmar Ammann (1879-1966) produced the unique network of record – breaking spans in New York City. The demands for preserving that network today compete with other services for restrained funding supplies.

Figure 2b depicts a typical modern democratic chain of infrastructure management responsibilities. The levels of responsibility, the competences, the constraints, and their dimensions are different throughout the various stages of the process. The S / D restraints on money and constraints of energy are implicit. As the number of links and nodes increases, so do the potentially vulnerable transitions where S / D dimensions change and priorities reverse. Economics adjusted to the scientific and technological advances, by shifting its priorities from static acquisitions to dynamic transactions, dimensioned in time, energy, and money. Ground-up at the bottom of the chain in Fig. 2b, structural engineering supplies products exceeding the performance demands.

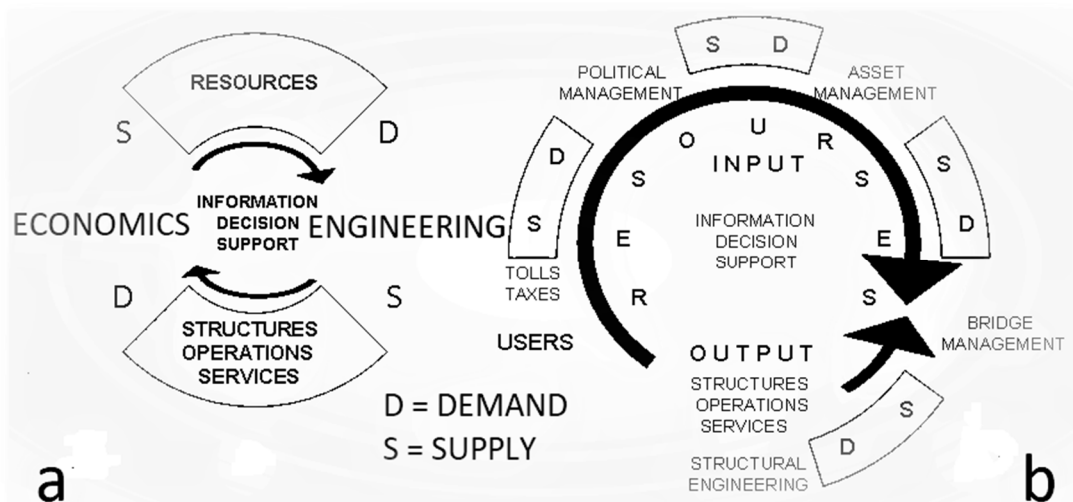


Figure 2. Supply and demand at different levels of management and engineering

The accelerated pace of social transactions has affected the longevity of structural acquisitions. Whereas old bridges have lasted for centuries, AASHTO currently recommends a useful life of 75 years, and contemporary bridge decks often serve only 30 years. The trend reduces the supply of services by the engineered product but expands demands in the economic process. Therefore, infrastructure management must reconcile ostensibly opposed economic and engineering views and dimensions. Particularly sensitive are the stages involving the disparate sets of actors, with their incongruent dimensions of supply / demand.

In a letter to the author, dated 10/6/1993 President Bill Clinton wrote:

“I agree with you that America must address the problems of its vast network of bridges and highways if we are to remain a strong nation during the next century.”

However, on 10/23/1993, Chief Highway Administrator (later Secretary of Transportation) Rodney Slater specified the restraints as follows:

“Needs typically exceed the means available to address them. ... Clearly if funds were unlimited, we would do more.”

No profession can compete with engineering in the design and construction of the infrastructure. In management however, engineering must collaborate with economics. The first step in meeting that demand is to model the products constrained in space and energy also as processes restrained in time and money. Bridge management initiated that transition in the U.S. and worldwide during the 1990s. It is reflected for example in Purvis [4], Hudson, Haas and Uddin [5], Hawke [6], and Brühwiler and Adey [7]. Yanev [8] expands the static snapshot of a bridge management operation shown in Fig. 3a to the dynamic presentation of a bridge lifecycle shown in Fig. 3b. The intelligence, information, money and energy, demanded and supplied at each stage of the lifecycle differ, satisfying different S / D ratios, obtained and measured by different means. In a typical transportation network, all stages are concurrent, demanding complementarity and collaboration of the diverse competences.

Lifecycle costs: present worth (PW) versus annualizing

Economic and engineering tend to assess future supply and demand by the present worth (PW) and annualizing methods, respectively. The PW of future costs and benefits is a function of a selected discount rate i , according to Eq. 3a and 3b.

$$(3a) \quad i = (1 + cc) (1 + fr) (1 + pi) - 1$$

where: cc = ‘real’ opportunity-cost of capital

fr = required premium for financial risk associated with the considered investments

pi = anticipated rate of price inflation

Neglecting the higher order terms is justified by their relatively small values and reduces Eq. 3a to the following:

$$(3b) \quad i = cc + fr + pi$$

The present worth of an amount A occurring N years into the future is reduced by the factor $1/(1+i)^N$. The aggregate present worth of amounts a occurring annually during N years from the present is equal to:

$$(4a) \quad a \sum_{n=1}^N 1/(1+i)^n = a (1 + 1/i) [1 - 1/(1+i)^N]$$

$$(4b) \quad \lim_{n \rightarrow \infty} a \sum_{n=1}^N 1/(1+i)^n = a (1 + 1/i)$$

Hence, i determines a finite discounted present worth of the infinite series ($a, a, a, \dots$). The ratio of the discounted sums of a finite N and n tending to infinity is equal to:

$$(5) \quad a (1 + 1/i) [1 - 1/(1+i)^N] / a (1 + 1/i) = [1 - 1/(1+i)^N]$$

Given a discount rate i , a period of N years can be selected such that the neglected remainder of the infinite sum would not exceed an acceptable error ε , as shown in Eq. 6:

$$(6) \quad N = - \ln \varepsilon / \ln (1 + i)$$

Yanev [8] shows that, at a discount rate $i = 4\%$ and a period $N = 75$ years (the bridge useful life recommended by AASHTO), the remainder of the infinite sum is 5%. The truncated 'attention span' of the PW method moved Leeming [9] to conclude:

"Future maintenance costs are regarded as visionary while capital costs are real. ... If maintenance of our bridge stock is to remain a fixed percentage of the total governmental expenditure on construction, then there is an argument for a zero-discount rate in calculating the net present value of maintenance."

Annualizing distributes all lifecycle costs equally over the structural life. Whereas economics considers infrastructure assets over a limited time, new engineering facilities permanently alter geographic space. Hence, annual maintenance costs can be expressed as a relatively constant percentage of the renewal cost, changing proportionally over the years.

If services are tolled, the annual maintenance can be expressed as a percentage of the revenue. For infrastructure facilities requiring periodic maintenance and replacements, De Gramo et al. [10] recommend perpetuity, e.g., a uniform series of indefinitely running payments.

In order to provide for annualized payments X , a principal P must be set aside at annual interest in % (interest $\neq$ discount rate), such that $P in = X$. If the payments are not annual but arise at k periods, the relationship is expressed by Eq. 7, as follows:

$$(7) \quad X = P [(1 + in)^k - 1]$$

where: P = the *capitalized* value of X .

Under the diverse engineering and economic assessments of future and even present supply and demand in the domains of money and energy, particularly sensitive are the

transitions from one lifecycle stage to the next, when the S / D parameters and their ratios change. Brief descriptions of each follow.

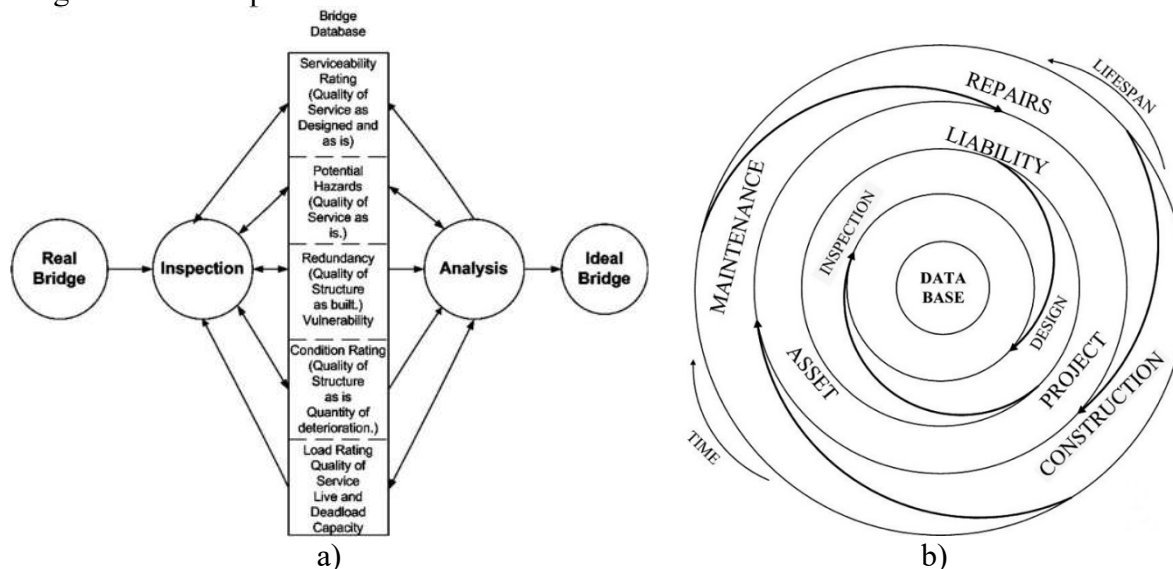


Figure 3. The Bridge Management lifecycle: a) Cross section, b) Plan

3.1. Design and selection

Codified design supplies structural resistance in acceptable excess over the demands of standard load combinations or states. Barring the rare error, the constraint of $S > D$ stipulated in Eq. 2 is satisfied in terms of forces $R > Q$. For bridges of average size, forces are applied statically or pseudo-statically. The dynamic demands of the service life are acknowledged for example in fatigue and seismic provisions, and in some serviceability recommendations (including displacements). Redundancy and ductility, allowing load redistribution on the global (structural) and local (element) levels are encouraged.

Performance-based design has become a broadly defined subject, ranging over heterogeneous engineering and economic parameters. This is elaborated for example in Wilson [11], Bell and McGuire [12], Frangopol [13], and Furuta [14]. The perpetually elaborated demands of a performance-based design by far exceed the laconic form of Eq. 2.

Design selection is one of two critical moments in the structural lifecycle which are briefer than the commonly recognized 'stages', and hence, do not appear explicitly in Fig. 3b. Assuming that all design alternatives satisfy $S > D$ in terms of $R > Q$, structural costs are restrained by the supply of money, e.g., $S < D$ in terms of $\$ < \$$. Lower first costs are strongly favored, even if they might correspond to higher lifecycle costs. The PW method enhances this effect.

Given adequate funding supply, lifecycle costing considerations can justify higher first costs. An owner can require a larger S / D ratio, serviceability, inspectability, maintainability, or other design enhancements.

Peer review is targeted by cost-cutting, whereas Value Engineering has emerged as a process of reconciliation between the two opposed constraints of first cost and lifecycle performance. It has an incentive to produce multiple recommendations reducing the demand of first costs. An owner may implement few or none of them.

Despite the extensive commentary of AASHTO LRFD (2017 and earlier editions), structures supplying $R > Q$ can perform below the long-term and even the short-term demand. Purvis [15] and Yanev [16] are among many arguing that expansion joints fail to satisfy the demand for $R > Q$ in the domain of forces under normal traffic over relatively short periods. Joints are not considered as essential links in the transfer of live loads and hence, are not designed to resist the impact forces of even moderate service. They fracture, but are not fracture – critical and hence, their under-performance affects resilience and sustainability over long service periods more than it does robustness under brief extreme events. If robustness and

resilience were qualified and quantified sufficiently for direct reference in design specifications, they could serve as the criteria of lifecycle needs.

3.2. Construction

The constructors and owners manage energy and money in space and time under different and even opposite constraints. Projects materialize after the supply and demand of these constraints are successfully negotiated. In roughly 80% to 90% of the cases, construction is awarded to the lowest bidder, reflecting the strong economic constraint of first costs. The time constraint is negotiated in terms of contractual incentive / disincentive. Both owner and builder have incentive to minimize the time and space of construction. However, the supply / demand of projects and assets differ. The constructor's incentive is to minimize construction time and cost. The asset manager's incentive is to maximize service and time at minimum cost. As a result, the 'knowledge and responsibilities' in Drucker's [2] preceding quote diverge. Quality assurance of the process (QA) and quality control of the product (QC) traditionally ensure that all contract specifications are met, however both are conducted on a spot-check and sample basis. Under diverging constraints, QA and QC can reduce to spot-checks optimized by risk assessment.

The design / build method reduces the project demand for time by merging the two stages. Once again, design and construction prioritize S / D differently. Design transacts abstract intelligence and information, whereas construction acquires real money and energy. As the capabilities of analysis and construction are expanding, so are the design options. Ultimately, the design / build method is likelier to restrain the intelligence and information of design to the money and energy constraints of construction.

3.3. Delivery and Service

Project delivery, as design selection, is a brief but critical moment in the bridge lifecycle, not explicit in Fig. 3. Both the constructors and the future users have incentives to open the structure to service. As a result, the transition from constructed project to asset in service is plagued by haste and incomplete assessment. All construction constraints of space, time and money may be satisfied at delivery without guaranteeing the owner's ability to deliver service over the structural lifecycle. According to certain management practices large infrastructure projects are inspected 10 years after completion. Divergences from the designed performance are attributed to the responsible parties, including owners, designers and builders. A more volatile economy precludes such practice. When, after 40 years of service, the I-35 bridge over the Mississippi at Minneapolis collapsed on Aug. 1, 2007, the designing consultants were no longer active. The critically important design calculations and construction drawings were unavailable.

Whereas the Federal Highway Administration mandates biennial bridge inspections, it recommends preservation and serviceability, as in AASHTO [17] and FHWA [18]. Some recommendations may translate into performance – based design specifications, however with a considerable time-lag.

So long as FHWA funded construction but not maintenance, the supply of service declined and the demand for construction grew. After the policy was rescinded, the funding could meet more diverse demands, within the same restrained supply. If the total deck area A of a bridge network and its condition R are relatively constant from year to year, Eq. 8 should reflect the equilibrium between the demand of the annual deterioration r and the improvement, supplied by reconstruction and repair.

$$(8) \quad (A - A_{rec}) r = A_{rec} \Delta R_{rec} + A_{rep} \Delta R_{rep}$$

where: A – the deck area of the bridge network

A_{rec} – deck area under reconstruction

A_{rep} – deck area under repair

ΔR_{rec} – average annual change of R of A_{rec}

ΔR_{rep} – average annual change of R of A_{rep}

R – bridge condition

r – rate of bridge deterioration in annual increments ($= \partial R / \partial t$)

A cost-effective maintenance should reduce the deterioration r , and hence, the demand for costlier reconstruction and repair. Yanev [8] points out that maintenance and preservation supply unquantifiable benefits over indeterminate lifecycles, whereas their funding demands are immediate and compete with the more attractive capital condition upgrades. The supply / demand (S / D) of service and of structural preservation are easier to ‘monetize’ at toll structures. By incorporating maintenance into the more general preservation, FHWA 2011 allows the qualifying activities to be planned as discrete projects with quantifiable costs / benefits.

The demands of probable random extreme events are more effective than those of predictably determinate regular maintenance in supporting bridge serviceability demands. Robustness has emerged as a measure of structural performance under unique loading demands over limited time. Resilience and sustainability expand that demand over the recovery and the ensuing lifecycle.

4. Supply and demand S / D in masterpieces and ‘signature’ structures

The Renaissance separated art and science, predating, and prefiguring separation of economics and engineering in the Industrial Age. The French language refers to large infrastructure assets as ‘ouvrages d’art’. A structural masterpiece exceeds lifecycle service demands within economic constraints to such a degree that it becomes a ‘signature’ of the professional art and science. According to Billington [19] the two fundamental ideas of structural art are efficiency and economy (of both process and product). The author argues that the products of structural artists, such as Eiffel, Roebling, and Freyssinet continually meet service demands, while their process minimized first costs. The Brooklyn, Golden Gate, and George Washington bridges, and the Eiffel Tower have become signatures of their creators and of their localities. If structural masterpieces have established their standing over millennia, ‘signature’ structures deliver instant gratification. In a reversal, the demand for a ‘signature’ structure can precede its ability to supply the service within the governing constraints.

Demands for ‘signature’ structures relax funding restraints. The advanced analysis and construction capabilities can foster the illusion that the energy constraints in terms of $R > Q$ are similarly relaxed. In such instances, the long view of supply / demand in terms robustness, resilience and sustainability introduces a sobering restraint.

‘Signature’ structures have resulted from individual visions, as well as from popular demand (as in the case of the San Francisco – Oakland East Bay Bridge). President François Mitterand’s Grands Travaux burnished his pharaonic image, but over time joined older Paris signatures. At the Viaduct de Millau Lord Norman Foster and Michel Virlogeux designed, and Eiffage constructed a masterpiece, such that $R > Q$. Fifteen years later the structure bears the signature of its authors and of the region.

5. Supply and demand (S / D) in structural failures

Engineering commonly attributes structural failures to a demand of loads equaling or exceeding the supply of resistance in terms of forces ($R \leq Q$). However, most failures can be traced to multiple coinciding supplies falling short of demands ($S < D$) in the dimensions of time and money. The investigation following the failure of the Silver Bridge at Point Pleasant in 1967 found critical deficiencies in all stages of its lifecycle, including design, construction, maintenance, and inspection. One assessment of the collapse in 1994 of the Seongsu Bridge over the Han River in Seoul, found the structure “poorly designed, built, and used”. Multiple causes were identified after the failures at the Charles de Gaulle airport in France in 2004 and

suspected at the I-35 bridge over the Mississippi in Minnesota in 2007. At each lifecycle stage the S / D relationships imply and reflect different vulnerabilities in the process and the product.

5.1. Design and construction

A restrained supply of money is unlikely to cause deliberate design or construction error however, it can constrain time and thus render the process vulnerable. Since the quantities supplied and demanded in construction exceed those for design, that is when a misplaced $S < D$ ratio is likelier to affect the $R > Q$ ratio adversely. Since QC and QA can add to the cost and delay delivery, their demands can be viewed as counter-productive and targeted for 'streamlining'.

5.2. Service

It is impossible to estimate how many service failures have been prevented as a result of the bridge management efforts following the Silver Bridge failure, not only in the US, but worldwide. The main contribution is due to the funding of the National Bridge Inventory (NBI) and the biennial inspections of vehicular bridges. The push for funding of bridge lifecycle extension has been less effective. Among the reasons may be the institutional inertia restraining all 'expense' funding to $S < D$. The funding of large (possibly 'signature') projects is popular, but the continuing preservation of assets is 'streamlined' and eliminated. Thus, each stage of the lifecycle inherits pending demands from the preceding ones and expands them to the next one. Concurrently, it is argued that biennial inspections should be relaxed to a 'risk-based' schedule at the discretion of the owner.

5.3. Management

If failures are expressed as $S \geq D$ and $S \leq D$ by economics and engineering, respectively, they are bound to occur when the processes and products managed by the two domains unduly influence each other. Hence, all failures are failures of management. Just as structural failures are likelier at links transferring loads between elements, so are management failures likelier at transfers of responsibilities. Figure 2b illustrates the proliferation of such links. Engineering design delivers redundant products. Economic management 'streamlines' processes by eliminating 'duplication of effort'. As time and money are negotiable restraints in economics and absolute constraints in engineering, most management failures can be traced to unreconciled economic and engineering supply of and demand for time and money.

6. Supply and demand (S / D) for robustness, resilience, and sustainability

Robustness, resilience, and sustainability are relatively new qualifiers (and hopefully, quantifiers) of structural performance during regular service and extreme events. Their many and still slightly vague definitions reveal an attempt to reconcile the diverse S / D restraints and constraints governing the various stages of structural lifecycles. For structures designed to supply $R > Q$, robustness and resilience gain significance when 'adverse' conditions threaten to reverse that inequality. Bruneau and Reinhorn [20] define resilience as "the ability to prepare and plan for, absorb, recover from, and more successfully adapt to adverse events". Robustness is defined as the ability of a structure or network with an impaired resistance to redistribute its supply to meet the load demand in constrained time, for example during 'extreme events'. Thus, robustness can be dimensioned in space and energy, and resilience – in time and money. The two properties are correlated with structural redundancy and ductility and can be extended from structural design to network management. A resilient network comprises robust assets. Each asset is a resilient network of robust and resiliently linked elements. In Fig. 4 robustness and resilience are attached to the codified strength and stability governing performance-based structural design.

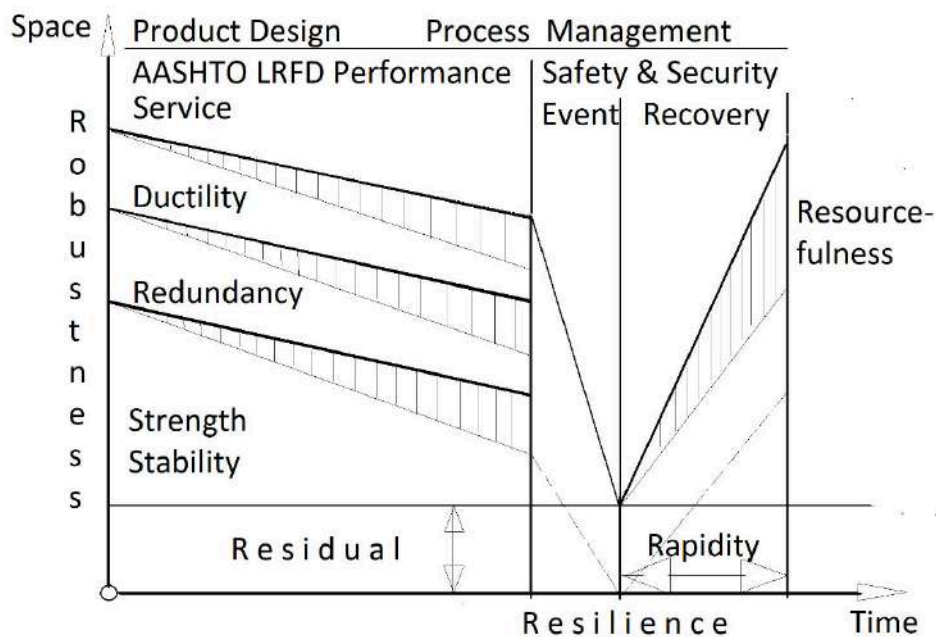


Figure 4. Robustness, resilience, and the structural performance properties currently designed according to specifications

Figure 4 illustrates the following stages:

- Performance – based design according to AASHTO 2017 supplies structural strength, stability, ductility, and redundancy to exceed rigorously codified demands, including regular service loads, environmental conditions and ‘extreme events’.
- ‘Normal’ service conditions gradually reduce the as-built levels of the structural properties. The rate of decline is drawn as a range, rather than a line, to represent the implicit uncertainties and variability.
- ‘Extreme demands’ of brief durations reduce the structural supply to an uncertain new level. Any residual supply of structural resistance is a measure of its robustness. The time during which the impaired structure can supply some level of service is a measure of its resilience.
- The rapidity with which the supply of service can be restored to meet and exceed acceptable demand levels is a measure of resourcefulness.

With some qualifications, the reasoning can be extended to networks. If a network’s sustainability is quantified by its annualized lifecycle supplies and demands, robustness and resilience can be shown to improve it, in both engineering and economic terms.

Conclusion

Under the dynamic social restraints and more permanent natural constraints, the different managers of bridge economics and engineering optimize (or more often prioritize) the supplies S and demands D of different resources, over different time – horizons. The resources of energy and money tend to, but do not reach, $S = D$ by upper- and lower-bound routes. At various stages of their activities, both economics and engineering may apply ratios of $S / D > 1$ and $S / D < 1$ to different parameters under different restraints and constraints. Engineering designs the relatively stable parameters of products such that $R > Q$, but once it adopts time and money as governing constraints (as for example during construction), it too seeks to minimize the supply of services and costs. Thus, engineers and economists may tend to demand and to supply more and less than the necessary funding. Therefore, it must be recognized whether these ratios are

as intended, or due to mismanagement. Economics expects future supplies to meet current demands. Present engineering supplies exceed projected future demands. In all structural achievements economics and engineering have reconciled that difference. They must do so perpetually, as rigorous optimization is not possible. The alternative is failure.

Billington [19] points out that masterpieces create the false impression of courting risks, because they meet demands with minimum supply of material, time and money. In the meanwhile, insufficient supply is blamed for failures. Upon closer examination of an engineered masterpiece, it appears that $R > Q$ is a hard constraint in the domain of ultimate forces, but $S < D$ has been an optimized restraint of the initial resources.

In a market democracy the overriding political management supplies services to voters. Consequently, it is highly risk-averse over its short-term mandate, but has limited long-term incentive and competence in economics, let alone engineering. As a result, S / D optimization can narrow down to risk minimization. Qualifying management and inspections as 'risk-based' signals not a reduction of risk by increasing supply, but a reduction of supply, while trying to control risk. The risk of supplying only the means demanded by hazard mitigation, common in the early days of bridge management, can creep back into it.

From their origin in assessing structural performance under extreme events, robustness, resilience and sustainability are expanding to integrated qualifiers and, potentially, quantifiers of transportation networks in economic and engineering terms. Moreover, they are applicable to management itself, with its nodes and linkages, as illustrated in Fig. 2b. Sustained robustness over extended periods within the restraints and constraints of the available supplies amounts to resilience. Such a definition expands the design responsibility from the performance of the product under specified loads to the benefits of the process within the social fabric over the time of service. Restraints of money and constraints of energy reconcile. In this expanded view, sustainable design and management can be qualified and quantified for consideration in political debate. Thus far, the design, construction and preservation of robust, resilient and sustainable bridges are recommended. Forthcoming bridge design specifications are addressing this subject in more concrete terms.

REFERENCES

- [1] Von Neumann, John and Oskar Morgenstern, 1945, Theory of Games and Economic Behavior, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.
- [2] Drucker, Peter F., 1973, Management, Harper & Row, Publishers, New York, N.Y.
- [3] AASHTO, 2017, LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, American Association of State Highway Transportation Officials.
- [4] Purvis, Ron, 1994, Life-Cycle Cost Analysis for Protection and Rehabilitation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion, NCHRP Report 377, National Cooperative Highway Research Project, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- [5] Hudson, Ron, R. Haas and W. Uddin, 1997, Infrastructure Management, McGraw-Hill, New York, N.Y.
- [6] Hawke, Hugh, 2003, BLCCA (Bridge Life-Cycle Cost Analysis), National Cooperative Research Project, NCHRP Report 483, Washington, D.C.
- [7] Brühwiler, Eugen and B. Adey, 2005, Improving the consideration of life-cycle costs in bridge decision-making in Switzerland, pp. 145 - 157, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 1, No. 2, Taylor & Francis Group, Ltd., Abington, U.K.
- [8] Yanev, Bojidar, 2007, Bridge Management, John Wiley, Inc., Newark, N.J.

- [9] Leeming, M. B. 1993, The Application of Life-Cycle Costing to Bridges, Bridge Management 2, pp. 574-583, Harding, J. E., G. A. R. Parke and M. J. Ryall, editors, Thomas Telford, London, U.K.
- [10] De Gramo, E. P., J. R. Canada and W. G. Sullivan, 1979, Engineering Economy, Macmillan Publishing Co., New York, N.Y.
- [11] Wilson, David C., 2005, Value Engineering Applications in Transportation, NCHRP Synthesis 352, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- [12] Bell, Michael E. and T. J. McGuire, 1994, Macroeconomic Analysis of the Linkages Between Transportation Investments and Economic Performance, NCHRP Project 2-17 (3), Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- [13] Frangopol, Dan, 1998, editor, Optimal Performance of Civil Infrastructure Systems, ASCE, SEI, Reston, VA.
- [14] Furuta, H. et al., 2003, Performance Measures for Bridge Management, Proceedings of the International Workshop on Structural Health Monitoring of Bridges, Sept. 1-2, 2003, pp. 181-186, Kitami Institute of Technology, Japan Society of Civil Engineering, Kitami, Japan.
- [15] Purvis, Ron, 2003, Bridge Deck Joint Performance, NCHRP Synthesis 319, National Cooperative Highway Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [16] Yanev, Bojidar, 2015, Joints: the weak link in bridge structures and life cycles, Smart Structures and Systems, Vol. 15, No. 3.
- [17] AASHTO, 2010, Bridge Element Inspection Manual, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [18] FHWA, 2011, Bridge Preservation Guide, Office of the Infrastructure, Federal Highway Administration, FHWA-HIF-11042, Washington, D.C.
- [19] Billington, David, 1983, The Tower and the Bridge, Basic Books, Inc.
- [20] Bruneau, Michel and A. Reinhorn, April 18-22, 2006, Overview of the Resilience Concept, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA.

СЪВРЕМЕННИ ПРОБЛЕМИ ПРЕД СТРОИТЕЛНИЯ БРАНШ

Ячко Иванов¹, Ана Янакиева²

*Европейски политехнически университет, Перник
Институт по механика, Българска академия на науките, София*

CONTEMPORARY PROBLEMS FACING THE CONSTRUCTION INDUSTRY

Yatchko Ivanov¹, Ana Yanakieva²

*European Polytechnic University, Pernik
Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia*

Abstract: *Over the past two years construction industry has been operating in a contest of COVID 19 pandemic and has experienced several difficulties in supplying materials, the management of processes, as well as contacts. At the same time, digital §and is critical for achieving sustainable goals and restart of the economy. In these conditions, the constant applies to the area for which UNESCO is noted that engineering “itself must be transformed to make it more innovative, attached and responsible” [1]. The Branch also must comply with the adopted Professional Code of Engineers of the World Federation of Engineering Organizations (WFEO) [2]. The new requirements also require changes in the preparation of specialists in construction, which we also must comply with the European Charter of specialists. Report analyses the problems that place these requirements as well as the role of industry, organizations, government, and public administration in solving the problems.*

Key words: *COVID -19, construction branch, sustainable development, education*

1. Въведение

Изминалият век се характеризира като век на големите открития, сред които несъмнено лидер е компютърът и неговата роля за бързото развитие и приложение на информационните технологии и за стартиралата в началото на 21 век Индустрия-4, дигиталната трансформация и изкуственият интелект. По-нататъшното тяхно развитие и приложение промени изцяло начините на комуникация, реклама и управление във всички области на човешката дейност. Информационните технологии и дигитализацията вече са в нашите домове, бизнес офисите, телевизиите, управлението на обществения транспорт. Изкуственият интелект все по-осезаемо навлиза в живота на днешното общество.

¹Ячко Иванов, акад., проф., дн, инж., Институт по механика, БАН, ЕПУ, e-mail: yadir_1@abv.bg
Yatchko Ivanov, Member of BAS, Prof., DSc, Institute of Mechanics, BAS, EPU, e-mail: yadir_1@abv.bg

²АнаЯнакиева, доц., д-р, инж., Институт по механика, БАН, ЕПУ, e-mail: aniyanakieva@imbm.bas.bg
Ana Yanakieva, Asoc. Prof., PhD, Eng., Institute of Mechanics, BAS, EPU, e-mail: aniyanakieva@imbm.bas.bg

Едновременно с развитието на Индустрия-4, през последните две години, се появи и пандемия COVID 19, която с бързи темпове се превърна в глобален проблем и предизвика драстични промени в начина на живот и поведението на хората и обществото, промени в икономиката, човешките контакти, грижите за човешкото здраве и учебните занятия в образователните институции. Във връзка с тази нова ситуация, г-жа Урсула Фон дер Лайен [1] в речта си от 16.08.2020 в Брюксел, след като анализира състоянието на Европейския Съюз в условията на COVID 19 отбелязва, че това е глобална криза и следва да има и глобални уроци. Поради това, че страните-членки в началото на пандемия се справяха с нея неорганизирано, тя призовава създаването на Европейски здравен съюз и гаранции, че новата програма „ЕС за здравеопазване“ ще устои на изпитанията на пандемията във времето. Бе анонсирано и създаването на Европейска агенция за съвременни биомедицински изследвания и разработки, както и подсилване на Европейската агенция по лекарствата и Европейския център за превенция и контрол на болестите. Подчертана бе необходимостта от цялостно преустройство на начина на живот и управление на човешката дейност в условия на пандемията, а след възстановяване на икономиката и изпълнение на Зелената сделка на Европейския съюз. В унисон с посочените констатации и набелязани мерки е и изразеното становище на основателя и изпълнителен председател на Форума в Давос Клаус Шваб, който посочи, че всички аспекти на нашите общества и икономики следва да бъдат реформирани като се започне от „образование до социални договори и условия на труд“, [2]. За това са необходими „Нови инвестиции в хората и в околната среда“, [3]. За постигането на тези цели дигиталната трансформация, кръговата икономика и устойчивото развитие следва да бъдат ключови инструменти. Първата реакция на Европейския Парламент и Съвет бяха приетите документи (Регламенти и Директиви), които да осигурят успешното развитие на дигиталната трансформация в страните-членки на Съюза: (1) Директива 2011/83/EU, която дефинира същността на дигитализацията и (2) Директива 2019/770/EU, която урежда самите договори за доставка и дигитализация. Европейският съвет е направил оценка на дигиталната свързаност, дигиталните умения и онлайн активност в различните страни членки на ЕС и заключението на това проучване не е много оптимистично - „прогресът в някои страни е все още незадоволителен за Европа“. Налице е голяма разлика в дигитализацията в различните страни от ЕС. Открити са страни-лидери с висока оценка, като Дания, Швеция, Финландия и Нидерландия, след тях бързо се приближават Люксембург, Ирландия, Естония, Белгия, Кипър и Испания. За съжаление България продължава да бъде сред изоставащите и по определенията на Европейската комисия, тя и другите страни ще трябва да извървят дълъг път за да изпълнят задачите за дигиталната трансформация и да могат да са конкурентоспособни на глобалната сцена и да отговорят на критериите на дигиталната епоха. Ръководството на Европейския съюз оценява бизнесът като много повече дигитализиран отколкото търговията и строителния бранш, който се развива с бавни темпове.

За преодоляване на проблемите, създадени от COVID 19 и възраждане на икономиките на страните-членки от ЕС, започна преглед и корекции или въвеждане на нови закони за: кръговата икономика, климата, енергетиката, енергопотреблението на сградите, биоразнообразието, земеделието, иновациите. Целта на подготвяните закони за климата, за енергетиката и тяхното изпълнение е да се гарантира пълен неутралитет на ЕС от климатичните промени, и създаването на климатично неутрална енергетика. В документи на ЕС във връзка с енергетиката се обръща специално внимание на интелигентната секторна интеграция на ВЕИ, електро- и топлопроизводството, както и на декарбонизацията на природния газ. С плана за действие по кръговата икономика ЕС насърчава производството на устойчиви (зелени) продукти за многократна употреба.

За възобновяване на икономиките са приети за изпълнение и други задачи, [4]: организиране и провеждане на мероприятия за справяне с пандемията; ангажиране на европейските граждани във формирането на дневния ред на мисиите към Рамковата програма на ЕС за научни изследвания „Хоризонт Европа„ (2021–2027); бяха поканени членове на Европейския алианс за чист водород за представяне на проекти свързани с възобновяеми нисковъглеродни технологии и решения, с които да се създаде пакет от разработки за постигане на целите на Стратегията за използване на водорода и за гарантиране на климатично неутрална Европа; обявен бе План за възстановяване и устойчивост на Европа и евролидерите се договориха към приетия бюджет на Европейския съюз за периода 2021 -2024 да бъде добавен и възстановителен фонд който ще гарантира изпълнението на програмата „Nextgeneration EU“; Доразвита бе анонсираната през 2020 идея за Баухаус и на проведената, през април тази година, XXI онлайн конференция на тема «Новият европейски Баухаус», г-жа У. Фон дер Лайен е дефинирала целта: «Чрез Новия европейски Баухаус ние искаме да направим европейската Зелена сделка осезаема»;

Очакванията са Зелената сделка и плановите за реформи и възстановяване на икономиката да бъдат инвестиционен катализатор и да помогнат за премахване на енергийната бедност и за решаване на демографския проблем в ЕС, но се очаква да имат и геополитически ефект [5]. Изказани са и мнения, че решаването на проблема с измененията на климата и възстановяването на икономиката не само в Европа, но и в света, ще намали опасността от преселение на големи маси хора и ще има принос за националната сигурност на страните–членки.

2. Кой са съвременните проблеми пред строителния бранш?

Днес светът се бори с разпространението на заразата COVID 19 и строителният бранш е принуден да работи в тези условия на пандемия. Предизвикателствата са свързани с добавяне към изискванията за здравословна среда и безопасен труд и спазване на наложените норми за неразпространение на пандемията. В същото време, следва да се преодоляват проблеми със снабдяването с материали, осъществяване на непрекъснато ръководство на процесите и осигуряване на тяхната непрекъснатост, отчитане на дейностите, в т.ч. и осигуряване на редовното участие на работниците в работата на обектите. Следователно, браншът има задължението да отработи методите си на работа в условията на пандемия за да бъде готов да посреща подобни предизвикателства и във бъдеще.

Строителният бранш е най–големият работодател в Европа, [6]. Той дава 9,9 % от БВП и 54,9 % от Брутният фискален капитал; дава препитание на 14,9 млн. работници, което представлява 6,4 % от общата заетост в Европа и почти 29,3 % от индустриалната заетост; създава 18 млн. директни работни места; освен това 43,6 млн. работници зависят пряко или косвено от строителния сектор (един работник от строителната индустрия е равен на двама работници от други сектори): има 3,1 млн. работещи фирми. Статистическите данни показват, че 1 евро изразходвано в строителството генерира 3 евро в общата икономическа активност. Или иначе казано, строителният бранш е един от важните двигатели на икономиката в ЕС и той следва да заеме важно място и роля при реализацията на мероприятията на зелената сделка и възстановяването на икономиката.

Данните показват, че в целия жизнен цикъл на сградите (извличането на природните суровини, производството на строителни продукти, строителството, експлоатацията, управлението и разрушението на сградите) на сектора се падат [4]: половината от извлечените от земята материали; половината от консумираната енергия; една трета от консумираната вода; една трета от генерираните отпадъци. Предизвикателството пред строителния бранш е ролята която се налага да играе в

решаването на проблемите за устойчивото развитие на чрез използване на технологии, позволяващи опазването на околната среда и за икономично и ефективно използване на природните ресурси, а така също да гарантира сигурността на сградите и съоръженията през целия им жизнен цикъл. Остава и проблемът с използването на рециклирани материали. Той не е нов, но браншът не изпълни заложените количества за приложение до 2020.

На проведеният на 21 май т.г. конгрес на Европейската федерация на строителната индустрия (FIEC) г-жа Кабри Симсон (комисар на ЕС по енергетика) отбеляза [7], че ЕС е на прага на огромна промяна, която засяга сградите. Така наречената “вълна на саниране” ще има за цел модернизация на 35 млн. сгради в ЕС. Това е ново предизвикателство към строителния бранш, което ако бъде осъществено ще се разполага с оздравен сграден фонд в ЕС. Тя отбеляза още - ”Именно строителните компании са ключът към успеха на тази важна инициатива, която ще доведе до такова намаление на електропотреблението, което да позволи изпълнението на целите съгласно Парижкото споразумение за климата” и тук ще добавим и на Зелената сделка. Можем да добавим и становището на FIEC чийто акцент пада върху материалната и технологична неутралност, чрез която да се ускори ”зеленият” и цифров преход. За целта би трябвало да се засили и популяризира планираното „Дълбоко саниране”. Очаква се енергийното обновяване на сградите да бъде един от основните компоненти на плановите за възстановяване и устойчивост.

В доклад на ЮНЕСКО, представен 4 март т.г. за отбелязване на Световния ден на инженера [8] се отчита решаващия принос на инженера (в т.ч. и строителният) за постигане на Целите на устойчивото развитие (ЦУР). В тази връзка следва да припомним задължението на бранша за използването на рециклирани материали, намаление на емисиите на CO₂ и опазването на околната среда.

В същата посока е и приветствието на г-н Антонио Гутариш, генерален секретар на ООН на Глобалния инженерен конгрес през 2019 [9], който отбелязва - “Основно предизвикателство на ООН са целите за реализиране на устойчивото развитие, за което решенията изискват сътрудничество на хора от различни дисциплини и ще има за резултат промяна на социално–икономическата система установена през последните няколко века”. Тук следва да добавим още следните задължения, които са адресирани към строителния бранш [10], а именно:

- Осигуряване на чиста вода и санитарно–хигиенни условия. Изискване към бранша свързано с осигуряването на устойчива и надеждна доставка на чиста вода и повсеместно пречистване на отпадъчните води, в т.ч. и повторното им използване, а така също събиране на дъждовните води и ползването им за битови нужди и поливане;
- Развитие на иновациите и инфраструктурата, което ще има съществено значение за конкурентоспособността на индустрията, и не на последно място ще привлича инвестиции за тях.
- Изграждане на устойчиви градове и общности посредством разработване и реализиране на нови концепции, за да отговори на предизвикателствата във връзка с урбанизацията и изграждането на устойчиви жилища и логистика за тях.

Строителният бранш е един от най–мощните и ефективни области на икономиката. Той, обаче, е и един от най–консервативните към иновации. Това е причината у нас браншът да е най –слабо дигитализиран, след него се нарежда само селското стопанство. Днес сме свидетели на много бърза дигитализация и на изключително внимание към BIM. Те позволяват получаването на непрекъсната и съвременна информация, която е предпоставка за реакция и вземане на адекватни решения. Дигитализацията успешно

показа своята полза по време на пандемията. За да отговорят на това предизвикателство МРРБ през 2020 създаде работна група, а на 27 май т.г. в КСБ бе учреден „Европейски цифров иновационен хъб в сектор строителство”, който ще има отговорната задача за въвеждане на дигитализацията в строителния процес, за да се повишава капацитета, знанията и уменията на малките и средни предприятия в строителния сектор и публичната администрация.

Сериозни задължения за нашия бранш поставя и приетия от Световната федерация на инженерните организации (WFEO) Професионален кодекс „Принципи за адаптиране към измененията на климата”. Кодексът е своеобразно ръководство за това как инженерите да анализират изменението на климата и как това да се отразява на тяхната професионална практика. Неговото прилагане ще подпомогне браншовите организации да инициират действия за адаптиране към изменението на климата, което по-специално засяга гражданската инфраструктура и строителството на сгради. В него са формулирани и задачи като преглед на адекватността на действащите стандарти и приложение на професионалните преценки и практически насоки за: планиране на експлоатационния живот, както и оценки на риска и мониторинга на правните отговорности [11].

Пред индустрията за производство на строителни материали с голяма острота са проблемите за: намаляване на емисиите на CO₂, производство на устойчиви (зелени) материали, т.е. прилагането на рециклируеми материали и на такива за многократна употреба.

COVID 19 се отрази особено силно на образованието, прекъсна нормална дейност и предизвика допълнителни разходи. Много образователни институции успяха да използват тази извънредна обстановка, за да ускорят дигитализацията си. В сектора се намериха успешни технологични решения, които му позволиха да преодолее предизвикателствата на пандемията, чрез минимализиране на физическото присъствие. В процеса на работа със студентите, обаче, пред висшето образование се откриха и някои проблеми:

- ВУЗ бяха принудени да въведат онлайн обучение, да създадат свои програми или да закупят готови такива за да могат да избегнат струпване на студенти в лекционните зали т.е. възникна нужда от заделяне на допълнителни средства. Дигитализацията в образованието се превърна в стратегически проблем и приоритет.
- Дигитализацията, създадените иновативни технологии и методи на обучение, предизвиква педагогическата наука да излезе от своята чиста академичност и да развие истински ориентирани модели за интегриране на обучението, науката и производството. В днешно време връзките: колеж–предприятие, университет–предприятие, университет–изследователски институт–предприятие, университет–предприятие–изследователски институт придобиват изключително значение и са условие за продуктивната им интеграция [12].
- Оформя се ново отношение към дистанционното обучение, което се очертава като двигател на приложението на новите технологии. Тук обаче следва да се има предвид и това, че има инженерни специалности, при които не би трябвало да се минава изцяло на дистанционно обучение за да не се наруши така необходимото придобиване на практически умения.
- Очертава се „Облак базираното мобилно образование“ да предложи креативни възможности както за преподавателите, така и за студентите, тъй като позволява активна учебна атмосфера навсякъде и по всяко време. Смята се, че този информативен тип на учене е поддържащ при подобряване на

научните компетентности на студентите от инженерните специалности [13]. Студентите следва да бъдат подготвени за приложение на облачните изчисления за да могат успешно да се реализират в практиката [14].

- Наложително е изработване на стандарти за измерване, оценяване, предсказване на студентските метасубектни резултати от обучението. Съобщава се за налични лесни методи [15]. Тук ще отбележим, че има над какво още да се работи, за да се оцени адекватността на съществуващите методи с практическите резултати. В тази връзка е и проблемът за дигиталната грамотност, за която също вече има създадени методи, но чиято проверка продължава да бъде актуална, тъй като това е условие за създаване на унифицирано информационно образователно пространство.

ЮНЕСКО има разработен и изпълнен проект „Образование за устойчиво развитие Добри практики N 1 – 2007, ЮНЕСКО. Образцов. Сектор”, в който се отбелязва, че една от целите на висшето образование е подготовката на студентите за успешна реализация на пазара на труда, екипирани с знания за последните достижения на науката. В същото време се акцентира върху околната среда и нейното опазване - сега и в бъдеще. Университетите трябва да дадат висококачествено образование, съчетано с отлични практически умения във връзка с устойчивото развитие. При това, бъдещият специалист трябва да е изградил способности за самостоятелно учене, което трябва да бъде част от уменията при завършване на висшето образование. Той трябва да има и ключовите компетентности, формулирани в Европейската рамка на компетентностите (2006/962/ЕС): 1/ Комуникации на роден език; 2/ Комуникации на чужди езици; 3/ Математическа компетентност и основни компетентности в областта на природните науки и технологиите; 4/ Дигитална компетентност (използване на цифрови технологии за информация и комуникация); 5/ Умение за самостоятелно учене; 6/ Специални и граждански компетентности; 7/ Усет за културата. Към посочените в Европейската харта изисквания при подготовката на специалисти с висше образование в последните години се налага и мнението в глобалната ера в образователния процес да се запазва националния характер, да се култивират и запазват националните и регионални особености [16].

Тези компетентности са добра основа за пълноценна реализация на младия специалист, както в обществен, а така също и в личен план. Умението за самостоятелно учене, съчетано с математическа, природонаучна и дигитална грамотност са добра гаранция за професионална мобилност (усвояване на нови професионални умения) и за лесна адаптация към бързо променящите се нужди на пазара на труда. Следва да се има предвид, че формирането и развитието на изброените компетенции е процес, който обхваща целия жизнен път на съвременния специалист, но системата на образование играе решаваща роля.

Днешните наши студенти, овладели тези умения и компетентности, утре ще бъдат изпълнители на програмите и решенията на ООН, на директивите на ЕС и ЕП и на решенията на българските власти за устойчивото строителство. Тяхната работа ще бъде от решаващо значение за включването на България в редиците на лидерите в осигуряването на устойчиво бъдеще в Европа и на страната.

У нас, подготовката на студентите за работа в условията на утвърждаване на устойчивото развитие в университетите започна с въвеждане на дисциплини като „Устойчиво развитие”, „Строителство и екология” и т. н. (ВСУ „Л. Каравелов”, ВСУ „Ч. Храбър”, ЕПУ и др.). В част от университетите, подготвящи инженери, в отделни дисциплини се изучават и проблемите за рециклирането на строителните отпадъци. Новите изисквания за управление на строителните отпадъци налагат разширение на програмите по управление на проекти с включване и на този проблем. Като положителна тенденция следва да отчетем и факта, че в годините на настоящото десетилетие всички

конференции в областта на строителството включват тематика, свързана с устойчивото строителство. ВСУ „Ч. Храбър” дава пример в това отношение с проведения майсторски клас „Устойчивото развитие – двигател за иновации в строителния сектор”, както и със предстоящото стартиране на нова магистърска програма „Стратегия за устойчиво строителство и иновации”

Посочената по – горе квалификационна рамка поставя изискване за ориентация на образователния процес не към научване на факти и натрупване на познания, а към култивиране на компетентност и да подготвя личности, а не обучени специалисти. Тук ще добавим и да са подготвени да разработват и управляват проекти, да прилагат информационните технологиите. Те трябва да работят в условията на налагащата се кръгова икономика, да бъдат мотивирани, смели, да обичат хората и да се доверяват на енергията за промяна – просто лидери. Тук ще посочим и опитът на Фолцваген - Словакия, където се изпълнява бакалавърската програма „Плюс”, която освен теоретични и практически познания, култивира и комуникационни умения, управление на проекти, екипна работа и т.н. Студентите след първите две години ходят на стаж през ваканциите. Третата година работят в заводите, където придобиват практически умения. Четвъртата година се връщат в университета за да подготвят своята дипломна работа. През първите години те имат ментор с помощта на който придобиват поглед върху целия процес на автомобилостроенето, а през третата година вече специализират. Тази програма цели да търси високо мотивирани млади хора, които искат да работят за бъдещето си.

Целенасоченото инвестиране в уменията във Франция включва възможността мотивираните млади хора с бакалавърска или магистърска степен да бъдат изпращани от фирмите или административните служби в Университетите на 3, 6 и 12 месечни курсове. Три месечните курсове имат за цел запознаване на младите специалисти с новостите в съответната област, а 6 месечните и годишните курсове, освен с запознаване с новостите, решават зададени от работодателите проблеми. В края на срока разработките им са защитавани в комисии, с участието на представител на работодателя. Успешната защита на разработката отваря пътя за израстване на младия специалист. Неуспехът – към освобождаване и възстановяване на средствата на работодателя. Практикува се от фирмите и изпращане на проявили се млади хора с бакалавърска степен да продължат образованието си в магистърска степен. Тази практика би могла да се прилага и у нас за да се подготвят младите специалисти за изпълнение на изискванията за устойчиво развитие на отрасъла и на страната.

Изводи

Пандемията COVID 19, дигиталната трансформация и плана за възстановяване на Европа поставиха остро пред строителния бранш, освен въпроса за изпълнение на задачите по устойчиво строителство, а така също и редица нови изисквания. Отговорността на бранша, като един от основните работодатели и двигатели на икономиката в ЕС и страната е голяма.

Образованието, в т. ч. и строителното, е важен фактор за икономическия ръст и развитието на нациите. То следва отчете предизвиканите от дигиталната трансформация и пандемията промени във воденето на процеса на обучение, за да се подготвят специалисти с гарантиран принос за превръщането на страната ни и Европа в климатично неутрални.

Налице са проблеми и предизвикателства и е необходимо обединение на усилията на строителните специалисти, браншовите организации, правителството и публичната администрация около идеята за просперитет на България. Историята на Третата Българска държава показва, че обединени около национална идея и упорита работа гарантират успехи в развитието на Страната.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] <http://www.data.eu/rapid/press>
- [2] Schwab K., The Fourth Industrial Revolution, W E F, 2016, 165 p.
- [3] Barow H., [http://www.foreinaffairs.com/articles/2015-12-12/ Forth Industry](http://www.foreinaffairs.com/articles/2015-12-12/Forth%20Industry)
- [4] Иванов Я., Дигитализацията – необходимост за строителния бранш, Год. ВУМ, т.13. 2020, с.103 – 109.
- [5] <http://www..foreinaffer/2020>
- [6] <http://www.FIEC/org.2018>
- [7] [http://www.n.p. Stroitel, n3, 2021, p.1](http://www.n.p.Stroitel,n3,2021,p.1)
- [8] <http://www.eunewesco.org/raports>
- [9] [http://www. Feani south regional neeting, 2021](http://www.Feani%20south%20regional%20neeting,2021)
- [10] [http://www.n.p.Stroitel, n2, 2021, p. 2](http://www.n.p.Stroitel,n2,2021,p.2)
- [11] [http://n.p. Stroitel, n3, 2021, p.4](http://n.p.Stroitel,n3,2021,p.4)
- [12] <http://www.iaeme.com/IJCEIT/>
- [13] [http://www.academia.edu/USABLE.](http://www.academia.edu/USABLE)
- [14] Yadav, Cloud computing in education, IJIRCCE, v.5, 2017, p.17348-17354.
- [15] <http://www.iaeme.com/IJCIET>
- [16] Huda M., S. A. Aminin, Sustaining civic –based moral values: Insights from language learning and literature, IJCIET, v.9, n.4., 2018, p.157–174.

ИДЕНТИФИЦИРАНЕ НА РИСКОВИ СЪБИТИЯ ПРИ ВЪЗЛАГАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ ПОРЪЧКИ

Йордан Караиванов¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

IDENTIFICATION OF RISK EVENTS WHEN AWARDING PUBLIC PROCUREMENTS

Yordan Karaivanov¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *Управлението на рисковете при обществени поръчки е от голямо значение за предотвратяване на негативни последици при тръжни процедури, за строителство. Настоящият доклад анализира идентификацията от управлението на риска при възлагане на обществени поръчки за строителство, като обобщава основните рискове при провеждане на обществени поръчки на базата на реални примери и добри практики. Целта на изследването е да се изведат адекватни препоръки и да се предложат конкретни мерки, които да предотвратят негативните последици при тръжните процедури.*

Key words: *identification, risk management, public procurement, construction.*

1. Въведение

Спрямо икономическия отчет на строителния сектор, данните показват, че за 2020г. общата строителна активност има следните показатели: строителната продукция възлиза на стойност от 17 262 млн.лв., спад от 0,3% спрямо 2019г. Сградното строителство възлиза на 9 840 млн.лв., спад от 3,4% спрямо 2019г., а инженерното строителство възлиза на 7 422 млн.лв., ръст от 4,2% спрямо 2019г. Обявените обществени поръчки са 2621 бр., на стойност 5 717 млн.лв., ръст от 14,0% на броя и спад от 16,5% на стойността [1].

Обществените поръчки в нашата страна се възлагат въз основа на най-изгодната икономически оферта. Икономически най-изгодната оферта се определя въз основа на един от следните критерии за възлагане: най-ниска цена; ниво на разходите, като се отчита разходната ефективност, включително разходите за целия жизнен цикъл; оптимално съотношение качество/цена, което се оценява въз основа на цената или нивото на разходите, както и на показатели, включващи качествени, екологични и социални аспекти, свързани с предмета на обществената поръчка [2].

¹ Йордан Караиванов, Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

Идентифицирането и управлението на рисковете при обществени поръчки са от огромно значение за предотвратяване на негативните последици при тръжни процедури, за строителство. Рисковите събития трябва да бъдат идентифицирани и управлявани, не само по време на строителството, но и преди възлагане на дадена процедура, тъй като още в този етап се крият доста големи заплахи от рискове, които могат да доведат до негативни последици и да засегнат интересите на всички заинтересовани страни в строителството.

Управлението на риска е култура, структура, практики, процеси, защитни мерки и разпределени отговорности, които са насочени към идентифициране, оценка, вземане на решения и осъществяване на дейности по отношение на рисковете в дадена компания или администрация, с цел предотвратяване на реализирането на рисковете или за минимизиране на щетите, ако рисковете бъдат реализирани.

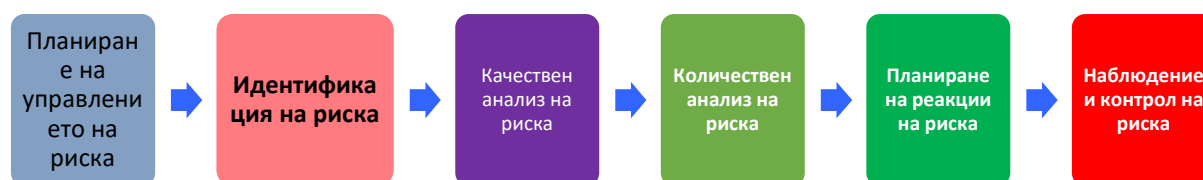
Целта на доклада е да представи идентификацията на рискови събития като част от управлението на риска при възлагане на обществени поръчки за строителство, като се обобщат основните рискове при провеждане на обществени поръчки, на база на реални примери. Освен идентификацията, се предлагат конкретни мерки, които да предотвратят негативните последици при тръжните процедури.

2. Идентифициране на риска

Етапите на управление на риска са показани на фиг.1 и се състоят от планиране управлението на риска, идентифициране на риска, качествен анализ на риска, количествен анализ на риска, планиране реакцията на риска и наблюдение и контрол на риска[3,4].

Идентифицирането на риска е итеративен процес на установяване на онези рискови събития, чиято промяна поотделно или заедно би предизвикала промяна в основните характеристики на проекта – цел, обхват, срок, бюджет, качество, съответствие с национални приоритети, ефективност и др.

Идентификацията на риска е първият етап в процеса на управление на риска./фиг.1/ Правилното идентифициране на риска предопределя ефективността на целия процес на управление на риска. Ако мениджърите по риска или участниците в проекта, които изпълняват този процес не успеят да идентифицират всички загуби или печалби, пред които е изправен даден проект или обществена поръчка, то неоткритите и неизяснени рискове остават неуправляеми. В процес на изпълнение на строителството несъзнателно няма да бъдат отчитани и предприемани никакви действия относно тях и последиците могат да бъдат изключително нежелани[5].



Фигура 1. Етапи на управление на риска

На фиг. 2 са основните ресурси, инструменти и резултати при идентификация на риска съгласно PMBOK Guide [6].

Често използвани, достъпни и удобни техники за идентификация са прегледа на документацията, анализ на допусканията и списък с очаквани и предвидими рискове (checklist analysis), създаден на база на предишен опит и др.



Фигура 2. Ресурси, инструменти и резултати при идентификация на риска

В строителните проекти може да бъде направен структуриран преглед на проектна документация, ситуация, чертежи, разположение на машинен парк и достъп, спецификации на оборудването. Разрешителни, лицензи и договори /колективни трудови и с администрацията/ също могат да включват изисквания, които да бъдат индикатори за риска в проекта.

Списъкът за проверка на идентифицираните рискове може да бъде разработен на базата на историческа информация и знания, който са били получени от предишни подобни проекти и от други източници на информация. Анализът на списъка може да включва елементи като вида на договора, неблагоприятни клаузи, местоположение и район, метеорологично време, законови и трудови фактори, осведоменост на клиента и др. включително обичайните оценки на изисквания към строителната техника, технология и материали.

Списъкът за проверка трябва да бъде преглеждан по време на приключването на проекта, за да покаже нови извлечени поуки и за да се усъвършенства за ползване в бъдещи проекти.

Всеки проект и всеки идентифициран риск в проекта се поражда и развива на базата на набор от хипотези, сценарии и допускания. Анализът на допусканията изследва валидността им, когато те бъдат включени в проекта. Той идентифицира рисковете в проекта от неточностите, нестабилността, непоследователността или непълнотата на допусканията. Всички допускания направени по време на тръжната фаза трябва да бъдат преглеждани периодично.

Най-прилаганият метод за идентификация на риска в процеса на изпълнение на проекта е физическата инспекция. Изисква много добра предварителна подготовка, която включва планиране на време за провеждане на инспекцията, бланки за провеждане на инспекцията, методика за обработка на резултатите от инспекцията и т.н. Същинската инспекция се състои в посещение на мястото на изпълнение и попълване на разработените бланки от отделните участници. След обработването на резултатите могат да бъдат идентифицирани нови рискове и оценка на влиянието на идентифицираните преди това рискове.

В резултат на идентифициране на рискове се съставя риск регистър, който може да съдържа:

- списък на идентифицираните рискове, които се описват в необходимите детайли.
- списък на потенциалните реакции, които могат да бъдат определени по време на процеса по идентифициране на рисковете.
- първопричини за рисковете- наричани риск „спусъци“.

Идентификацията има за цел да се определи списъка със случайни събития, които могат да попречат на постигането на проектните цели. Рисковите събития са свързани с определен проектен елемент, имат случаен характер и ако се случат, могат да повлияят с определена сила върху постигането на целите на проекта.

3. Примери и добри практики при идентифициране на риска

3.1. Риск регистър на проект за изграждане на дренажна система на детско учебно заведение.

Обектът е реален и представлява изграждане на дренажна система и възстановяване на вертикална планировка на детска градина, заради компрометирани облицовки по стените в сутерена на сградата, вследствие обилна влага.

Изходящата документация, с която разполага Възложителят, съдържа: технически паспорт, конструктивно обследване и количествено-стойностна сметка за описаните проблеми, но е от 2014 г., а годината, в която се третира обекта е 2020 г.

Възложителят има намерение да проведе обществена поръчка за изграждане на дренажна система по наличната документация и количествено-стойностна сметка от 2014 г. След проведени срещи с него и оглед на място на обекта, става ясно, че проблемът, който е датира към годината на изготвяне на документацията се е разраснал значително, тъй като пропадането на вертикалната планировка и наводняването на сутерена са нараснали значително. Очевидна е остарялата и неактуална информация в наличната документация.

Възлагането на обществена поръчка по налична документация и изходни данни е твърде рисковано и се налага управление на рисковете на обекта. Направен е риск регистър на обекта, в табл.1, където са идентифицирани рисковите събития и потенциалните мерки за предотвратяването им.

Таблица 1. Идентифицирани рискове и мерки за недопускането им.

Риск	Мерки за недопускане на риска
Неактуално задание от страна на Възложителя	- Възлагане на изготвяне на нов технически паспорт, който да е актуален към 2020 г.; - Възлагане изготвянето на ново конструктивно обследване, което да е актуално към 2020г.; - Възлагане на нов проект за дренажна система или хидроизолация.
Липса на яснота дали предвидените средства са достатъчни.	Възлагане на изготвяне на проекти, които ще дадат максимална яснота за това на каква стойност възлизат СМР.
Липса на комуникация и координация в администрацията	- Ежеседмични срещи с всички служители, които подготвят документацията за възлагане на поръчки свързани със строителството; - Обучения в сферата на управление на риска; - Назначаване на проект-мениджър в екипа.
Липса на техническа преценка за ефективността и ефикасността на проекта.	- Повишаване на сътрудничеството; - Провеждане на обучения.
Неправилно вложени средства и непълно изпълнение на предвидените СМР.	- Възлагане на обществени поръчки за строителство само по актуална проектна документация и актуални количествено-стойностни сметки. - Идентифициране на рисковете и мерки за недопускането им преди възлага на тръжна процедура за строителство.

В гореописаната практика са използвани някои от методите и средствата за идентификация на риска, а именно: преглед на документацията и списък с очаквания и предвидими рискове (checklist analysis), създаден на база на предишен опит.

Мерките за недопускане на риска са приложени. Техническият паспорт и конструктивното обследване се актуализират, изготвя се нова проектна документация по части: Архитектура, Конструкции, Геодезия и ВиК, която доказва, че проблемите са в много по-голям обхват, както и предвидените средства.

Средствата, които са предвидени и по които първоначално възложителят иска да възложи процедурата са с 67% по-малко от реално необходимите, тъй като един от най-големите рискове на тази поръчка, а именно неактуално задание от страна на възложителя обхваща проблемите в много по-малък обхват и в грешно направление. Тъй Съгласно препоръките от конструктивното обследване, изготвено през 2014 г., трябва да се изгради дренажна система, както и възстановяване на вертикалната планировка около 30% от общата и част.

След актуализиране на заданието от страна на възложителя, което включва мерките, описани в риск регистъра необходимостта от възстановяване на вертикална планировка около сграда нараства до 90 %, което е с 60% повече от първоначално предвидените. Оказва се невъзможно изграждане на дренажна система на сградата, защото сутеренното ниво попада по-ниско от нивото на канализацията.

В резултат на предприетите мерки и управлението на риска обекта е пример за добра практика, която реши описаните проблеми дългосрочно. Качественото изпълнение и избягване на катастрофални резултати за тази обществена поръчка се дължи на управлението на риска, което се извършва в ранен етап, още преди тя да бъде възложена, което от една страна увеличи разходите с 67%, но от друга реши възникналите проблеми дългосрочно. Много често практиката показва, че се възлагат поръчки за строителство по стара и неактуално документация, което води до забавяне и некачествено изпълнение, тъй като средствата не са достатъчни, заради възникването на непредвидени дейности.

3.2. Риск регистър на проект за изграждане на физкултурен салон към училище

Вторият обект представлява изграждане на физкултурен салон към учебно заведение. Сумата, която е отпусната за изграждането му, включително проектиране е в размер на 1 300 000 лв. без ДДС.

Възложителят има намерение да възложи обществена поръчката за инженеринг, но практиката показва, че такива мащабни поръчки крият в себе си доста големи рискове, било то за Възложителя и/или за Изпълнителя. Прилага се същият подход, като е направен риск регистър на обекта, в табл.2, където са идентифицирани рисковите събития и потенциалните мерки за предотвратяването им.

След прилагане на гореописаните мерки, инженерингът е прекратен и общата поръчка е възложена, като две отделни, включващи изготвяне на проект за физкултурен салон до издаване на разрешение за строеж, а след това е възложена поръчка за изграждане на физкултурен салон по одобрените проекти.

Изготвянето на проектна документация е на стойност 20 000 лв. без ДДС. Стойността на строителната дейност за изграждането на салона са стойност 890 000 лв. без ДДС. В резултат на разделянето на обществената поръчка на две стойността се намалява с 390 000 лв. без ДДС или 30%, което е изцяло в полза на Възложителя и на държавния ресурс.

Практиката показва, че в голяма част от подобни поръчки е много по-добре инженеринга да бъде премахнат заради икономията на средства, която варира между 15-30%. Рисковите събития при обществени поръчки трябва да се управляват не само по време на строителството, а още от идеята за възлагане на обществената поръчка.

Таблица 2. Идентифицирани рискове и мерки за недопускането им.

Риск	Мерки за недопускане на риска
Неправилно вложени средства.	- Разделяне на обществените поръчки за проектиране и строителство. - Възлагане на проектирането на сградата в отделна процедура, одобряване на проекти и издаване на РС; - След изготвяне на проекти, които ще се възложат с отделна процедура, съдържащи подробни количествено-стойностни сметки ще има реална представа за предвидената сума и необходимостта от корекции.
Некачествено проектиране.	Подбор само на висококвалифицирани проектанти, с опит в конкретните обекти.
Липса на комуникация между заинтересованите страни.	- Ежеседмични срещи с представители на Възложителя и Изпълнителя; - Обучения в сферата на управление на риска; - Назначаване на проект- мениджър в екипа.
Некачествено изпълнение на СМР.	- Стриктно придържане към обхвата на одобрената проектна документация; - Възлагане на Изпълнител, който има богат опит със сходни обекти.
Забавяне на проектирането и на строителството.	- Избор на висококвалифицирани проектантски екипи и строителни фирми; - Преговори с Изпълнителя и преразпределяне на незаетите човешки ресурси. - Правилно подбрани договори между заинтересованите страни, както и неустойките по тях.

Рискове има при всеки проект и те трябва да бъдат идентифицирани, за да се избегнат отрицателни въздействия върху цялостното изпълнение. Много от проблемите, които се проявяват в по-късните фази на жизнения цикъл на проекта, са резултат от неуправлявани рискове в по-ранните фази. Това показва колко важно е да се извърши точен анализ, особено в начална фаза, преди да бъде възложена дадена поръчка[7].

Целта на управлението на риска при възлагане на обществени поръчки за строителство е увеличаване до максимална степен на вероятността за оптимизиране на основните характеристики на поръчката, проекта и изпълнението на строително-монтажните работи и намаляване до минимална степен на вероятността за отрицателно въздействие.

Изводи

Докладът разглежда идентифициране на рискови събития при възлагане на обществени поръчки. С управлението на риска от възложителя още от самото начало, преди тя да бъде възложена, може да се допринесе до максимално ефективно изпълнение на строително-монтажни работи, както и до правилно разходване на средства, дори до икономия на държавни средства.

Разгледани са реални примери, които са добра практика, която насърчава управлението на риска на обществени поръчки от възложителите, за да се предотвратят възможни рискове при тръжни процедури и катастрофални последици за заинтересованите страни.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] КСБ, Икономически отчет на строителния сектор, 2019, 29 с.
- [2] Закон за обществените поръчки, ДВ бр.13 от 16 февруари 2016г.
- [3] Ж. Манчева. Управление на риска в строителните проекти. Експертпринт, 2014, ISBN 978-619-7084-11-5
- [4] Mancheva J.. The most relevant aspects for understanding process of risk management in the construction industry. Third International Scientific Meeting in the field of civil and environmental engineering E-GTZ 2016. June 02-04, 2016, Tuzla, Bosnia and Herzegovina, p. 849-856. ISBN - 978-9958-628-18-4.
- [5] Mancheva J., V. Popova. The most suitable risk management techniques during life cycle of the construction project. XVI international scientific conference VSU'2016, June 09-10, 2016, Sofia.
- [6] the PMBOK Guide — Fifth Edition | Project Management Institute – PMI, 2013
- [7] Mancheva J.. Identification and assessment of risk factors causing delays in building construction projects in Bulgaria. Third International Scientific Meeting in the field of civil and environmental engineering E-GTZ 2016, June 02-04, 2016, Tuzla, Bosnia and Herzegovina, p. 842-848. ISBN - 978-9958-628-18-4.

МЕТОДИ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА РИСКА ПРИ ВЪЗЛАГАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ ПОРЪЧКИ ЗА СТРОИТЕЛСТВО

Йордан Караиванов¹

Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

METHODS FOR RISK MANAGEMENT WHEN AWARDING PUBLIC PROCUREMENTS IN CONSTRUCTION

Yordan Karaivanov¹

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG), Sofia

Abstract: *Управлението на рисковете при обществени поръчки е от голямо значение за предотвратяване на негативни последици при тържни процедури, за строителство. Настоящият доклад анализира методите и техниките за управление на риска при възлагане на обществени поръчки. Чрез практически примери и сравнителен анализ са обобщени препоръки за прилагане на методи и техники, чрез които управлението на риска е максимално ефективно.*

Key words: *methods, risk management, practical examples, recommendations*

1. Въведение

Обявените обществени поръчки в отрасъл строителство за първото тримесечие на 2021г. възлизат на 725 бр. с прогнозна обявена стойност от 2 240 млн. лв.. Тенденцията на годишната база е регистриран ръст от 22,9% на броя на обявените поръчки и ръст на стойността от 56,6%[1].

Обявени обществени поръчки по вид строителство за горесцитирания период:

- Инженерна инфраструктура 292 бр., или дял от 40,3% от общо обявените поръчки за разглеждания период, с прогнозна стойност 1 286 млн. лв., което е 57,4% от общо обявената стойност за тримесечието. На годишна база се наблюдава незначителен ръст на броя на обявените поръчки от 0,3% и голям ръст на стойността от 134,2%;
- ВиК инфраструктура - представлява 7,0% от общо обявените поръчки или 51 бр. обявени обществени поръчки с прогнозна стойност 178 млн. лв. (7,9% от общата стойност), като на годишна база се регистрира спад от 20,3% на броя на обявените поръчки и спад на стойността от 65,1%;
- Сградното строителство представлява 47,2% от общо обявените поръчки или 342 броя с прогнозна стойност 233 млн. лв. (10,4% от общата стойност).

¹ Йордан Караиванов, Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ), София

Промяната на годишна база е ръст от 74,5% на броя на обявените поръчки и спад от 6,0% на стойността;

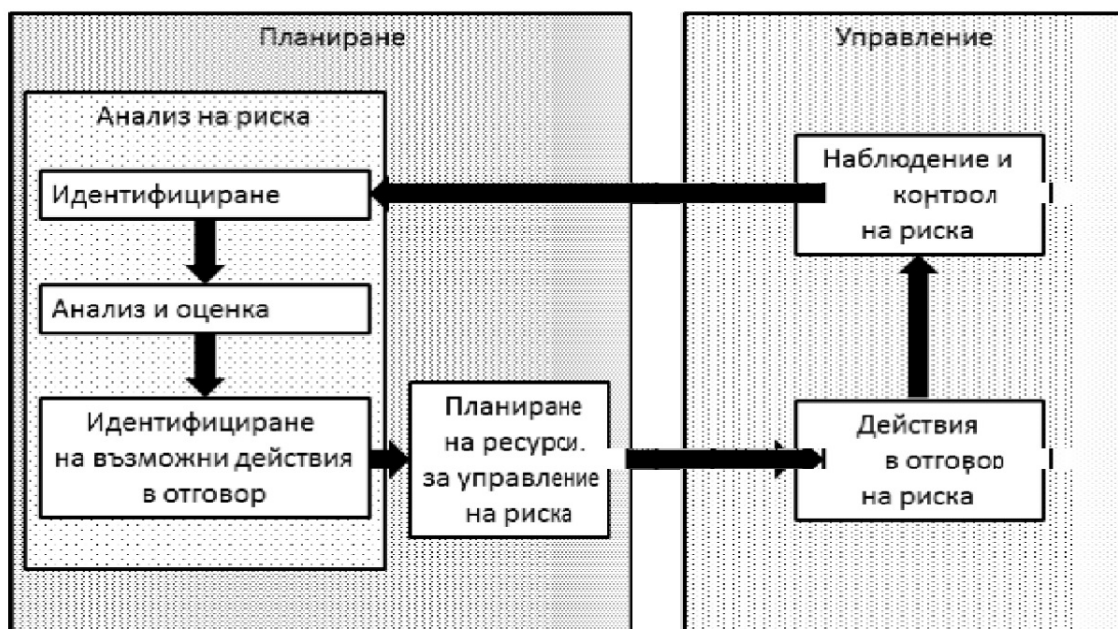
- Енергийна инфраструктура – представлява 5,5% от общо обявените поръчки или 40 бр. обявени обществени поръчки с прогнозна стойност 543 млн. лв. (24,3% от общата стойност). При наблюдаваща тенденция на годишна база: ръст при броя обявени поръчки от 2,6% и много голям ръст на прогнозната стойност от 341,5%.

Управлението на риска на дадена обществена поръчка от страна на Възложителя, представлява изпълнение на точно описани процеси с цел да не се допуска промяна на основните планирани и зададени параметри свързани с поръчката в негативно направление. Основните примери за негативни направления са: удължаване на срока на изпълнение на СМР и срока на проектиране, надвишаване на бюджета, отклонение от обхвата и др. Основната цел на Възложителя за поръчка свързана със строителство е избор на фирма, която е най-вероятно да изпълни дадена поръчка с достатъчно качество, в срок и в рамките на предвидения бюджет.

2. Методи и техники за управление на риска.

Управлението на риска при обществени поръчки за строителство включва процеси, отнасящи се към: планиране на управлението на риска; идентифициране; анализ и оценка на рисковете; действия в отговор на тяхното възникване и наблюдение (фиг.1).

Целта на управлението е повишаване на вероятността за възникване на благоприятни събития и минимизиране на вероятността за възникване и въздействието на неблагоприятните[2].



Фигура 1. Цикъл на управление на риска

Процесите по управление на риска включват:

- планиране управлението на риска – избор за подход, планиране и изпълнение на операции по управлението на рисковете на поръчката;
- идентификация на рисковете – определяне на това какви рискове е възможно да възникнат и какви са техните характеристики;

- качествен анализ на рисковете на поръчката – разполагане на рисковете по приоритети, вероятност за възникване и степен на въздействие;
- количествен анализ на рисковете на поръчката – количествена оценка на влиянието на проектните рискове върху общите цели на поръчката;
- планиране на действия в отговор на възникване на рисковите събития – разработване на различни варианти и действия за повишаване на благоприятно въздействие и намаляване на заплахите за постигане на целите на поръчката;
- наблюдение и управление на рисковете – следене на идентифицираните рискове, наблюдение на остатъчните рискове, идентифициране на нови рискове, изпълнение на планове в отговор на рисковете и оценка на ефективността през жизнения цикъл.

Според обхвата си, рисковете биват:

- рискове на проекта – засягат графиката, ресурсите или качеството на проекта;
- бизнес рискове – засягат организацията, изпълняваща проекта или обществената поръчка.

Според възможността да бъдат предвидени:

- предвидими – рискове, които се предвиждат на базата на предишен опит;
- непредвидими – рискове, които е трудно да бъдат предвидени.

Таблица 1. Видове рискове при обществени поръчки,
които са свързани със строителство.

Природни бедствия	• наводнения; • земетресение; • свачища; • вятър.
Материали	• повреда в конструкцията; • повреда в оборудването; • трудови злоупотреби; • пожар; • кражба.
Финансови и икономически	• инфлация; • наличие на финансови средства; • фалит.
Политически и околна среда	• промени в закона и подзаконовни актове; • изискване за разрешителни; • замърсяване и правила за безопасност.
Проектиране	• непълен обхват в проектирането; • некачествено проектиране; • неточни спецификации.
Строителни	• трудови спорове; • производителност на труда; • промени в проектирането; • проблеми с механизацията;

Таблица 2. Техники за управление на риска при обществени поръчки за строителство [5].

Описание	Силни страни	Недостатъци
1. Преглед на документацията		
Преглед на наличната документация, с която се разполага за дадена поръчка.	могат да се идентифицират рисковете, които да се отстранят, преди да бъде възложена поръчката.	поради липса на квалификация и по-слаб проектантски опит от страна на служителите в администрациите, е възможно дадени рискове да бъдат пропуснати.
2. Анализ на списъка за проверка (Checklist analysis)		
Това е помощник за идентифициране на потенциалните рискове. Разработва се на базата на историческа информация и знания, които са били получени от предишни подобни поръчки.	- систематично оценява опита, натрупан от строителната индустрия; - може да бъде изготвен от един анализатор или малка група; - лесен за използване на високо ниво.	- ограничава се само до предишен опит; - предоставя само качествена информация; - индивидуална техника.
3. Физическа инспекция на изпълнението на проекта		
Най-прилаганият метод за идентифициране на рискове в процеса на изпълнение на проекта, който се състои от посещение на мястото на изпълнение на даден вид СМР.	- след посещение на място могат да бъдат идентифицирани нови рискове; - дава оценка на влияние на идентифицираните преди това рискове.	- изисква много добра предварителна подготовка; - не е много подходящ с проекти с кратка продължителност.
4. Методи за експертна оценка		
4.1. Метод „Мозъчна атака“		
Създават се две групи; една за генериране на идеи и една експертна група. Това е ефективен метод да се генерират много идеи и след това да се определят най-добрите възможни решения за даден проблем.	- Увеличава шансовете за получаване на най-добра идея. - Позволява участие на различни лица. - Подобрява анализа на проблема, като предоставя повече възможни решения и необичайни подходи към него.	- Трудно се създава атмосфера без критики към идеите на участниците. - Не са идентифицирани малките проблеми, които могат да имат сериозно последици.
4.2. Метод „Делфи“		
Включва провеждане на последователна мозъчна атака върху група експерти. Целта е да се извлече информация и преценки от участниците, за да се улесни решаването на проблеми, както и вземането на решения. Експертите участват анонимно.	- Групова техника. - Използва се главно като техника за прогнозиране. - Няма директен социален контакт. - Има възможност за преразглеждане на мненията.	- Отнема много време и средства. - Няма възможност за устно изясняване и коментар. - Качеството на резултатите зависи от компетентността на експертите и от съдържанието на въпросника.

При осъществяването на сложни инвестиционни проекти човешкият фактор е особено важен, тъй като именно нагласата и отношението на персонала може да влияе на точността за усещането на риска и действията в отговор на възникването на рискови събития. Поради това организацията следва да има обобщен подход към управлението на риска, основаващ се на широката и отворена комуникация за изработването на управленчески решения, балансиращи между оценка и превенция през целия жизнен цикъл на даден проект[3].

Управлението на риска е последователност от дейности при планиране управлението на проекта. Те обхващат процесите по управление на риска. Полезен инструмент при това е структурната разбивка на риска в инвестиционния проект. Тя включва всички вътрешни фактори (организационни и технически), външни фактори и самото управление[4].

При избора на методи и техники за управление на риска при обществени поръчки за строителство, взимаме като основа наличната информация, с която разполагаме за дадената поръчка. В таб.2 са разгледани техники за управление на риска, които могат да послужат за идентифициране на рискови събития, които е възможно да възникнат при изпълнение на проектиране и изпълнение на СМР.

Чрез описаните по-долу техники е възможно да идентифицираме рискови събития още преди да бъде възложена дадена поръчка, което би ни помогнало да приложим адекватни мерки за недопускането им. В таб.3 са показани основните рискове при възлагане на обществени поръчки за строителство, с които най-често практиката се сблъсква и са описани мерки за недопускането им.

Таблица 3. Основни рискови събития при възлагане на обществени поръчки за строителство.

Риск	Мерки за недопускане на риска
Недобро подготвено техническо задание от страна на Възложителя.	• Назначаване на висококвалифициран персонал и/или външни експерти; • Обучения; • Повишаване на мотивацията.
Липса на координация между инженери и юристи.	• Назначаване на проект-мениджър в екипа. • Повишаване на сътрудничеството
Некачествено проектиране.	• Възлагане на проектирането само на висококвалифицирани проектантски фирми с опит в дадена сфера.
Некачествено изпълнение на СМР.	• Стриктно придържане към обхвата на одобрената проектна документация, ако има такава и редовно посещение на обектите; • Възлагане на Изпълнител, който има богат опит със сходни обекти.
Забавяне на строителството.	• Избор на висококвалифицирани строителни фирми; • Преговори с Изпълнителя и преразпределяне на незаетите човешки ресурси. • Правилно подбрани договори между заинтересованите страни, както и неустойките по тях.

Практиката показва, че недобро, както и неактуално техническо задание от страна на Възложителя е един от най-срещатаните проблеми, който води до некачествено изпълнение на СМР, забавяне в строителството и понякога до недостиг на финансови средства, тъй като пропуските в заданието крият голям риск от възникване на непредвидени разходи.

Изводи

Докладът разглежда методи и техники за управление на най-честите рискови събития при възлагане на обществени поръчки. С прилагане на подходящи техники за идентифициране на риска, можем да приложим адекватни мерки за недопускането им.

Управлението на риска е много важен етап, който трябва да бъде включен във всяка една тръжна процедура за строителство, тъй като правилните подходи към даден риск, ще доведат до качествено изпълнение в срок и правилно вложение на финансови средства

ЛИТЕРАТУРА

- [1] КСБ, Икономически отчет на строителния сектор, I тримесечие 2021г., 35 с.
- [2] Йоцов Иво, Управление на риска при осъществяване на преки инвестиции, 6-8 с.
- [3] Tonchia, Stefano. Industrial Project Management, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2008, ISBN 978-3-540-77542-3
- [4] Руководство к Своду знаний по управлению проектами (Руководство PMBOK), Project Management Institute, Inc, 2004, ISBN: 1-930699-77-8
- [5] Mancheva J., V. Popova. The most suitable risk management techniques during life cycle of the construction project. XVI international scientific conference VSU'2016, June 09-10, 2016, Sofia.

**АНАЛИЗ НА НЯКОИ СПЕЦИФИЧНИ ИЗИСКВАНИЯ
ЗА ОСИГУРЯВАНЕТО НА ДИХАТЕЛНАТА ЗАЩИТА ПРИ ОБУЧЕНИЕ
И ПРОВЕЖДАНЕ НА ОСНОВНИТЕ ДЕЙНОСТИ НА ОРГАНИТЕ
ЗА ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ И ЗАЩИТА НА НАСЕЛЕНИЕТО**

Митко Ненов¹

Академия на МВР, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“

**ANALYSIS OF SOME SPECIFIC REQUIREMENTS
FOR ENSURING RESPIRATORY PROTECTION IN TRAINING
AND CONDUCTING THE MAIN ACTIVITIES OF FIRE SAFETY
AND CIVIL PROTECTION AUTHORITIES**

Mitko Nenov¹

MOI Academy; Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Sofia

Abstract: *The report analyzes some of the specific regulatory requirements and proposes appropriate solutions for providing respiratory protection in the training process and in carrying out the main activities of the fire safety and civil protection authorities.*

Key words: *requirements, respiratory protection, air breathing apparatus.*

1. Въведение

Известно е, че когато има недостатъци в описанието и начина за прилагането на някои специфични изисквания за осигуряването на дихателната защита, могат да се нарушат организацията на тази дейност и безопасността на лицата, осъществяващи експлоатацията на въздушните дихателни апарати. Практически е доказано, че познаването и анализа на някои недостатъци в съществуващите изисквания от действащите нормативни актове е важна предпоставка за разработване и осъществяване на мероприятия, насочени към усъвършенстване на дейността по тяхното прилагане. Тази информация е от особено значение както при актуализиране на нормативните актове, така и при подготовката на други нормативни актове от същата област [1].

Това обосновава актуалността на настоящата работа, чиято цел е да се проучат, анализират и предложат решения за прилагането на някои специфични изисквания от

¹ Митко Ненов Ненов, гл. ас., инж., Академия на МВР, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“, катедра „Техника“, Академия на МВР, гр. София, ул. Пиротска № 171;
e-mail: nennnov@abv.bg
Mitko Nenov Nenov, Assist. Prof., Eng., MOI Academy, Faculty of Fire Safety and Civil Protection;
Department of Technics, 171 Pirotska Str., Sofia, Bulgaria; e-mail: nennnov@abv.bg

„Правила за организация на дейността по осигуряване на дихателна защита“ [2], наричани по нататък “правилата”.

2. Основна част

В съответствие с целта на работата, специфичните изисквания от правилата се анализират по основните им съставни части (глави, раздели, членове), както следва:

Съгласно чл. 1 от първа глава на правилата, с тях се регламентират организацията на дейността на органите за пожарна безопасност и защита на населението (ПБЗН) по осигуряване на дихателната защита. От разпоредбата на чл. 2 е видно още, че правилата определят общите и специфичните изисквания при организиране на дихателната защита в условията на ежедневната дейност, учебно – тренировъчния процес и при провеждане на пожарогасителни и спасителни действия от органите за ПБЗН. Тук е важно да се подчертае, че с посочване на „ежедневната дейност“ следва изискванията да се отнасят за извършването от органите за ПБЗН на всички дейности регламентирани по закон [3], както и за други подобни [4], като се изключи дихателната защита при работа под вода, което е пояснено в чл. 5. Анализът на текстове до края на правилата показва, че не се разглежда организацията на дихателната защита на органите за ПБЗН, които не работят в направление по пожарогасителна и спасителна дейност (ПГСД), въпреки че и за тях може да възникне необходимост от провеждане на такава защита. За аргументиране на твърдението може да се посочи като пример, случай когато служител неработещ в посоченото направление, замества съответен началник (например на Районна служба ПБЗН или др.) и при ръководство от него на ПГСД се налага да прилага изискванията за дихателната защита както за себе си, така и за ръководения от него личен състав.

Целесъобразно е както за служители попадащи в посочения пример, така за всички останали в правилата да се определят общите и специфичните изисквания при организиране на дихателната им защита.

В друго указание не са обхванати всички възможни случаи, каквато е разпоредбата на чл. 3, че правилата са задължителни за служителите от изброените структури, без да е взето под внимание наличието в посочените структури и на други лица, за които се отнасят задълженията. В подкрепа на твърдението могат да се посочат стажанти, курсанти, студенти и други обучаеми, които са основния състав на част от посочените две обучаващи структури. Свързано с това е целесъобразно в текста на чл. 3 да се добави термина „обучаеми“, а така и навсякъде (в чл. 8, чл.12, чл.14 и т. н.) той да замени съществуващия термин „курсанти“, с което ще се обхванат всички обучавани лица.

От анализа на изискванията за работа с въздушни дихателни апарати (ВДА) в текста на чл. 8 и условието на ал. 1, точка 2 лицата да са завършили успешно „курс за работа с ВДА“, като недостатък може да се посочи това, че не е предвидена възможност обучението да е извършено под друга форма. Като се има предвид наличието на специфични особености в начина на обучение, подходящ примерен текст който може да се добави е „или първоначално професионално обучение с включено обучение за работа с ВДА в обем не по-малък от предвидения в програмата по ал. 3“. В текста на чл. 8 не е предвидено специфично изискване за допускане до самостоятелна работа с ВДА на лица, притежаващи допуск за работа, но които не са работили с ВДА продължително време (например повече от една година). За целта може да се заложи изискване за тези лица „да преминат извънреден инструктаж и практическа тренировка с ВДА“.

При разглеждане и задълбочен анализ на текстовете в чл. 9, ал. 1 и ал. 2 е виден пропуск, че не е предвидена възможност за преиздаване на допуск, когато същият е изгубен, откраднат или унищожен. Не е решен и въпроса с издаването на допуск на лица, които нямат издаден такъв, независимо от притежанието на документ за завършено обучение от посоченото в чл. 8. Решението на въпросите е възможно с допълнение в чл. 9 с примерен текст „Издаването на допуск за работа с ВДА на служители, на които не е

издаден такъв или преиздаването на допуск когато същият е изгубен, откраднат или унищожен се извършва след предоставяне от служителя на документ за успешно завършен курс за работа с ВДА или друго обучение за работа с ВДА. В допускат за работа с ВДА се вписва номера и вида на документа, удостоверяващ завършеното обучение“.

Анализът на изискванията в чл. 11 към служителите преди застъпване и по време на оперативно дежурство, дава основание да се твърди, че не са обхванати всички възможни обстоятелства, които възпрепятстват нормалното поставяне на лицевата маска и използването на ВДА, като например наличие на украшения по главата, състояние на косата и други. Не са предвидени изискванията да се прилагат и в други случаи при използване на ВДА като провеждането на обучение или на дихателна защита на служители, които не са на оперативно дежурство. За решаване на проблема е целесъобразно текста в чл. 11 да претърпи промяна например „Не се допускат до работа и обучение с ВДА служители, стажанти и обучаеми, които имат коса, брада, бакенбарди, украшения и друго, в състояние което може да наруши нормалното поставяне и уплътняване на лицевата маска от ВДА“.

Част от посочените изисквания в чл. 12 на правилата за „организация на прегледите, обемът на прегледите, медицинските противопоказания за работа с ВДА, профилактичните медицински прегледи“ е ползотворно да бъдат предмет на регламентиране в отделен нормативен документ, изготвен от специалисти в областта на медицината.

От анализа на изискванията относно реда за зачисляване на ВДА в чл. 17 и по-конкретно допускането в ал. 2 на презачисляване на ВДА на служител при възникване на такава необходимост е видна липсата на важно изискване за поддържането на достатъчното ниво на безопасност. За тази цел в текста на чл. 17, ал. 2 е необходимо да се добави например „На презачисления ВДА се извършва проверка № 1, която се удостоверява с попълване на дневник (Приложение № 3)“.

В други изисквания от правилата в чл. 30 се посочва съхраняването на резервните ВДА и бутилки за ВДА да бъде на стелажи. В съответствие с общия стремеж за осигуряване на безопасността е препоръчително да се добави текст например „Резервните ВДА и бутилки за ВДА да са укрепени“.

Прави впечатление в заглавието на раздел XII от трета глава, както и в текстовете на чл. 55, чл. 56 и чл. 57 на правилата, наличието на неактуални термини и име на несъществуваща структура „газо-димозащитна служба (ГДЗС)“, които е наложително да се заменят с актуалния текст „техник по дихателна защита (ДЗ)“.

От анализа на стандартизираните термини в областта на дихателната защита и текстовете от фиг. 1 към чл. 58 се забелязват непрецизирани думи или печатни грешки. Целесъобразно е „Въздушно“ да се замени с „Въздушни“, а „командвани“ да се замени с „командван“.

Анализът на текста в чл. 59, ал.3, „експлоатацията на автономните изолиращи средства се извършва съгласно инструкциите на производителите“ е непълен и този недостатък може да бъде отстранен като „инструкциите“ се замени с „изискванията (ръководства, инструкции, препоръки и др.)“. Промяната е редно да се нанесе и на всички места в правилата където има подобни текстове.

Друг съществен недостатък с непълен текст е налице в изискванията на чл. 74, ал. 5, точка 2 „Отворът за постъпващ въздух се затваря с длан“. Като се имат предвид конструктивните особености на най-широко разпространените марки и модели ВДА в страната е наложително усъвършенстване на изискванията с примерен текст „Отворът за постъпващ въздух се затваря с длан или с белодробен автомат, разединен от ВДА но в затворено състояние, или с друго затварящо устройство. Дланта или затварящото

устройство се отстранява от отвора и се извършва вдишване, след което отворът отново се затваря.“

Анализът на изискванията в чл. 80 за техническия преглед и в чл. 86 за експлоатацията на бутилките за съгъстен въздух, налага актуализиране на термина „щемпелувани“, като за целта е подходящ например „трайно маркирани“ поради невъзможното и опасно действие „щемпелуване“ върху съвременните композитни бутилки.

В текста на осма глава, където се разглежда важния въпрос за организацията на поста за безопасност, съществуват няколко места с неясни разпоредби като в чл. 118 „Пост за безопасност се назначава ...“, в чл. 119 и чл. 120 „Когато не позволява назначаване на пост за безопасност, функциите на пост за безопасност се изпълняват от ...“, в чл. 122 „Постът за безопасност: 1. следи за ... 2. не допуска ... 3. поддържа ... 4. наблюдава ... 5. уведомява ... 6. подава ... 7. сигнализира ...“. Посочените текстове са абсолютно несъвместими с тези от допълнителната разпоредба § 1. По смисъла на тези правила: ... точка 6 „Пост за безопасност“ е „специално определена ... зона“. Едно решение на въпроса е в посочените места „пост за безопасност“ да се замени с „отговорник на пост за безопасност“.

Като цяло в правилата има необходимост от изясняване и на други важни въпроси, както и прецизиране на отделни текстове като „оперативно дежурство“, „дежурна смяна“, „дежурен екип“ и други. Свързано с безопасността на персонала, работещ с ВДА, е наложителното регламентиране на въпросите за проверка чистотата на въздуха и по-конкретно какви са реда, метода и периодичността за извършване на проверката, същността на издаваните протоколи, които съгласно чл. 125, ал. 2, т. 5 се съхраняват безсрочно.

При всичко до тук е необходимо да се вземат под внимание използваните различни видове, марки и модели ВДА, компресорни инсталации, както и други лични предпазни средства освен ВДА.

Анализът на някои специфични изисквания за осигуряването на дихателната защита в разглежданите правила позволява да се направи обобщения извод, че в тази област има съществени недостатъци.

3. Заключение

В работата се проучват, анализират и предлагат решения за оптимизирането на някои специфични изисквания за осигуряването на дихателната защита в процеса на обучение и при провеждане на основните дейности на органите за пожарна безопасност и защита на населението.

Въз основа на резултатите от работата може да се изготвят предложения за усъвършенстване на правилата до органите, овластени да издават нормативни актове, или до тези с право на инициатива за промяната им.

С оптимизирането на посочените специфични изисквания за осигуряването на дихателната защита се създават предпоставки за повишаване ефективността на експлоатацията на ВДА и нивото на безопасност на лицата работещи с ВДА.

Резултатите от работата може да се използват от длъжностните лица, които ръководят, координират, контролират и осъществяват експлоатацията на ВДА.

Предложените решения в работата може да бъдат полезни и за специалистите, които извършват периодичните проверки, изпитвания, технически обслужвания и ремонти на ВДА.

Резултатите от работата са значими и за преподавателския и научно-изследователския състав на структурите и организациите, провеждащи обучение по дихателна защита.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Георгиев, Б. Г. Относно някои недостатъци на инструкцията за експлоатация на пожарната техника на национална служба “пожарна безопасност и защита на населението” – МВР. Научно-приложен институт по пожарна безопасност и защита на населението, научно-технически сборник „Пожарна и аварийна безопасност“, брой 17, С., 2008.
- [2] Правила за организация на дейността по осигуряване на дихателна защита (Утвърдени със заповед на министъра на вътрешните работи №8121з-10 от 07.01.2015г.).
- [3] Закон за министерството на вътрешните работи (Обн. ДВ. бр.53 от 27 Юни 2014г.).
- [4] Проданов Х., Определяне на необходимите сили и средства за ликвидиране на пожари, Сборник доклади от годишна университетска научна конференция на НВУ „Васил Левски“ – Електронно издание, 27-28 май 2021 година, гр. Велико Търново, Издателски комплекс на НВУ „Васил Левски“, стр. 2507-2516, ISSN 2367-7481.

ИЗСЛЕДВАНЕ ВЪРХУ ОПТИМИЗИРАНЕ ПРОЦЕСА НА СЕРВИЗНОТО ОБСЛУЖВАНЕ НА ПОЖАРОГАСИТЕЛИТЕ

Митко Ненов¹, Костадин Иванов^{2,*}

Академия на МВР, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“
* „Спирид 96“ ЕООД

RESEARCH ON OPTIMIZATION OF THE PROCESS OF SERVICE OF FIRE EXTINGUISHERS

Mitko Nenov¹, Kostadin Ivanov²

MOI Academy; Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Sofia
* „Spirid 96“ LTD

Abstract: The report considers the existing situation and offers an opportunity to optimize the activity of filling in, keeping and storing the documentation, and hence the whole process of servicing the fire extinguishers.

Key words: optimization, process, service, fire extinguishers.

1. Въведение

Осигуряването на пожарната безопасност на обектите, обхващащи всички сфери на общественения живот, налага те да се оборудват с носими и возими пожарогасители. С пожарогасителите се защитават сгради, съоръжения, външни инсталации, места за открито съхраняване на материали, транспортни средства и други обекти, в границите на които е възможно присъствие на хора и наличие на материални ценности [1]. Известно е, че с правилната и навременна употреба на пожарогасителите могат да се погасят повечето от възникващите пожари, когато са в начален стадий на развитие или са с ограничени размери. Въпросите за експлоатацията на пожарогасителите, в това число и сервизното им обслужване са предмет на разглеждане в редица научни публикации [1, 2, 3, 4] и попадат в обхвата на нормативни изисквания [5,6] и стандартизирани препоръки [6].

При извършване на сервизното обслужване на пожарогасителите от търговците [5], тяхно регламентирано задължение е да се изготвят, водят на строг отчет и съхраняват

¹ Митко Ненов Ненов, гл. ас., инж., Академия на МВР, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“, катедра „Техника“, Академия на МВР, гр. София, ул. Пиротска № 171;
e-mail: nennnov@abv.bg

Mitko Nenov Nenov, Assist. Prof., Eng., MOI Academy, Faculty of Fire Safety and Civil Protection;
Department of Technics, 171 Pirotska Str., Sofia, Bulgaria; e-mail: nennnov@abv.bg

² Костадин Спиридонов Иванов, инж., „Спирид 96“ ЕООД, гр. Смолян, ул. Снежанка, №3 ;
e-mail: kspiri@gmail.com

Kostadin Spiridonov Ivanov, Eng., „Spirid 96“ LTD, Smolyan, Snezhanka str., №3; e-mail: kspiri@gmail.com

документи, които са и предмет на контрол от инспектиращите органи по пожарна безопасност и защита на населението. Анализът на процеса по осъществяването на тези важни дейности показва, че според голяма част от търговците извършването им е свързано с допълнителни ангажменти на основните изпълнители или с увеличаване на работния персонал, а от там и с негативни явления върху количеството и/или качеството на продукцията, разходите и други.

Всичко това обосновава актуалността на настоящата работа, която е с предмет съвпадащ с целта, а именно изследване възможността за оптимизиране дейността по изготвяне на документацията при извършване сервизното обслужване на пожарогасителите.

2. Основна част

2.1. Съществуващо положение и насоки за изследването

Сервизното обслужване на пожарогасителите е процес, включващ една или повече от процедурите техническо обслужване, презареждане, хидростатично изпитване [7], при които основни са дейностите по поддържане и възстановяване на работоспособността на тези противопожарни уреди. Известно е също така, че нарушаването на работоспособността на пожарогасителите може да застраши безопасността на хората или да доведе до значителни материални и морални щети [3]. Тези обстоятелства са наложили сервизното обслужване на пожарогасителите в страната да се извършва само от търговци, които отговарят на редица условия и притежават разрешително за тази дейност [5,6].

В съответствие с нормативно изискване [4], което обобщено съвпада и със стандартизираната препоръка [6], резултатите от извършеното сервизно обслужване се удостоверяват от търговците с отделни, трайно закрепени върху корпусите на пожарогасителите стикери, съдържащи определена информация. Успоредно с това изпълнителите на дейността са длъжни да отразят подробни данни за извършеното техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване на пожарогасителите в дневник (приложение № 8), съхраняван не по-малко от десет години след попълването му и в протокол за предаване и приемане (приложение № 9), копие от който се предоставя на собственика на противопожарните уреди [5]. Съществуващото положение по изготвянето на дневника и протокола е свързано с практически доказани недостатъци, сред които по-съществени са:

- най-често прилаган вариант за изготвянето на двата документа е по класическия начин, като след разпечатване на бланките от приложенията № 8 и № 9 [5], попълването на информацията се извършва ръкописно. Този процес по субективни причини е свързан с относително голяма продължителност (понякога е по-голяма от тази на другите дейности по обслужването) и значителна вероятност за грешно и/или неясно изписване на част от текст (букви, знаци, символи, цифри и т. н.), предпоставка за което създават липсата на достатъчно място в някои клетки от таблиците и използването на различни и неизвестни съкращения;
- друг вариант за изготвянето им е с помощта на компютър, като за практическата реализация масово се ползва приложението MS Word от операционната система Windows, с което може да се съкрати продължителността посредством копиране и поставяне на някои данни в отделни места на документите. Прилагането на този вариант е свързан със затруднения при нанасянето на идентификационната маркировка на всеки пожарогасител (марка, модел, сериен номер и др.), както и търговското наименование на пожарогасителното вещество, поради съществуването на обозначения (букви, знаци, символи, цифри и т. н.), които са неизвестни и/или липсващи върху компютърна клавиатура (например китайски или гръцки).

Към разглеждания въпрос може да се добави и това, че ако се използва първият вариант при изготвяне на протокола е необходимо или попълване в два екземпляра, което води до загуба на време, или копиране на оригинала, при което може да има неясна информация върху копието от ръкописа. При използване на втория вариант, често се срещат затруднения с попълването на данните в някои ограничени места от приложенията и с визуализирането на информацията при разпечатване, поради оформяне на таблици, включително и невидима такава в протокола, които се конфигурират трудно и различно при отделните софтуери на компютрите и принтиращите устройства.

Въз основа на представеното съществуващо положение, насоките за изследване в настоящата работа са към създаване на софтуерен продукт (СП) за оптимизиране дейността по попълване, водене и съхранение на дневника и протокола при извършване сервизното обслужване на пожарогасителите.

2.2. Същност на изследването

Предварително са формулирани основните изисквания, на които трябва да отговаря разработвания СП, а именно:

- да се осигури съкращаване на времето за изготвянето на дневника и протокола;
- да се сведе до минимум възможността за нанасяне на неточна и/или непълна информация в дневника и протокола;
- да се създаде база от данни с пълна и достоверна информация за вида, търговското наименование, марката, модела и друго за пожарогасители и пожарогасителни вещества от най-често използваните в страната и с удостоверение съответствие;
- продуктът да може да се използва лесно и достъпно от изпълнителите с помощта на масово разпространените в страната компютъризирани устройства;
- да не влошава условията на труд на персонала, осъществяващ попълване, водене и съхранение на документацията при сервизното обслужване на пожарогасителите.

Съобразно поставената цел е извършено програмиране, при което в СП са оформени дневника и протокола съгласно приложенията № 8 и № 9 [4], като разработването и визуализацията са в среда на MS Excel. Като базова информация се използват данните, свързани с посочените приложения и водените в ГДПБЗН-МВР регистри на продуктите за пожарогасене с удостоверение съответствие [6]. В СП няма ограничения за нанасяне на допълнителни данни за изпълнителите на дейността, собствениците на пожарогасителите, технически средства, материали и други необходими във връзка със сервизното обслужване, като единствено е важно да не фигурират продукти, чиято употреба не е разрешена [5].

Същността и принципът на действие на СП могат да се представят посредством детайлно разясняване и онагледяване на процеса по изготвяне на документацията.

В началото на процеса в съответствие с процедурната практика да се попълват едновременно дневника и протокола, за удобство във файл от СП данните се нанасят чрез активните полета „Въведи“ и „Собственик“ в страницата на протокола, където се съдържа по-обемна информация. След стартиране на попълването продукта автоматично разпознава и отваря документ с такива данни (например от предишно обслужване на същите уреди) и могат сравнително лесно и бързо да се нанасят само необходимите корекции. При липса на подобен документ се отваря нов с празни полета, като и в двата случая попълването на протокола и дневника е едновременно (еднаквите данни се

вкарват автоматично и на двете места). Това е осигурено от наличието в СП на оформените бланки за двата документа със записани данни за търговеца (фирмата изпълнител на сервизното обслужване) и всички други по приложенията в един и същи файл на MS Excel, но на отделни страници. Протоколът и дневникът от СП с примерни съдържания са представени в общ вид чрез снимков материал на фиг. 1 и фиг. 2.

ДНЕВНИК										Приложение № 8 към чл. 31, ал. 4		Печат	Начало
за отразяване на данните от извършеното техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване на противопожарни уреди от "Стириг 96" ЕООД адрес: гр. Пловдив бул. "Маршия" 160, склад 1												Изчисти	Импорт
Дата на обслужването	Вид на противопожарния уред	Марка, модел	Серийн №	Вид на извършеното обслужване (техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване)	Стикер №	Търговско наименование на пожарогасителя (ако е при презареждане с прах или пеннообразуващо)	Дата на следващо обслужване (по колона 6)	Полпис на лицето, извършило обслужването		Ном. ред			
2	3	4	5	6	7	8	9	10		1			
20.06.2021	носим	Торнадо	01234	презареждане	98765	STHAMEX F-15	20.06.2026	Костанди Иванов		1.			
24.06.2021	носим	Торнадо	002234	техническо обслужване	041150	-----	24.06.2022	Костанди Иванов		2.			

Фигура 1. Общ вид на дневника от СП

ПРОТОКОЛ № 000001/ 31.08.2021 г. за предаване и приемане на пожарогасители, на които е извършено техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване (в комбинация или поотделно) Днес 22.07.2021 г. в гр. Пловдив, ръководителят (упълномощен представител) Костанди Иванов на "Стириг 96" ЕООД адрес: гр. Пловдив бул. "Маршия" 160, склад 1 ЕИК: 200919404 тел. +359878433832 предаде на собственика (или негов представител) пожарогасителите, на които е извършено обслужване, както следва:											Приложение № 9 към чл. 31, ал. 5	Печат	+	Номер
Идентификационна маркировка на всеки пожарогасител (марка, модел, серийн номер и др.)	Категория на пожарогасителя съгласно г. 4.3.2.2 от БДС ISO 11802-2:2002	Маса на заредения пожарогасителя, kg	Вид на пожарогасителното вещество (вода, прах, CO2 или др.)	Търговско наименование на пожарогасителя в-во (при презареждане с прах или пеннообразуващо)	Вид на извършеното обслужване (техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване на устойчивост на налягане)	Дата на извършеното обслужване	Име на лицето, извършило обслужването	Полпис на лицето, извършило обслужването	Номер на стикер	Ном по ред	Изчисти	-	Дата	Ном по ред
Ид. нр. 01234	1	1,3	водоповнен	STHAMEX F-15	презареждане	20.06.2021	Костанди Иванов		98765	1.				Торна
Ид. нр. 002234	1	14,56	вода	-----	техническо обслужване	24.06.2021	Костанди Иванов		041150	2.				Торна
Пожарогасителите: Собственик 1, адрес: гр. Пловдив, МОЛ "Марково село". Ор са подменени: Манометри: бр. _____ Маркуч за пожарогасител: бр. _____ Опръстел: бр. _____ Главна за пожарогасител: бр. _____ Постави в два еднообразни екземпляра – по един за организацията, извършила обслужването, и за собственика на пожарогасителите. ПРЕДАЛ: _____ ПРИЕЛ: _____ номиниран (попис, печат) (собственик/представител на (попис, печат) лицето (име, фамилия) (или, фамилия, длъжност) Правява до времето за извършване на следващото техническо обслужване, презареждане или хидростатично изпитване. Забелка: Протоколът се съ											Въведи	Собственик		

Фигура 2. Общ вид на протокола от СП

Автоматичното нанасяне на информацията в празните полета е с помощта на базата данни, съдържащи се в поле „Въведи“ и активните падащи менюта за „марка, модел, категория, вид вещество, вид уред, търговско име, вид обслужване, обслужил“, както и за собственика в поле „Собственик“ (ако е съществуващ клиент). Някои примерни информации в тези места от СП са представени в общ вид чрез снимков материал на фиг. 3 и фиг. 4.

Въведи	Въведи
Намери	
Введете търсения параметър на пожарогасителя (марка, модел, серийн №, стикер и т.н.). Резултатите ще се филтрират в реално време.	Марка, модел: _____ SN: _____ Категория: _____ Маса: _____ Вид вещество: _____ Вид уред: _____ Търговско име: _____ Вид обслужване: _____ Обслужен на: _____ Валиден до: _____ Обслужил: _____ Стикер: _____
База данни	Нов запис Актуализирай запис Изтрий запис
Провери	Запис в протокола и дневника Затвори

Фигура 3. Общ вид на съдържанието в поле „Въведи“ от СП

The image shows two parts of a software interface. On the left, there are several dropdown menus for selecting equipment details: 'Марка, модел:' (Brand, model) with 'Торнадо' (Tornado) selected; 'Категория:' (Category) with 'МФД' (MFD) selected; 'Вид вещество:' (Substance type) with 'Fire Tech' selected; 'Търговско име:' (Trade name) with 'Fire Killer' selected; 'д обслужване:' (Maintenance) with 'Солти' (Solts) selected; 'Категория:' (Category) with '1' selected; 'вещество:' (Substance) with '2' selected; 'товарно име:' (Trade name) with '3' selected; 'обслужване:' (Maintenance) with '4' selected; 'Вид уред:' (Equipment type) with 'носим' (portable) selected; and 'Вид обслужване:' (Maintenance type) with 'техническо обслужване' (technical maintenance) selected. On the right, there is a window titled 'Собственик' (Owner) with buttons for 'Нов запис' (New record), 'Изтрий записа' (Delete record), and 'Актуализирай' (Update). Below these buttons are fields for 'Собственик:' (Owner) with 'Собственик 1' selected, 'Адрес:' (Address) with 'гр. Пловдив, МОЛ "Марково тепе"' (Plovdiv, MALL "Markovo tepa"), 'Лице за контакт:' (Contact person) with 'Иван Иванов' (Ivan Ivanov), and 'Телефон:' (Phone) with '+359 888 888 999'. There is also a 'Затвори' (Close) button.

Фигура 4. Примерни информации в активни падащи менюта от поле „Въведи“ и в поле „Собственик“ от СП

При условие, че в базата данни липсва необходимата информация, тя може да се нанесе по традиционния начин с набиране, след което автоматично се запазва, включително за следващо използване.

По време на попълването на всеки от протокола и дневника е предвидена възможност за въвеждане на съответните номера и дати, както и неограничено премахване и поправка на данни.

В СП от авторския колектив на разработката е предложено да се осигурява в протокола и допълнителна, непредвидена в приложението [5], информация за подменени части и материали, поради честото задаване на въпроси за това от клиента (собственика) и споделените мнения от опитните извършители на услугата, че същото е от полза за прозрачността на направените разходи. Това предложение е представено с примерни данни в снимков материал на фиг. 5.

The image shows a form titled 'Собственик на пожарогасителя/ите: Собственик 1, адрес: гр. Пловдив, МОЛ "Марково тепе".' (Owner of the fire extinguisher(s): Owner 1, address: Plovdiv, MALL "Markovo tepa"). Below this, there are fields for recording replaced parts and materials: 'При обслужването са подменени:' (During maintenance, replaced:), 'Манометриг' (Manometer) with 'бр.' (no.) next to it, 'Маркуч за пожарогасител' (Fire extinguisher hose) with 'бр.' (no.) next to it, 'Мет. шпленг' (Metal flange) with 'бр.' (no.) next to it, 'О-пръстен' (O-ring) with 'бр.' (no.) next to it, and 'Глава за пожарогасител' (Fire extinguisher head) with 'бр.' (no.) next to it. At the bottom, there is a note: 'Този протокол се състави в два еднообразни екземпляра – по един за организацията, извършила обслужването, и за собственика на пожарогасителя/ите.' (This protocol is compiled in two identical copies – one for the organization that performed the maintenance, and one for the owner of the fire extinguisher(s)).

Фигура 5. Общ вид на информацията за подменени части и материали в СП

След като са попълнени документите, всеки от тях може да се разпечати в необходимия брой екземпляри с активиране на поле „Печат“, при което файлът автоматично се запазва (независимо дали е направен и запис по някой от традиционните начини) в базата данни на СП. Съществено за изготвените документи е и възможността да се преместват в паметта на друго компютърно устройство, чрез активиране на поле „Импорт“ в дневника.

Независимо, че цялата информация от СП се съхранява на компютърни устройства, препоръчително е да се записва и на отделен магнитен носител.

Завеждането и съхраняването на изготвените дневник и протокол се извършва и физически съгласно установените нормативни изисквания [5,6].

2.3. Оценка на функционалната годност на продукта

Функционалната годност на СП е оценена с експерименталното му действие в тримесечен период с изготвяне и съхраняване на документите от пет отделни изпълнители в три сервизни бази, намиращи се в различни населени места.

При експерименталното действие на СП не са установени отклонения от нормалната му работа и затруднения при използването от всички ползватели.

За допълнително оценяване годността е проведено практическо демонстриране на СП и обсъждане на резултатите с няколко от водещите търговци в страната, при провеждане на обучение на лица, извършващи сервизно обслужване на пожарогасители. Повечето от търговците одобриха предложението и изразиха желание да го придобият и прилагат след публичната му поява.

С документите, изготвени с помощта на СП са запознати и няколко представители на органите по пожарна безопасност и защита на селението, контролиращи и експлоатацията на пожарогасителите в обектите. След анализ на състоянието на документите, не бяха констатирани отклонения от нормативните изисквания [5,6].

Резултатите от прилагането на СП дават основание да се счита, че са изпълнени поставените изисквания, а именно:

- в предложения продукт е налична база от данни с достоверна информация в достатъчен обем за пожарогасители и пожарогасителни вещества, от най-често използваните в страната и с удостоверено съответствие;
- постига се съкращаване на времето за изготвянето на дневника и протокола и се намалява вероятността за нанасяне в тях на неточна, непълна и неясна информация;
- разработеният продукт позволява да бъде прилаган лесно и достъпно от изпълнителите с помощта на масово разпространените в страната компютъризирани устройства;
- използването на СП не води до нарушаване на здравословните и безопасни условия на труд на персонала, осъществяващ попълване, водене и съхранение на документацията при сервизното обслужване на пожарогасителите;
- създава се полезен ефект за труда на изпълнителите и икономически ефект за дейността на търговците, осъществяващи сервизното обслужване на пожарогасителите в страната.

С това може да се счита, че се постига оптимизиране процеса на сервизното обслужване на пожарогасителите, а от там и целта на работата е изпълнена.

Заклучение

Предложеното решение с помощта на разработения СП да се оптимизира попълването, воденето и съхранението на документацията при извършване сервизното обслужване на пожарогасителите е съобразено с българското законодателство и националните стандарти, като са взети предвид специфичните изисквания, свързани с организацията и технологията на дейността. Приложимостта, целесъобразността и ефективността на предложението са доказани в реални условия.

Резултатите от работата имат научно-приложна и обществена значимост и могат да бъдат полезни за:

- инженерно-техническият персонал, който организира, ръководи и/или непосредствено осъществява сервизното обслужване на пожарогасители;
- организациите в страната, които провеждат обучението на лицата, извършващи сервизно обслужване на пожарогасители;
- органите, които осъществяват разрешителна и контролна дейност на търговците, извършващи експлоатация на уреди и съоръжения, свързани с пожарната безопасност на обектите;
- лицата, заинтересовани от усъвършенстването на националното законодателство, в областта на сервизното обслужване на пожарогасителите.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Георгиев Б., По някои организационно-методически въпроси от експлоатационните изпитвания на пожарогасителите за оценяване на надеждността, Академия на МВР, Пета научна конференция с международно участие "Пожарната и аварийната безопасност, 2009", Сборник доклади, С., 2009, ISSN 1313-7700.
- [2] Георгиев Б., За някои недостатъци в правното уреждане на обществените отношения и дейностите по оборудване на моторните превозни средства с пожарогасители, Академия на МВР, Шеста научна конференция с международно участие "Гражданската безопасност 2011", Сборник доклади I част, С., 2011, ISSN 1313-7700.
- [3] Георгиев Б., По някои въпроси за професионалната компетентност на лицата, извършващи сервизно обслужване на пожарогасители, Академия на МВР, Четвърта научна конференция „Пожарната и аварийната безопасност 2007“, Сборник доклади, С., 2007, ISBN 978-954-348-012-8.
- [4] Арабаджиева С., Д. Кирилов, Осигуряване на складове за боеприпаси и взривни вещества със средства за първоначално пожарогасене, Сборник доклади от университетска научна конференция „Логистика и обществени системи“, НВУ „Васил Левски“, стр. 226-235, 2021.
- [5] Наредба № 81213-531 от 9 септември 2014 г. за реда и условията за осъществяване на дейности по осигуряване на пожарна безопасност на обекти и/или поддържане и обслужване на уреди, системи и съоръжения, свързани с пожарната безопасност, от търговци и контрола върху тях. (Обн. ДВ, бр. 78 от 19 септември 2014 г., ... изм. и доп. ДВ, бр. 11 от 9 Февруари 2021 г.).
- [6] Наредба № 81213-647 от 1 октомври 2014 г. за правилата и нормите за пожарна безопасност при експлоатация на обектите (Обн. ДВ. бр.89 от 28 Октомври 2014 г., ... изм. и доп. ДВ. бр.37 от 7 Май 2021 г.).
- [7] СД ISO/TS 11602-2:2015 Защита от пожар. носими и возими пожарогасители. Част 2: Контрол и техническо обслужване.
- [8] <https://www.mvr.bg/gdpbzn>.

КОНТРОЛ НА ДЕБИТА НА ПОЖАРНИТЕ ХИДРАНТИ ПО ВРЕМЕ НА ЕКСПЛОАТАЦИЯ

Свилена Арабаджиева¹

Академия на МВР, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“

FIRE HYDRANTS FLOW CONTROL DURING EXPLOITATION

Svilena Arabadzhieva¹

MOI Academy; Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Sofia

Abstract: *The article reviews the legislative and other requirements for maintenance of fire hydrants and control of their water flow. Analysis of the specific requirements, the special equipment, the different formulae and the scientific base for the control of the water flow of the fire hydrants has been performed.*

Key words: *fire hydrants, water flow, exploitation, maintenance and control*

1. Въведение

Една от най-важните предпоставки за успешно пожарогасене е осигуряването на необходимото водно количество в точния момент. Външното противопожарно водоснабдяване на урбанизираните територии и обектите се осигурява основно чрез водоснабдителните мрежи на населените места. Пожарните хидранти са съоръженията, чрез които става директното водовземане от водопроводната мрежа. Нормативните изисквания към водоснабдителните мрежи, пожарните хидранти и необходимите водни количества за пожарогасене са ясно регламентирани [1, 2, 3]. В нашата страна остава открит въпроса за контрола на дебита на хидрантите в процеса на тяхната експлоатация. Този въпрос дава сериозно отражение върху планирането на оперативно-тактическите действия на специализираните екипи на службите за пожарна безопасност и защита на населението (ПБЗН) и не на последно място върху решенията, които се взимат непосредствено на мястото на възникнали пожари [4, 5].

2. Изисквания и контрол при определяне на фактическия дебит на пожарни хидранти

2.1. Изисквания и контрол при определяне на фактическия дебит на пожарни хидранти в България

¹ Свилена Арабаджиева, старши преподавател, катедра „Тактика“, факултет „Пожарна безопасност и защита на населението“, Академия на МВР, гр. София, ул. Пиротска № 171; e-mail: ssarab@mail.bg, Svilena Arabadzhieva, senior lecturer, Fire Tactics Department, Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Academy of the Ministry of Interior, Sofia, Pirotska str. 171; e-mail: ssarab@mail.bg

Съгласно [6] водоснабдителните мрежи в населените места се проектират като улични водопроводни мрежи. По-голямата част от пожарните хидранти на територията на Република България са монтирани на уличните водопроводни мрежи. Те са публична държавна или публична общинска собственост. По силата на Договори за концесии експлоатацията и поддръжката на ВиК системите са преотстъпени на 51 ВиК оператора на територията на Република България. По смисъла на горепосоченото отговорност за поддържане в изправно състояние на пожарните хидранти и подготовката им за експлоатация при отрицателни температури преди настъпване на зимния период има ВиК операторът. Изключение правят пожарни хидранти, монтирани след водомерен възел на даден обект, където е отговорен собственикът или ръководителят на конкретния обект, на чиято територия се намира пожарния хидрант.

Контролът по спазването на правилата и нормите за пожарна безопасност при проектиране, строителство и експлоатация на обекти и съоръжения, е част от държавния противопожарен контрол [7, 8]. Редът за контрол при проектирането и изграждането на водопроводни мрежи, в частност съоръжения – пожарни хидранти, е ясно регламентиран. По-неясен се явява контролът по време на експлоатацията на пожарните хидранти. Въпреки, че е част от задълженията на държавния противопожарен контрол, обикновено самите проверки на пожарните хидранти се извършва от служителите, осъществяващи пожарогасителна и спасителна дейност. Причина за това е, че служителите, осъществяващи пожарогасителна дейност са пряк ползвател на пожарните хидранти от една страна и необходимостта от специфично оборудване при проверката, от друга. Тези проверки се извършват като част от периодичното изучаване на района на действие или след конкретна заповед на началника на РСПБЗН/УПБЗН. По време на проверките се извършва проверка за наличието на знак за обозначаване на пожарния хидрант, визуална проверка на целостта на съоръжението, проверка дали е възможно неговото използване и за наличието на вода. Наличието и изправността на пожарните хидранти са в основата на прилагането и на някои съвременни решения в пожарогасителната дейност като използването на сухотръбията в сградите [9].

За осигуряване на успешно пожарогасене са предвидени определени водни количества. Те се осигуряват при определено налягане. При извършваните проверки на пожарните хидранти се прави проверка за наличието на вода. Липсва стандартизирана методика и оборудване, чрез което служителите могат да определят в конкретен момент дали дебитът/налягането на пожарен хидрант отговарят на регламентираното и проектираното.

Съществуващите методи за определяне на дебит могат да бъдат разделени на две основни групи:

- директно измерване на дебита;
- косвено измерване.

При косвеното определяне на дебита се измерва не самият дебит, а отделни елементи на потока и той се получава чрез изчисления. За да се определи дебитът в потоците под постоянно налягане, е достатъчно да се измери един параметър на течността - скорост. Площта на напречното сечение е известна и е ограничена от стените на водопровода/изходният отвор на хидранта.

Директното измерване на дебита е изключително по-точно, но по-трудоемко.

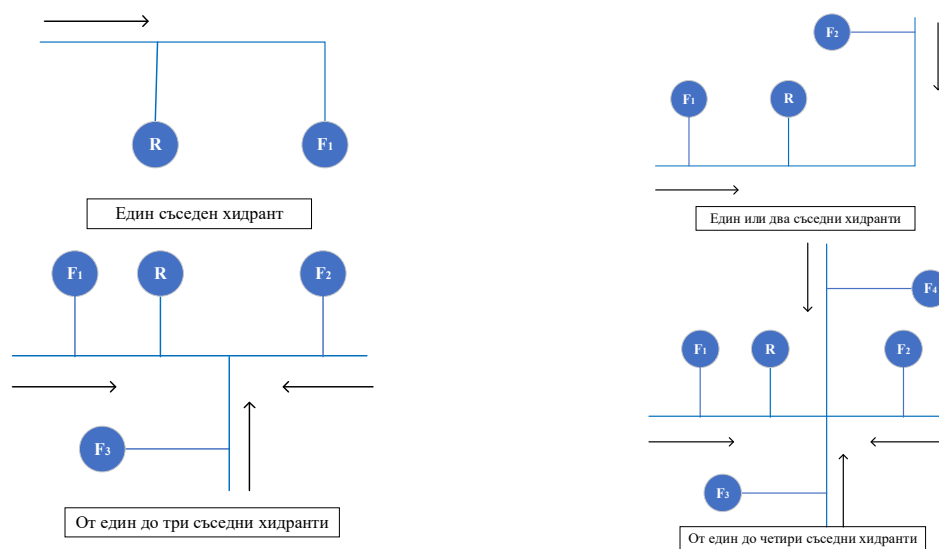
За определяне на фактическия дебит на противопожарни съоръжения (струйници, хидранти и др.) е по-целесъобразно да се използват индиректни методи. Различните методи се извършват с различни по вид устройства (приспособления), а именно това са: водомер на Вентури; струйник-водомер и тръба на Пито.

2.2. Изисквания и контрол при определяне на фактическия дебит на пожарни хидранти в други държави

В САЩ честотата на проверките е регламентирана чрез наредби на съответния щат/окръг. Обикновено проверките се извършват един или два пъти годишно. Проверките обикновено се извършват от служители на местните общини. Процедурата по проверката на пожарните хидранти е регламентирана в [10.] Характерното за метода на изпитване е, че не се изследва само един хидрант, а няколко в група, които е възможно да се използват едновременно за противопожарно водоснабдяване. Процедурата се основава на измерването на дебита (номиналния капацитет) на определен пожарен хидрант, статичното налягане и остатъчното налягане в него (във водопроводната мрежа). Този хидрант е обозначен като residual (R) (остатъчен/наблюдаван), другите работещи хидранти са означени като flow (F) (течащи/отворени/съседни хидранти).

Номинално остатъчно налягане е 20 psi (1,4 bar) за всички пожарни хидранти със статично налягане над 40 psi (2,8 bar), а за такива със статично налягане под 40 psi (2,8 bar), статичното налягане умножено с коефициент 0,5. Все пак трябва да се има предвид, че в някои щати е строго забранено остатъчното налягане в пожарните хидранти да е по-ниско от 20 psi (1,4 bar), а в тези, в които е разрешено, е препоръчително да няма такива хидранти и те трябва да бъдат по-скоро изключение.

Броят на тестваните съседни хидранти (F) зависи от вида на водопроводната мрежа и посоката на водоподаване. Той варира от един до четири. Тестването започва с един или два съседни хидранта. Ако има големи загуби или високо налягане в мрежата се продължава изпитването и с останалите съседни хидранти. Представено е на фиг. 1.



Фигура 1. Схеми на изпитване на пожарни хидранти в група

Забележка: с черни стрелки е посочена посоката на водоподаване.

Необходимото оборудване за провеждане на измерването е представено на фиг. 2 (1. Манометри на Бурдон; 2. Тръбичка на Пито; 3. Обезвъздушителен кран; 4. Капачка за изпускателните отвори на хидрант, на която посредством тръбичка с дължина $\frac{1}{4}$ in (6,35 mm) се монтира манометър на Бурдон; 5. Ключ за съединители за хидрант).

Измерването на налягането на съседните хидранти и остатъчното налягане в наблюдавания хидрант става посредством тръбичка на Пито.

Номиналният капацитет на пожарния хидрант се определя по формула и зависи от остатъчното налягане, диаметъра и вида на изпускателните отвори на хидранта. Под вид

на изпускателните отвори се има предвид какви са ръбовете на отвора, тяхната дебелина и от това какъв коефициент на изтичане през отвора има. Затова се препоръчва да се използва наставка с номинален коефициент на разхода (0,95), която да се монтира на изходното отверстие.



Фигура 2. Необходимо оборудване за проверка на дебита на пожарни хидранти съгласно NFPA 291

След като се измери остатъчното налягане се измерва дебита на хидранта по уравнение (1) или уравнение (2)

$$(1) \quad Q = 29,84 \cdot c \cdot d^2 \cdot \sqrt{p}$$

където: Q - дебит на хидранта, gpm; c - коефициент на разхода, -; d – диаметър на изпускателния отвор, in; p – остатъчно налягане, psi.

$$(2) \quad Q = 0,0666 \cdot c \cdot d^2 \cdot \sqrt{P}$$

където: Q - дебит на хидранта, m³/s; c - коефициент на разхода, -; d – диаметър на изпускателния отвор, mm; p – остатъчно налягане, kPa.

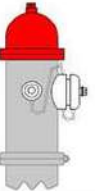
Измерването може да се извърши и без тръба на Пито. В този случай е необходимо капачка с манометър с обхват 60 psi (4,0 bar) да бъде монтирана на изпускателния отвор на хидранта. Другият изпускателен отвор на хидранта (необходимо е да е на същото ниво) се отваря. Показанията на манометъра са почти идентични с показанията на този при тръбата на Пито. Има таблични данни, чрез които може да се определи директно дебита на пожарния хидрант.

Ако се използват и двата изходни отвора на пожарния хидрант общият дебит се изчислява по уравнение (3).

$$(3) \quad Q_R = Q_F \cdot \left(\frac{h_r}{h_f} \right)^{0,54}$$

където: Q_R –общ дебит, gpm или m³/s; Q_F – дебит, измерен при остатъчно налягане в наблюдавания хидрант, gpm или m³/s; h_r – спад на налягането до желаното остатъчно налягане, psi или kPa; h_f – спад на налягането, измерено по време на теста, psi или kPa.

На база на направеното измерване пожарните хидранти по уличната водопроводна мрежа се класифицират и маркират в зависимост от дебита им. Това става, като горната част на хидрантите се боядисват в различни цветове, фиг. 3. Цветът на тялото на хидранта също е от значение. В бял цвят е пожарен хидрант от градската водопроводна мрежа, с жълт цвят - частен хидрант, а с виолетов цвят - непитейна вода.

			
Светло синьо	Зелено	Оранжево	Червено
Клас AA	Клас A	Клас B	Клас C
1500 GPM или повече	1000-1499 GPM	500-999 GPM	499 GPM или по-малко
94,64 l/s или повече	63,09-94,57 l/s	31,55 - 63,03 l/s	31,48 l/s или по-малко

Фигура 3. Оцветяване на пожарните хидранти в зависимост от дебита им съгласно NFPA-291

Във Великобритания основните изисквания към пожарните хидранти на територията на Великобритания са регламентирани в Statutory Instrument No 30, Water Services Act от 2007 година. В него са регламентирани изисквания за необходимите водни количества за пожарогасене, разположението на пожарните хидранти, обозначаването им, видовете проверки и отчетността им. Характерно е, че хидрантите във Великобритания са основно подземни.

Проверката на дебита на пожарните хидранти е идентична на тази в САЩ, като препращащ документ е посочен същият стандарт [10]. Точна периодичност на проверките не е регламентирана. Посочено е периодът между проверките да бъде избран като се отчитат следните фактори: местоположение на района; местоположението на хидранта; възрастта на водопроводната мрежа; материал на тръбопровода; история на събитията. Не е препоръчително да се извършва фактическа проверка на дебита на пожарните хидранти. Този тест трябва да се извършва само там, където има основание за съмнение в целостта на хидранта. Като причини за това са големите водни разходи, които генерира този тип изпитване, висок риск от прекъсване на водоснабдяването и причинено неудобство на гражданите.

Като добра практика може да се посочи проверката за изправността на пожарния хидрант с помощта на чек-лист. Информацията за проверените пожарни хидранти се въвежда в електронна форма и се изпраща на службата по водоснабдяване за отремонтване.

В Русия проверката на пожарните хидранти на градската водопроводна мрежа е задължителна. Честотата на проверките е в зависимост от обема на дейностите по проверките. Има два вида проверки: определяне на водоотделянето и технически преглед. Изпитванията се определят със заповед на ръководителя на териториалния орган за управление на Държавната пожарна служба като се вземат предвид местните условия (климатични, географски, техническо състояние на водоснабдителните мрежи и др.). Преди започване на изпитванията е необходимо да се проучи проекта на водоснабдителната мрежа на населеното място и да се определи нормативно изискващото се водно количество за пожарогасене. Необходимо е да се определи времето на изпитването – то трябва да се извърши през часовете на максимална консумация на вода.

Необходимо е да се определи мястото на изпитването – то трябва да е в участъци от водопроводната мрежа: с понижено налягане; тупикови участъци; тръбопроводи с малък диаметър (за градска водопроводна мрежа под 100 mm, за селска 75mm); с голяма дължина; най-отдалечени от помпени станции; с голям разход на вода; стари участъци; райони в близост до съоръжения с опасност от възникване на пожар и експлозия; участъци, разположени на високи терени.

Обикновено за изпитване се избират пожарните хидранти, намиращи се при най-неблагоприятни условия

За провеждане на изпитването на първо място трябва да се определи необходимия брой пожарни хидранти, които ще се тестват едновременно. Този брой зависи от нормативно необходимото водно количество за пожарогасене. Той се определя по формула (4).

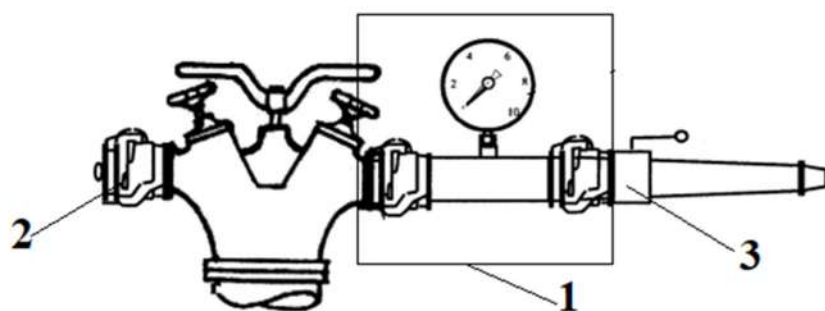
$$(4) \quad N_{пх} = \frac{Q_H}{Q_{пр.}}$$

където: $N_{пх}$ – брой пожарни хидранти, които трябва да бъдат изпитани; Q_H – необходим разход на вода за външно пожарогасене, съгласно националните нормативни изисквания l/s; $Q_{пр.}$ – производителност на хидранта по каталожни данни, l/s.

Всеки от хидрантите, който ще се изпитва е оборудван с измервателен комплект. Измервателният комплект има три вариации – със струйник със спирателен кран, със струйник без спирателен кран и с гладка приставка, представени съответно на фиг. 4, фиг. 5 и фиг. 6.

Най-често изпитванията се извършват с изпитателен комплект със струйник със спирателен кран. Ако очакваният дебит на пожарния хидрант е повече от 20 l/s, трябва да се използват струйници с диаметър на отвора най-малко 19 mm. След монтиране на измервателните комплекти се отваря затварящото устройство на хидранта/тите и се измерва статичния напор H_{0j} .

След това се отваря спирателното устройство на струйника/ците и се определя свободния напор $H_{св.i}$. По табличен път се определя разхода на вода на пожарния хидрант ($Q_{пх}$)

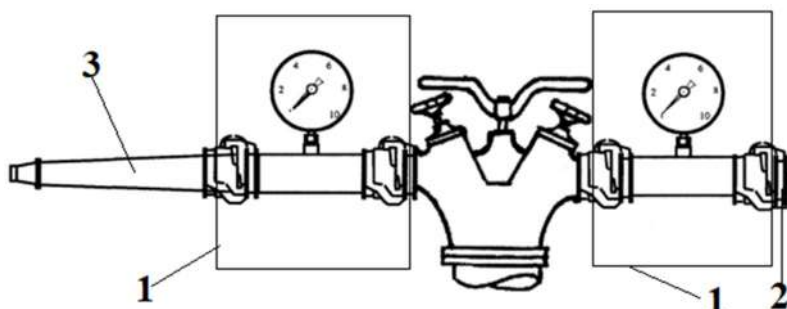


Фигура 4. Измервателен комплект със струйник със спирателен кран

1. Цилиндрична приставка с дължина 150 mm, диаметър идентичен на диаметъра на изпускателния отвор, с монтиран манометър с обхват 10 bar; 2. Капачка за изпускателния отвор; 3. Струйник със спирателен кран и приставка с регулируем диаметър на отвора (13 mm, 16 mm, 19 mm или 22 mm).

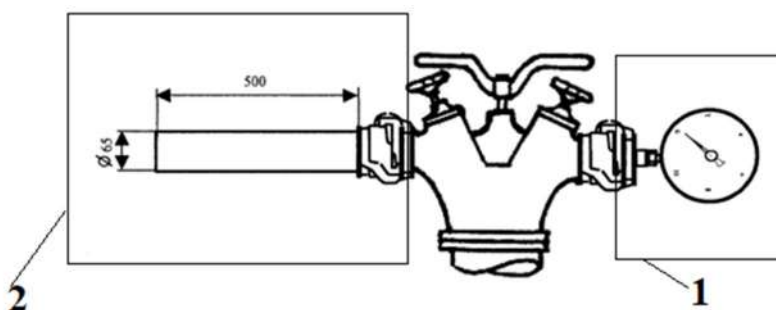
Определя се загубата на напор по формула (5):

$$(5) \quad h_j = H_{0j} - H_{св.i}, \text{ m}$$



Фигура 5. Измервателен комплект със струйник без спирателен кран

1. Цилиндрична приставка с дължина 150 mm, диаметър идентичен на диаметъра на изпускателния отвор, с монтиран манометър с обхват 10 bar; 2. Капачка за изпускателния отвор; 3. Струйник без спирателен кран и приставка с нерегулируем диаметър на отвора (13 mm, 16 mm, 19 mm или 22 mm).



Фигура 6. Измервателен комплект с гладка приставка

1. Капачка за изпускателния отвор с монтиран манометър с обхват 10 bar; 2. Гладка приставка с дължина 500 mm, диаметър 65 mm.

По уравнение (6) се определя съпротивлението на водоснабдителната система в разглеждания участък:

$$(6) \quad S_{cj} = \frac{h_j}{Q_j^2}, (l.s^{-1})^{-2}$$

Определя се водоотделянето на пожарния хидрант при съпротивление S_{cj} по уравнение (7):

$$(7) \quad Q_{jmax} = \sqrt{\frac{H_{oj}-10}{S_{cj}}}, l/s$$

Сменя се приставката на струйника i се повтарят операциите и изчисленията с различен диаметър на приставките на струйника.

Определя се водоотдаването на пожарния хидрант (Q'_{jmax}) като средноаритметично от получените Q_{jmax} .

Определя се водоотделянето на пожарните хидранти в изследвания участък по уравнение (8):

$$(8) \quad Q_{max} = \sum_{j=1}^n Q'_{jmax}, l/s$$

В заключение се издава акт за проведени изпитания на външното противопожарно водоснабдяване на обект/населено място като се посочва дали фактическия разход на вода за пожарогасене съответства/не съответства на нормативния.

Техническият преглед на пожарните хидранти се извършва съгласно следния алгоритъм: визуална проверка на пожарния хидрант и целостта на тялото на хидранта (включително наличието на капачки на изпускателните отвори на надземни хидранти); ревизия на съоръжението за корозия, запущване на отворите; проверка на изправността на затварящото устройство и проверка за наличието на вода в системата; при проверката преди есенно-зимния сезон, за подземни пожарни хидранти се проверява правилното заземяване, ако е необходимо.

Проведените изпитвания се документират или с акт, или чрез запис в контролния дневник. Във всеки случай в документа се посочват датата на проверката, установените нарушения, времето за тяхното отстраняване, лицето/а извършило/и проверката.

В Беларус проверката на пожарните хидранти на градската водопроводна мрежа също е задължителна. Подобно на регламента в Русия има два вида проверки – функционална проверка и определяне дебита на пожарните хидранти. Функционалната проверка се извършва веднъж на всеки шест месеца при положителна средна дневна температура на въздуха. Изследване на дебита на пожарните хидранти и ефективността на водопроводната мрежа се извършва след всеки ремонт, реконструкция или свързване на нови потребители към водопроводната мрежа [12].

Функционалната проверка включва: проверка за наличие на обозначителна табела;

- Наличие на капак на гърнето на подземен пожарен хидрант/на капачки на изходящите отвори на надземен хидрант и възможността за неговото/тяхното безпрепятствено отваряне; състояние на капака и спирателния кран; тялото на пожарния хидрант - за отсъствие на механични повреди и деформации; състоянието на дренажния канал - за отсъствие на механични повреди и течове; състоянието на дренажния кладенец - за липса на вода, свличане на почва, деформация или разрушаване на стени, отломки или други чужди предмети.

Изследване на дебита на пожарните хидранти и ефективността на водопроводната мрежа се извършва в часовете с максимален разход на вода. Изпитването може да се извърши по два метода – обемен и чрез измерване на дебита.

Обемният метод включва:

Свързване към изпускателните отвори на хидранта на пожарни шлангове с дължина най-малко 4 m и диаметър 77 mm в диаметър. Отваряне на спирателния кран на пожарния хидрант, засичане чрез хронометър времето за напълване на измервателен контейнер; изключване на хронометъра след пълнене на измервателния контейнер. Съставя се протокол по образец за извършената проверка.

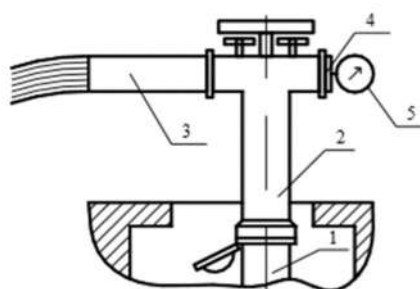
Методът чрез измерване на дебита включва:

Свързване на единия изпускателен отвор на хидранта на тапа с манометър, а към другия – приставка, фиг.7.

За по-добро отвеждане на водата при изпитването може да се свърже пожарен шланг към изходния отвор, вместо приставка. Отваря се спирателния кран, отчитат се показанията на манометъра и се изчислява дебита на пожарния хидрант съгласно уравнение (9):

$$(9) \quad Q_{\text{ПХ}} = \sqrt{\frac{p \cdot 10^3}{s \cdot 9,8}}$$

където: $Q_{\text{ПХ}}$ – дебит на пожарния хидрант, l/s; p – показание на манометъра, МПа; s – съпротивление на приставката/шланговата линия, cm^2/m^5 .



Фигура 7. схема на изпитване на дебит на пожарни хидранти в Беларус

1. Подземен пожарен хидрант; 2. Водовземателна стойка; 3. Цилиндрична приставка;
4. Капачка за изпускателен отвор с монтиран манометър с обхват 10 МПа и точност 0,4;

В (табл. 2) са посочени обобщените изисквания относно задължителността на проверките на пожарните хидранти, чия отговорност са, обем на проверките и периодичност в разгледаните държави.

Таблица 2. Обобщени данни за нормативните изисквания в отделните страни

		САЩ	Великобритани я	Русия	Беларус
Отговорна институция		Общинска администрация	Пожарна служба/ Общинска администрация	Пожарна служба и ВиК служба	Пожарна служба
Обхват на проверките		Контролен преглед и фактическа проверка на дебита	Контролен преглед и фактическа проверка на дебита	Контролен преглед и фактическа проверка на дебита	Контролен преглед и фактическа проверка на дебита
П Е Р И О Д И Ч Н О С Т	Контролен преглед	6 месеца	6 месеца	6 месеца	6 месеца
	Фактическа проверка на дебита	6 м.	Само при констатиран проблем, при изключителни обстоятелства	При въвеждане в експлоатация, реконструкция и съмнение за проблем	При въвеждане в експлоатация, реконструкция и съмнение за проблем
Тестване в група		Да	Да	Да*	Не

Забележка: *Само ако нормативно изискващото се водно количество е по-голямо от това, което може да осигури един ПХ.

Изводи

Изискванията към водоснабдителните мрежи на населени места в Република България са ясно регламентирани;

Едно от основните изисквания към водоснабдителните мрежи е да осигуряват необходимите водни количества за пожарогасене;

Редът за контрол при проектирането и изграждането на водопроводни мрежи, в частност пожарни хидранти, е ясно регламентиран;

В Република България липсва методика за определяне на фактическия дебит на пожарните хидранти, които са в експлоатация;

В разгледаните други държави съществуват изисквания, методология и определена периодичност на проверката на фактическия дебит на пожарните хидранти;

Методите, които се използват за определяне на фактическия дебит на пожарни хидранти в други държави са основно индиректни;

В някои от разглежданите държави пожарните хидранти се разглеждат в група при определяне на фактическия им дебит.

Изложеното в доклада допълва спецификата на изискванията към подготовката на инженера в областта на пожарната и аварийната безопасност, някои от които са разгледани в [13].

ЛИТЕРАТУРА

- [1] БДС EN 14339:2005 – Подземни хидранти;
- [2] БДС EN 14384:2005 – Надземни хидранти;
- [3] Наредба Из-1971 за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар, Обн. ДВ. бр. 96/2009 г., ..., изм. и доп. ДВ. бр.63/2018 г.;
- [4] Проданов, Х., Определяне на необходимите сили и средства за ликвидиране на пожари, Сборник доклади от годишна университетска научна конференция на НВУ „Васил Левски“ – Електронно издание, 27-28 май 2021 година, гр. Велико Търново, Издателски комплекс на НВУ „Васил Левски“, стр. 2507-2516, ISSN 2367-7481
- [5] Проданов, Х., Вземане на решения при пожарогасене и спасителни действия, Сборник доклади от Научна конференция „Актуални проблеми на сигурността“ – Том 5 – Научно направление „Мениджмънт на защитата на населението и инфраструктурата“, 22-23 октомври 2020 година, НВУ „Васил Левски“, 2020, Велико Търново [135-145], ISSN 2367-7465
- [6] Закон за устройство на територията, Обн. ДВ. бр. 1/2001 г., ..., изм. и доп. ДВ. бр. 62/2020 г.;
- [7] Закон за министерството на вътрешните работи, Обн. ДВ. бр. 53/2014г., ..., изм. и доп. ДВ. бр. 60/2020 г.;
- [8] Наредба № 8121з-882 за реда за осъществяване на държавен противопожарен контрол, Обн. ДВ. бр.100/2014 г., ..., изм. и доп. ДВ. бр. 78/2020 г.;
- [9] Проданов, Х., Тактика на действие със сухотръбия при пожарогасене, Сборник доклади на Международна научна конференция по АРХИТЕКТУРА И СТРОИТЕЛСТВО ArCivE 2021, 29 май 2021 г., гр. Варна, България, стр. 483-491, ISSN 2535-0781
- [10] NFPA 291 – Recommended Practice for Fire Flow Testing and Marking of Hydrants;
- [11] Методика проверки сетей противопожарного водоснабжения на водоотдачу, УДК 628.174:614.84, 2003 г.;
- [12] Инструкция о порядке проверки состояния наружного и внутреннего противопожарного водоснабжения, Постановление Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь 15.05.2018 № 34;
- [13] Проданов, Х., Някои специфични изисквания към практическата подготовка на инженера в областта на пожарната безопасност и защита на населението, Сборник доклади от Международна научна конференция „Сигурност – образование, наука, индустрия“ – Първа част, Военна академия „Георги Стойков Раковски“, 2020, София [285-290], ISBN 978-619-7478-57-0

ADDITIONAL SECTION

ДОПЪЛНИТЕЛЕН РАЗДЕЛ

APPLICATION OF THE MONTE CARLO METHOD FOR THE DYNAMIC PLAN DEVELOPMENT

Biljana Matejević-Nikolić¹, Lazar Živković², Jelena Malenović-Nikolić³

Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia

Faculty of Occupational Safety, University of Niš, Serbia

Abstract: Planning of construction works is usually done by applying the conventional critical path method (CPM). This method uses deterministic quantities to estimate the duration of the project, which is not the case in practice. The only thing that is certain about the project completion date calculated by the traditional CPM method is that it will be wrong. Even assuming that the schedule of activities is in line with best practice and that estimates of duration of activities are reasonable or calculated on the basis of norms and standards of work, internal norms or extensive experience on previous similar projects, there is a high probability that the project will not be completed according to plan. This happens because every project is subject to uncertainty and risk. Unlike the Critical Path Method, the Monte Carlo method is a technique that provides more accurate estimates of activity duration using mathematical calculations that take uncertainty into account. The Monte Carlo method relies on a random calculation of values that fall into a certain probability distribution over a large number of simulations. This paper presents the application of the Monte Carlo method for the development of a dynamic plan for the execution of works on a short example. The same example was done by applying the traditional Critical Path Method for the purpose of comparative presentation. Comments are given based on a comparison of these two methods for making dynamic plans for construction works.

Key words: Critical path method, Monte Carlo method, Risk, Dynamic plan.

1. Introduction

Construction project scheduling is a topic that has been explored and researched for many recent years. Schedule, quality and cost are three key goals in construction project management. As it is known, quality and cost are largely determined by schedule of a project. So, how to define the schedule of a project has become a very important and popular issue in construction project management.

The implementation of a certain activity may take more or less time than planned, depending on the available workers, their physical readiness or various circumstances that are beyond control and which may affect the completion of work. Similarly, costs are subject to

¹ Biljana Matejević-Nikolić, PhD, Assoc. Prof., The Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Serbia; e-mail: biljana.matejevic@gaf.ni.ac.rs

² Lazar Živković, MEng associate in teaching, PhD student, The Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Serbia; e-mail: lazar.zivkovic@gaf.ni.ac.rs

³ Jelena Malenović-Nikolić, Ph.D Ass Prof., The Faculty of Occupational Safety in Niš, Čarnojevića 10A, Niš, Serbia; e-mail: jelena.malenovic@znrfak.ni.ac.rs

constant change. For example, the price of raw materials for a certain process may change, there may be defective material, and unforeseen circumstances may arise that require an economic response.

In other words, estimates that are made, no matter how accurate, are always subject to a certain possibility of error or deviation. Hence, instead of talking about absolute results, we should talk about probable solutions with a certain degree of reliability. To this end, a more accurate and realistic way to predict a project is to estimate average cost and time values, assign probability and variability, and then conduct a simulation that takes into account all possible scenarios.

Simulation and Monte Carlo by computer became more and more popular on this issue. Monte Carlo simulation was a very good way to solve uncertain problem especially the problem such as construction schedule management. Deshmukh and Rajhans in [1] apply Monte Carlo simulation on project to perform schedule risk analysis by evaluating the criticality index. Naidu and Ravi show comparative analysis between Critical Path Method and Monte Carlo Simulation in [2]. Hendradewa in [3] for different phases of construction project use CPM-PERT and Monte Carlo Simulation.

This paper presents the application of the Monte Carlo method for the development of a dynamic plan for the execution of works on a short example. The same example was done by applying the traditional Critical Path Method for the purpose of comparative presentation.

2. Critical path method (CPM)

Traditionally, project managers manage schedule risk by using the Critical Path Method (CPM). This method implies making a project schedule based on a list of activities, the duration of each activity and the relationships of each activity. This method uses deterministic quantities to estimate the duration of the project. This means that it is got the same results (in this case, project duration) for a given set of initial conditions (project activity durations). These values are used to calculate the longest path in schedule that is known as critical path which is required for completion of the project. Also, CPM calculates the earliest start, earliest finish, as well as latest start and latest finish of each activity. Based on that and total float, this method determines activities those are on the critical path – the sequence with the longest project duration. Critical path represents the shortest time possible to complete the project. If any variability on the critical path is obtained, the planned deadline will be changed. It is possible to get more than one critical path that in dependence on duration of activities and their relationships.

However, in reality, different factors, as poor estimating of activity duration or unexpected events as lack of resources, have certain variation and uncertainty. Those variations create risk because of its potential to affect the project schedule and deadline. Some project schedules can have only a few uncertainties and that can be easily managed with good project planning. However, when the number of uncertainties becomes greater, such as in a large capital project, it becomes more difficult to make the correct decisions. In this case, critical path is used to conduct analysis of the duration the project involving the uncertainty of the activity durations those make critical path.

3. Monte Carlo method

As a method for risk management in project planning, the formation of a plan can be applied where the duration of the activity will be represented, instead of a deterministic value, by the certain probability distribution. Monte Carlo simulation is a process that uses random values and thus involves different scenarios. The Monte Carlo method relies on a random calculation of values that fall into a certain probability distribution over a large number of simulations. It was named "Monte Carlo" based on the games of chance that are popular in Monte Carlo, Monaco. The shape and type of probability (normal, exponential, uniform, etc.)

is determined by the user and depends on the problem to be solved. In the case of making a plan, each activity on the critical path is assigned a certain probability distribution and, in that way, a mathematical model is formed.

There are some benefits, as well as disadvantages of using Monte Carlo simulation.

Benefits of using Monte Carlo analysis on project are:

- it provides early identification of how likely it is to meet project milestones and deadlines;
- it creates a more realistic budget and schedule;
- predicts the likelihood of schedule and cost overruns;
- quantifies risks to assess impacts better;
- it provides objective data decision making.

The disadvantages are complex software and solving the problem may be expensive and long lasting.

Monte Carlo simulation is a method that depends on the generation of random or pseudo-random number from given distribution [4]. To use Monte Carlo analysis, instead of just one estimate of activity duration, it is need to create three estimates of the duration of each individual activity. At first it is should estimate the most likely duration, and then estimate the worst case scenario.

The course of the Monte Carlo simulation is as follows:

- defining a mathematical model that relates output to input variables;
- defining the distribution of input variables;
- generating random variables from a defined distribution function;
- set the number of simulations N and repeat the third step N times;
- N random input variables are obtained;
- generating the N value of the output variable calculated from the mathematical model;
- from the N value of the output variables, the distribution function of the output variable is calculated;
- the distribution of the output variable and its probability are obtained.

Equations (1) is used to calculate the mean and equations (2) the variance for each activity duration.

$$(1) \quad \eta = \frac{a+4m+b}{6},$$

where η is mean, a is optimistic duration, b is pessimistic duration and m is most likely duration of the activity.

$$(2) \quad \sigma^2 = \frac{(b-a)^2}{36},$$

where σ^2 is the variance for each activity duration.

With each estimate, it is assigned a percentage of the probability of that occurrence. When the Monte Carlo analysis is completed, a single completion date is not given, but a probability curve that shows the expected outcomes, that is, the probable completion dates and the probability of achieving each of them.

Beta-PERT distribution is more suitable to use in Monte Carlo simulation for estimating construction activity duration. Beta-PERT distribution is the improvement of Beta distribution

that can better fit to uniform, normal and lognormal distribution [3]. Parameters α and β determine the distribution shape and calculated based equation (3) and (4).

$$(3) \quad \alpha = \frac{(\eta-a)(2b-a-c)}{(b-\eta)(c-a)},$$

$$(4) \quad \beta = \frac{c-\eta}{\eta-a} \alpha,$$

where α and β are parameters of shape Beta distribution.

In the reality, often the variations of input variable values are unpredictable. Such variables are random, i.e. variables whose values cannot be predicted with certainty. Monte Carlo simulation method is one of the methods and techniques which can be implemented for solving such problems. It consists of a group of computer algorithms which rely on iteration of random trials to obtain numerical results. They are often used in solving physical and mathematical problems, and they are very useful in the cases when it is impossible to use other mathematical methods.

4. Dynamic plan example

4.1. Application of Critical path method

In this part of paper, a short example of a dynamic plan for the execution of works on the construction of a retaining wall is discussed. The project consists of 13 activities with estimated duration and was created using the CPM method using Microsoft Project software, version 2013. At first, calendar was created in Microsoft Project 2013. Working days were set from Monday to Saturday with a daily working time of nine hours. The work was expected to start from 7:00 AM till 5:00 PM. The lunch break of one hour was given from 12:00 PM to 1:00 PM. Sunday was designated as non-working day. The precedence relationships type finish to start was established for all activities.

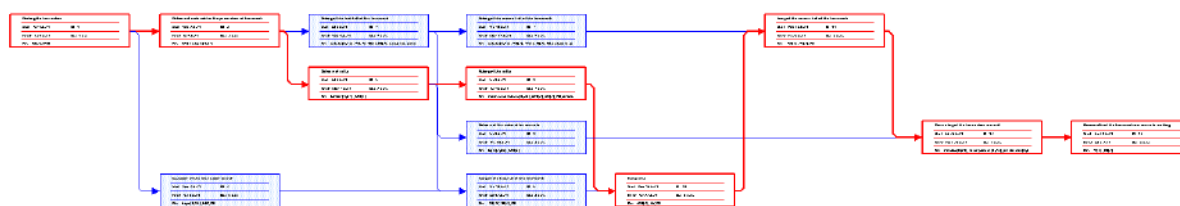


Figure 1. Network diagram - CPM method

Based on the interdependence of activities and their duration as a deterministic quantity, the duration of the project is 29 days. The beginning of the works is on 1st of June, 2021, and the finish is on 3rd of July, 2021. Network diagram with critical path is shown in Fig. 1, and Gantt chart in Fig. 2. It is obtained that the project has one critical path (activities: 1-3-5-8-10-11-12-13) as represented on the Gantt chart.

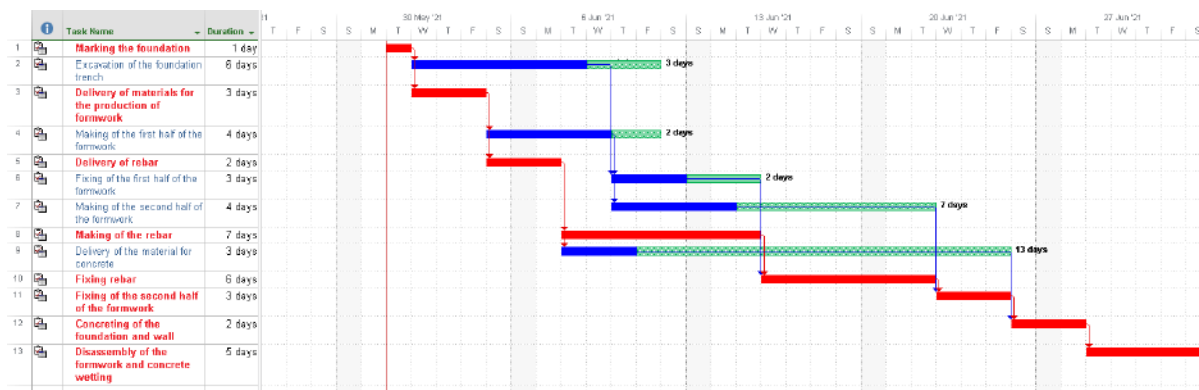


Figure 2. Gantt chart - CPM method

4.2. Application of Monte Carlo simulation

In this part of paper the same example was analysed using Monte Carlo simulation. For this purpose, RiskyProject 7.1 add-ins Microsoft Project is used. Three duration values are given for each activity: optimistic, most likely, and pessimistic. The mean is calculated for each activity using equation (1), as well as parameters of shape α and β of Beta distribution using equations (3) and (4).

In this study, 1000 replications for simulating various project completion times are used. Table 1 shows low, mean and high duration of each activity after simulation. Also, in the same table is shown date of start and finish for low, mean and high activity durations.

Table 1. Low, mean and high duration of activity – simulation results

Task Name	Success	Low Dur	Mean Dur	High Dur	Start Low	Start Mean	Start High	Finish Low	Finish Mean	Finish High	Low Work	Base Work	High Work
1. Marking the foundation	100,0%	0,77 days	1 day	1,53 days	06/01/21 07:00	06/01/21 07:00	06/01/21 07:00	06/01/21 14:55	06/01/21 17:00	06/02/21 11:45	20,89 hr	31,21 hr	41,2 hr
2. Excavation of the foundation	100,0%	5,52 days	6 days	6,6 days	06/01/21 14:55	06/02/21 07:00	06/02/21 11:45	06/08/21 02:37	06/08/21 17:00	06/10/21 08:10	132,77 hr	153,49 hr	175,96 hr
3. Delivery of materials for the	100,0%	2,13 days	3 days	3,1 days	06/01/21 14:55	06/02/21 07:00	06/02/21 11:45	06/03/21 16:40	06/04/21 17:00	06/05/21 13:41	61,74 hr	85 hr	109,98 hr
4. Making of the first half of the	100,0%	3,88 days	4 days	4,27 days	06/03/21 16:40	06/05/21 07:00	06/05/21 13:41	06/08/21 15:36	06/09/21 17:00	06/10/21 16:05	212 hr	246,21 hr	280,26 hr
5. Delivery of rebar	100,0%	1,92 days	2 days	2,67 days	06/03/21 16:40	06/05/21 07:00	06/05/21 13:41	06/05/21 15:57	06/07/21 17:00	06/09/21 09:44	54,34 hr	79,44 hr	107,71 hr
6. Fixing of the first half of the	100,0%	3,12 days	3,12 days	3,41 days	06/08/21 16:40	06/10/21 07:00	06/10/21 16:05	06/12/21 07:54	06/12/21 17:00	06/15/21 09:45	115,48 hr	147,02 hr	182,9 hr
7. Making of the second half of	100,0%	3,8 days	4 days	4,06 days	06/08/21 16:36	06/10/21 07:00	06/10/21 16:05	06/12/21 13:50	06/14/21 17:00	06/16/21 16:37	235,8 hr	266,22 hr	300,45 hr
8. Making of the rebar	100,0%	6,58 days	7 days	7 days	06/05/21 15:57	06/08/21 07:00	06/09/21 09:44	06/14/21 11:09	06/15/21 17:00	06/17/21 08:38	287,88 hr	323,88 hr	355,97 hr
9. Delivery of the material for	100,0%	3,04 days	3,29 days	3,41 days	06/05/21 15:57	06/08/21 07:00	06/09/21 09:44	06/09/21 16:19	06/11/21 09:39	06/12/21 14:23	134,77 hr	172,11 hr	210,88 hr
10. Fixing rebar	100,0%	5,37 days	5,56 days	5,79 days	06/14/21 13:53	06/16/21 07:00	06/17/21 08:38	06/21/21 07:13	06/22/21 12:00	06/23/21 16:43	181,8 hr	207,11 hr	232,1 hr
11. Fixing of the second half of	100,0%	3,01 days	3,44 days	3,44 days	06/21/21 07:13	06/22/21 13:01	06/23/21 16:43	06/24/21 07:20	06/25/21 17:00	06/26/21 09:29	115,03 hr	136,3 hr	159,97 hr
12. Concreting of the foundation	100,0%	2,23 days	2,23 days	2,36 days	06/24/21 07:20	06/26/21 07:00	06/28/21 02:29	06/26/21 02:22	06/28/21 17:00	06/30/21 13:39	110,12 hr	153,72 hr	218,3 hr
13. Disassembly of the formwork	100,0%	5,01 days	5,01 days	5,49 days	06/26/21 09:22	06/29/21 07:00	06/30/21 13:39	07/02/21 09:25	07/03/21 17:00	07/07/21 09:02	147,79 hr	196,06 hr	221,26 hr

Simulation results show that the total duration of this project was found to be less than 29.14 days with chance of 51% (Fig. 3 b) and 50% chance that finish will be less than 5 th of July 2021.

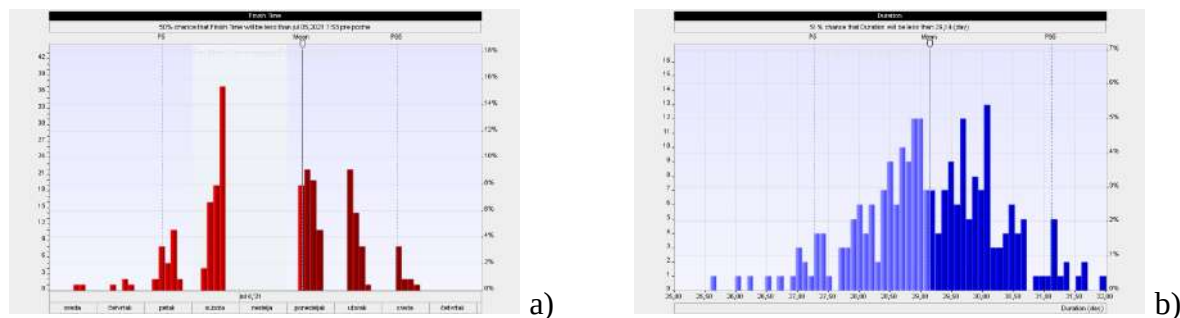


Figure 3. The histogram of probability: a) project finish date b) project duration

The Gantt chart after the simulation is shown in Figure 4 where for each critical activity the criticality coefficient and sensitivity durations are given.

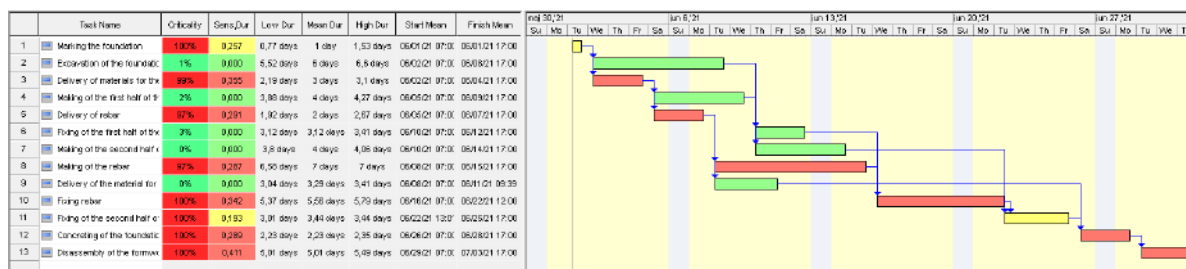


Figure 4. Gantt chart – Monte Carlo Simulation method

5. Comparative analysis and discussion of results

Based on the obtained results using CPM and Monte Carlo simulation, a comparative analysis was performed. The aim was to determine the duration of the project using these two methods. The duration of the project calculated by the CPM method is 29 days based on the critical path. By introducing uncertainty (risk) into the duration of each activity using a pessimistic, most probable and optimistic duration and performing a Monte Carlo simulation for 1000 replications, a 51% probability was obtained that the duration would be 29.14 days. So, unlike CPM, Monte Carlo gives a certain percentage of probability. Based on the histogram in Figure 3b, it can be observed that the total project duration ranges from 27.5 days for 5% probability to 31 days for 95% probability. In other words, the project deadline has a potential risk of lateness of 49%.

Conclusion

Duration of the activity as determination value is not the case in practice. If the project is planned without taking into account the risk that affects the duration of each activity, the obtained deadlines will not be possible to achieve. There are many methods that deal with solving this problem, but one of them - Monte Carlo Simulation is treated in this paper through a simple example. Based on the comparison of the deadline obtained by the CPM technique with deterministic quantities and the probability of the total duration of the project, it can be concluded that the difference is significant. The probability is 51% that the project will be completed within the deadline set by the CPM (deterministic) method. In cases where the project has a large number of activities, this difference can be very significant.

REFERENCES

- [1] Deshmukh, P., Rajhans, N., Comparison of project scheduling techniques: PERT versus Monte Carlo simulation, Industrial Engineering Journal 11, 2018.
- [2] Naidu, T. T. K., Ravi U. A., Comparative analysis between critical path method and Monte Carlo simulation, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), 2018, Vol. 5 No. 6, pp 112-118.
- [3] Hendradewa, A. P., Schedule Risk Analysis by Different Phases of Construction Project Using CPM-PERT and Monte-Carlo Simulation, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Vol. 528. No. 1. IOP Publishing, 2019.
- [4] Rubinstein R. Y., Kroese D. P., Simulation and Monte Carlo method, 2nd Edition, John Wiley&Sons, New York, 2007.

PLANNING WITH CONSTRAINED RESOURCES

Biljana Matejević-Nikolić¹, Lazar Živković², Jelena Malenović-Nikolić³

Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia

Faculty of Occupational Safety, University of Niš, Serbia

Abstract: *The mostly used planning methods, such as the Critical Path Method (CPM) and Program Evaluation and Review Technique (PERT) within in all their variants, Activity on the Arrow, Activity on the Node and Precedence Diagramming, do not support synchronized planning accomplishment of construction works and planning of resources utilization. Planning using these methods is based on the availability of unlimited resources, which in practice is rarely the case. In order to accomplish realistic plans, constrained amount of resources are often shared and used for more activities and even more projects at the same time. Since it is planned without considering the availability of resources, there is over allocation available amount of resources, so it is had to apply a leveling method. An activity is, usually, move within its available float, which is not extending deadline or it such an allocation of resources that satisfy given constraint, the corresponding prolongation of the project. There are numerous attempts to develop methods that will be in addition to technological, and include the resource dependency. In this paper, beside review of research on this issue, there is a short example of display problems with possible solution.*

Key words: *Planning, Constrained resource, Allocation, Float.*

1. Introduction

Each project consists of a set of activities coordinated by technological precedence relationships. In general, a project can contain from several to several thousand activities. Each activity requires time and resources and must be planned and scheduled throughout the project. Project management is less difficult if only precedence relationships constrain the activity schedule. The mostly used planning methods, such as the Critical Path Method (CPM) and Program Evaluation and Review Technique (PERT) within in all their variants, Activity on the Arrow, Activity on the Node and Precedence Diagramming, do not support synchronized planning accomplishment of construction works and planning of resources utilization. The objective is to complete the project by the minimal possible time permitted by the precedence relationships. However, in practise activities do not get completed on their own; rather, they consume resources during their progress. The scheduling problem becomes difficult to solve

¹ Biljana Matejević-Nikolić, PhD, Assoc. Prof., The Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Serbia; e-mail: biljana.matejevic@gaf.ni.ac.rs

² Lazar Živković, MEng associate in teaching, PhD student, The Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Serbia; e-mail: lazar.zivkovic@gaf.ni.ac.rs

³ Jelena Malenović-Nikolić, Ph.D Ass Prof., The Faculty of Occupational Safety in Niš, Čarnojevića 10A, Niš, Serbia; e-mail: jelena.malenovic@znrfak.ni.ac.rs

when the required resource are available in limited amounts. This problem is known as the resource-constrained project scheduling problem.

In this paper, a brief literature overview is given, also, a short example of planning construction works in conditions of constrained resources (labour) is represented.

2. Literature review

Numerous studies have been conducted on this topic in the last few decades. This paper gives a brief overview of some papers in the field of planning and scheduling with constrained resources.

Ming and Lam in their research [1] investigated practise of CPM scheduling under resource limitations and calendar constraints. They used popular Primavera Project Planer (P3) software in order to identify potential errors in total float determination. Finding was that there are errors in total float analysis under calendar constraints. As a solution, they proposed a new method based on the forward pass analysis alone in order to accurately determine the total float. Pantouvakis and Manoliadis represented a heuristic method based on traditional CPM scheduling and levelling algorithms [2]. They described methodology of proposed method step by step and gave an illustrative example. Cheng and Tran in paper [3] present a two-phase differential evolution model to resolve minimization of project duration and project cost. This model effectively considers both time–cost effects and resource constraints. In order to illustrate the application of the proposed algorithm, a real case study project that consist of 37 activity is used.

In paper [4] a population-based approach to the Resource-Constrained Project Scheduling Problem is presented. The four procedures are combined of different functions and include: a procedure for generating an initial population of schedules; an improvement procedure; a procedure for combining solution characteristics; and a procedure for searching the region near a solution. Hartmann and Briskorn give a wide review of investigation of Resource-Constrained Project Scheduling Problem (RCPSP) topic quoting 198 references [5], and Habibi *et al.* [6] in detail conducted about 216 articles on RCPSP during 1980-2017.

In order to improve existing solutions, Hegazy *et al.* [7] have introduced some modifications to heuristic resource-scheduling solutions, considering multiskilled resources and an example application presented to show results. Huand *et al.* in study [8] have analyzed the project scheduling problem with two limited resources using an improved Parallel Tabu Search.

Biruk and Rzepecki [9] have applied simulation tool to solve RCPSP, Alcaraz *et al.* [10], genetic algorithms, and Fleszar and Hindi [11], neighbourhood search. Based on numerous researches in the field of planning with limited resources, it can be concluded that the topic is always current and interesting for research.

3. A notion of resources

Limited resource availability creates problems in planning activities, which can lead to unfavourable allocation and use of resources over time. Resources are divided into two categories: renewable, reusable and consumable [12]. Renewable resources are those that can be reused after use during the execution of an activity. Renewable resources are divided into unary, discrete and continuous. Unary are those that are only in one copy. For example, in production it often happens that there is only one machine of a certain type. Discrete renewable resources are those used in discrete quantities or pieces. For example, a worker or a crane cannot be shared. Continuous resources are those that can be used in, conditionally speaking, arbitrary quantities. Consumables are expended during the execution of an activity. In addition to discrete and continuous, whose characteristics are the same as for renewable resources, there are also monotonous and non-monotonic consumables. Typical examples of consumables are fuel (continuous) or consumables for machine maintenance, for example screws (discrete). Each activity has its own duration and set of required resources.

4. Case study

In this paper, a short example of a dynamic plan for the execution of the construction works of a retaining wall is used to present scheduling limited resource. The project consists of 12 activities with estimated duration and resources that is needed. Only different type of labour is considered in this example. Some of activities require certain number of one group of labour, such as workers. In other hand, some of activities require combined resources, as workers and carpenters or workers and concrete workers. Each activity is assigned the required planned number of labour of a certain type. The maximum available number of labour by type is shown in Tabl. 1.

Table 1. Resource names and maximum number

Resource name	Initial	Max number
Worker	W	7
Carpenter	C	9
Steel fixer	SF	3
Concrete worker	CW	3

4.1. Planning without considering resource availability

All activities are connected by precedence relationships type Finish-to-Start without any lag and for that purpose the Critical Path Method using Microsoft Project software, version 2013 was applied. Working days in calendar are set from Monday to Sunday with a daily working time of nine hours. The work was expected to start from 7:00 AM till 5:00 PM and the lunch break of one hour was given from 12:00 PM to 1:00 PM. Based on the dependence between activities and their duration, the project duration of 24 days is calculated. Gantt chart with critical path, total float and engaged resources is shown in Fig. 1. The beginning of the works is on the 1st of June, and the finish is on the 24th of June, 2021.

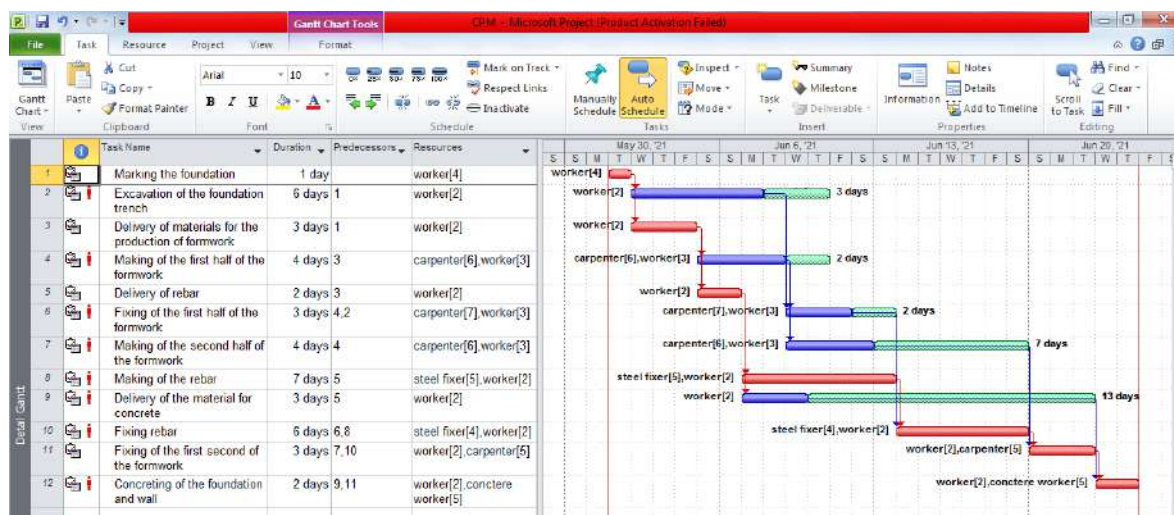


Figure 1. Gantt chart – tasks (critical and non-critical), total floats, type and quantity of resources

Based on the activity schedule, obtained resource graphs are also presented in Fig. 2. It can be seen that for each type of labour the maximum number was exceeded. To solve this problem MS Project offers the possibility of level resources. As non-critical activities are shown in their earliest position, so there is a possibility of moving them within the total float in order to reduce the total number of labour within certain interval. This change will not increase the duration of the project.

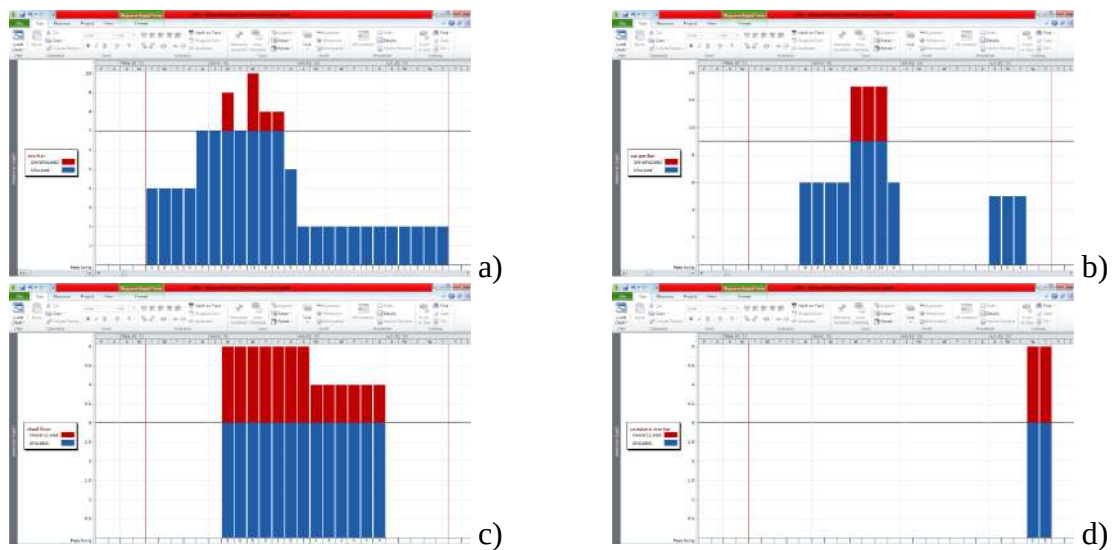


Figure 2. Resource graph: a) Resource type worker, b) Resource type carpenter, c) Resource type steel fixer, d) Resource type concrete worker

4.2. Levelling resources

Resource usage and Gantt chart before levelling are presented in Fig. 3. Over allocation of worker is red numbers of work given in above part of figure.

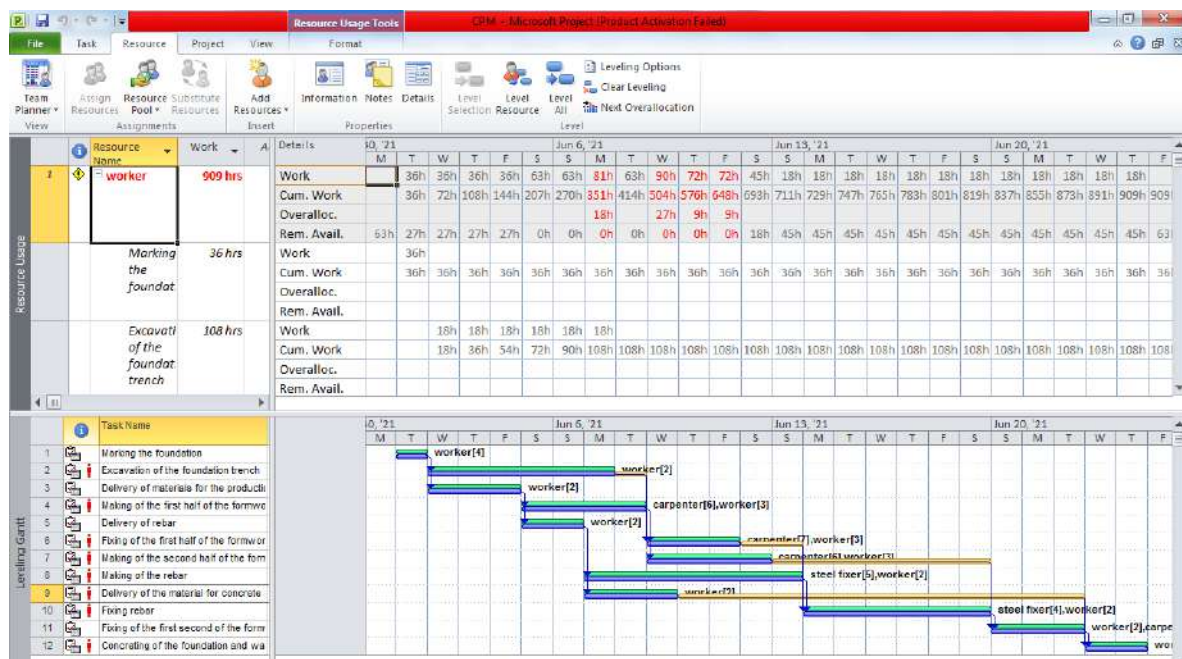


Figure 3. Resource usage and Gantt chart before levelling

By using the option of MS Project - Level Resources, levelling for resource worker was performed and the shift of activity 7 - Making of the second half of the formwork and activity 9 - delivery of the material for concrete was obtained, thus reducing the total number of workers and carpenter, Fig 4. There is still an over allocation for steel fixer and concrete workers, Fig. 5 c) and d). As these workers are engaged in activities: 8 - Making the rebar, 10 - Fixing the rebar and 12 - Concretion of the foundation and wall, which are critical and there is no possibility of moving them because the project would be extended, the task cannot be solved by levelling.

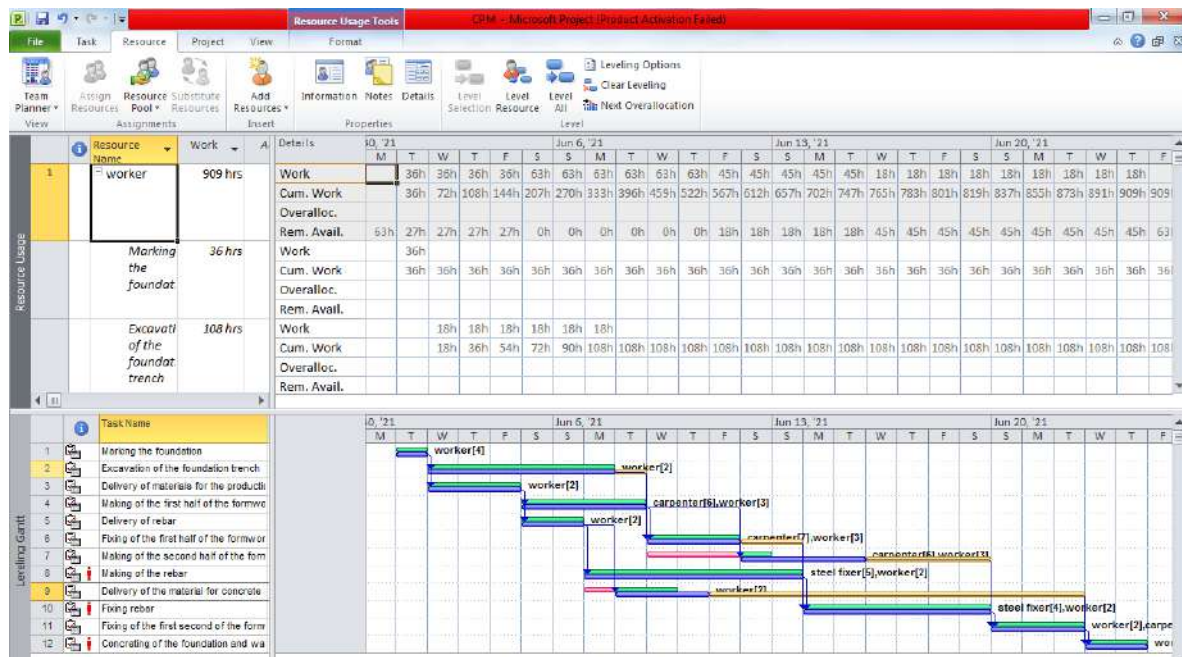


Figure 4. Resource usage and Gantt chart after levelling

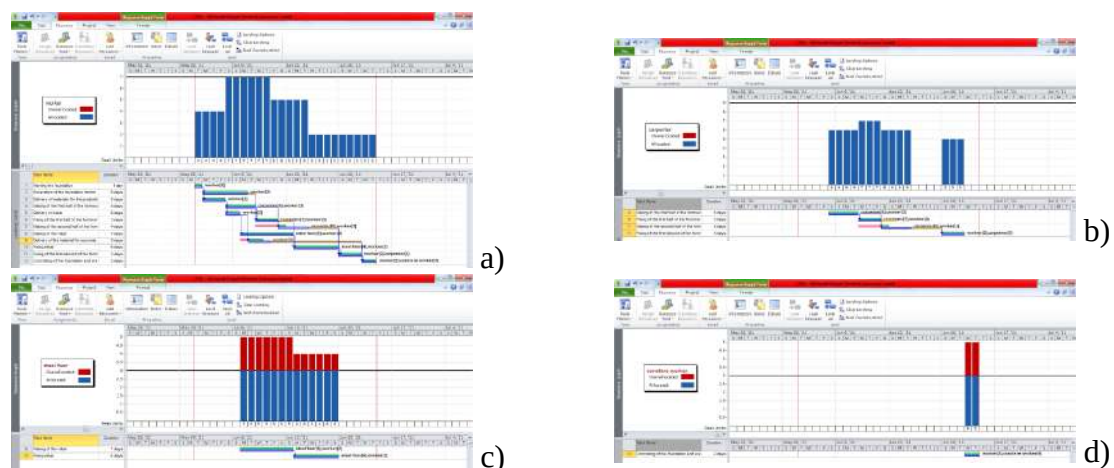


Figure 5. Resource graph and levelling Gantt chart: a) Resource type worker, b) Resource type carpenter, c) Resource type steel fixer, d) Resource type concrete worker

In order to obtain a solution, the mentioned activities have been re-planned, their duration has been extended with a possible (maximum) number of labour. Activity 8 - Making of the rebar, instead of 7 days and 5 steel fixer, re-planned to 12 days and 3 steel fixer. Activity 10 - Fixing the rebar, instead of 6 days and 4 steel fixer, replanned to 8 days and 3 steel fixer. Activity 12 - Concretion of the foundation and wall, instead of 2 days and 5 concrete workers, replanned to 4 days and 3 concrete workers. Given the maximum number of labour, the new duration of activities is calculated so that it remains the same work (product of duration and number of labour). Such changes gave resource graphs without exceeding the maximum number of labour, Fig. 6, but the duration of the project was extended for 9 days and total project duration to 33 days.

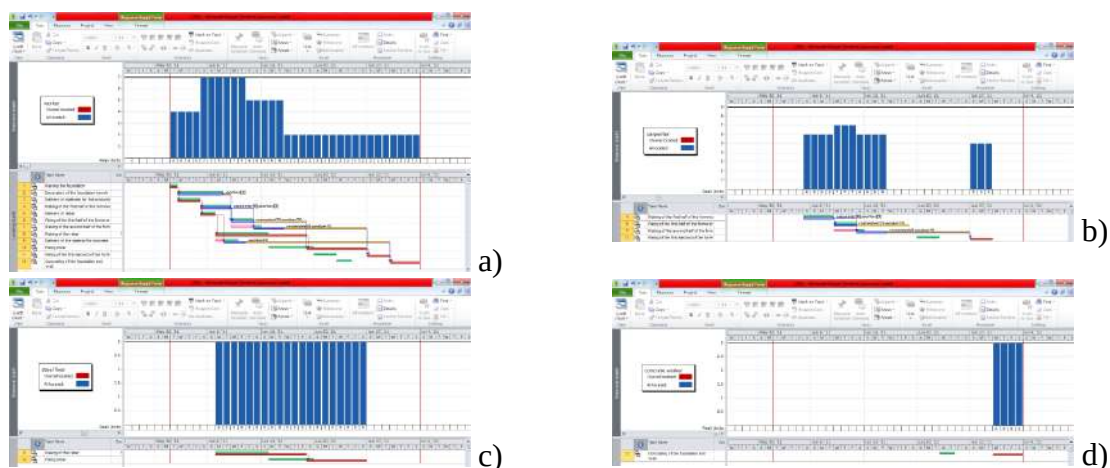


Figure 6. Gantt chart after levelling and solving unlevelled resources

Conclusion

This paper briefly deals with the topic of planning with limited resources. Failure to consider resource constraints when planning a project can lead to erroneous conclusions regarding deadlines and costs. Traditional planning methods such as the Critical Path Method (CPM) or the Program Evaluation and Review Technique (PERT) do not provide the ability to include resource constraint analysis. Numerous methods and techniques of optimization and planning of constrained resources are listed throughout the literature. All these methods are based on various mathematical tools, simulation techniques or artificial intelligence. A simple and in some cases satisfactory solution can be levelling resources that can be done using software such as the most commonly used MS Project. Levelling resources can be performed manually or automatically, only for certain resources or for all resources. If only non-critical activities are moved within their total float, the total duration will not change. If resource over allocation to critical activities occurs, their duration must be extended with the allowed number of resources.

REFERENCES

- [1] Ming, L., Lam, H.C. Critical path scheduling under resource calendar constraints, *Journal of construction engineering and management*, 134 (1), 2008, 25-31.
- [2] Pantouvakis, J. P., Manoliadis, O. G. A practical approach to resource-constrained project scheduling, *Operational research*, 6(3), 2006, 299-309.
- [3] Cheng, M. Y., Tran, D. H. Two-phase differential evolution for the multiobjective optimization of time–cost tradeoffs in resource-constrained construction projects, *IEEE Transactions on Engineering Management*, 61(3), 2014, 450-461.
- [4] Valls, V., Ballestín, F., Quintanilla, S. A population-based approach to the resource-constrained project scheduling problem. *Annals of Operations Research*, 131(1), 2004, 305-324.
- [5] Hartmann, S., Briskorn, D. A survey of variants and extensions of the resource-constrained project scheduling problem, *European Journal of operational research*, 207(1), 2010, 1-14.
- [6] Habibi, F., Barzinpour, F., Sadjadi, S. Resource-constrained project scheduling problem: review of past and recent developments, *Journal of project management*, 3(2), 2018, 55-88.

- [7] Hegazy, T., Shabeeb, A. K., Elbeltagi, E., Cheema, T. Algorithm for scheduling with multiskilled constrained resources, *Journal of construction engineering and management*, 126(6), 2000, 414-421.
- [8] Huang, R. H., Hsiao, H. L., Hu, S. H., Syu, S. T., Ho, J. A., Hsu, R. W., & Liu, Y. Y. Project Scheduling with Two Constrained Resources. Available at: <https://www.researchgate.net/publication/268031942>
- [9] Biruk, S., Rzepecki, Ł. Simulation model for resource-constrained construction project, *Open Engineering*, 9(1), 2019, 211-217.
- [10] Alcaraz, J., Maroto, C., Ruiz, R. Solving the multi-mode resource-constrained project scheduling problem with genetic algorithms, *Journal of the Operational Research Society*, 54(6), 2003, 614-626.
- [11] Fleszar, K., Hindi, K. S. Solving the resource-constrained project scheduling problem by a variable neighbourhood search, *European Journal of Operational Research*, 155(2), 2004, 402-413.
- [12] Strak, M. (2008). Maintenance resource planning using Constraint programming. *Technical diagnostics*, 7(3), 43-50. (In Serbian).

ENVIRONMENTAL HAZARDS BY RAILWAY EMISSIONS TO SOIL AND WATER RESOURCES

Jelena Dimitrijević¹, Dragan Milićević², Slaviša Trajković³

Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia

Abstract: *There is justified concern regarding environmental pollution by various models of transport. For a long time, the pollution of the environment from the railway was considered insignificant, until some of the more modern research showed that it was not so. Railway operations, both in the past and today, increase the possibility of pollution due to the drainage of water from the railway sub grade into the drainage canals and the environment. Pollutants in such water can be of different origin and composition. It is necessary to pay more attention on the railway impact on surface and groundwater quality. In order to properly perform certain research regarding the impact of railway traffic on the quality of groundwater and surface water, it is necessary to understand how water moves in nature and how it comes in contact with the railway. The task presents some types of pollutants and measurement results with their share in pollution. Soil and water tests for this researching purpose are very rare. In this way, the opinion that the railway slightly pollutes the environment was refuted.*

Key words: *railway drainage, railway hazards, soil pollution, water pollution*

1. Introduction

There are legitimate concerns regarding environmental pollution by various modes of transport. Rail transport is one of the oldest ways of transporting goods and passengers. For a long time, the pollution of the environment from the railway was considered insignificant, until some of the more modern research showed that it was not so. Railway operations, both in the past and today, increase the possibility of pollution due to drainage of water from railway into drainage canals and the environment. Pollutants in such water can be of different origin and composition [1].

Today, the railway plays an important role in the transport systems of almost all countries and is expected to gain even more importance in the future. For this purpose, various researches of the degree of environmental pollution in the area of railway, open railway and stations. In addition to studying noise levels produced by vibrations by railways, more attention needs to be paid to the impact on surface and groundwater quality. Although the total pollution from the railway is significantly less than the pollution from road traffic, it is not negligible. The task presents some type of pollutants and measurement results with their share in pollution. The

¹Jelena Dimitrijević, MSc; PhD Student, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia; e-mail: jelena.dimitrijevic@gaf.ni.ac.rs

²Dragan Milićević, Prof., PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia; e-mail: dragan.milicevic@gaf.ni.ac.rs

³Slaviša Trajković Prof., PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia; e-mail: slavisa.trajkovic@gaf.ni.ac.rs

main pollution substances are metals, hydrocarbons and herbicides [2]. In this way, the opinion that railway slightly pollutes the environment was refuted. Also, a new chapter for research is opened, and it refers to solving drainage problem of surface waters from the sub grade of railway in order to purify them for further inclusion in natural flows of surface and groundwater.

2. Manners and causes of surface and groundwater pollution by railway traffic

Water in nature is constantly circulating, passing from one state to another. Depending on where it is currently in process of circulating in nature, there is precipitation, surface and groundwater [3]. Rainwater is also called atmospheric water. These include rain, snow and hail. Rainwater can carry small particles such as sand and dust, of various compositions. In this way, it can pick up some radioactive material or chemicals from the air. It reaches the ground through the mentioned precipitation and basin into surface waters by draining the soil or into groundwater by penetrating the soil.

Since the main method of pollution is actually rinsing the ballast and draining the particles into drainage channels and later into surface and groundwater streams, we can conclude that the railway sub grade attracts the most attention in these tests as a pollutant collector. Instead of the classic ballast layer, there are also bituminous as well as concrete constructions on which sleepers are laid. Bitumen-reinforced layers and concrete structures are mainly used for high-speed railways. The classic ballast layer is still the cheapest to build and maintain and as such can most often be seen on railways around the world [4].

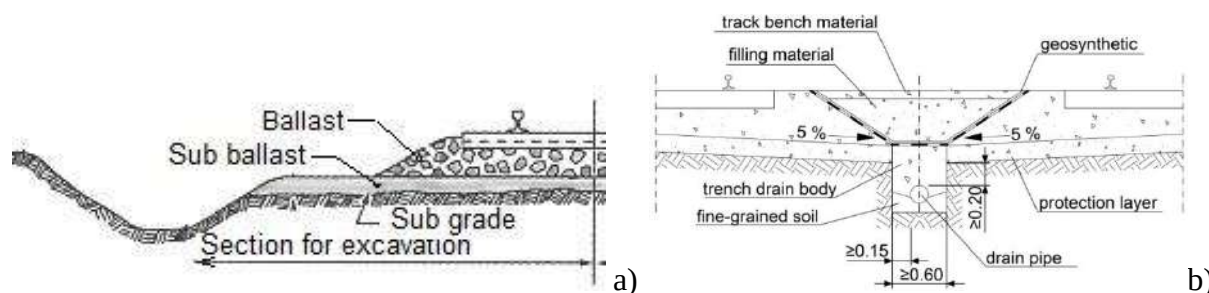


Figure 1. Drainage channel: a) open ditch; b) between two rail tracks [4]

The ballast layer is built in a layer 30-55 cm thick. Under it, in order to strengthen the construction, there is a sub ballast layer of crushed stone or gravel with the addition of sand. These two layers lie on the sub grade of the track in the notch or on the embankment. Precipitation flows through the ballast layer all the way to the sub grade, from where it flows into longitudinal collecting pipes and from there into a larger collector. Except in the pipe, the water from the sub grade can be evacuated into open channels placed parallel to the axis of the track on one or both sides. Regulation of surface water drainage from the railway trunk is of exceptional importance for track stability.

The zone around the railway is important in water quality research. Also, in addition to the railway section, in the research whose results will be presented below, an area 10 to 120 m away from the track axis is observed. Usually, the research mentions at what distance the collectors of surface water samples are placed, ie. at what depth and position collectors of water samples, that are assumed to flow into groundwater channels. The procedure and methodology of conducting the examination are elaborated in detail, in order to obtain relevant results, which the author will not deal with in more detail in this paper. The characteristics of the examined area, its river basins and groundwater locations important for research should be well known. Research sites are also selected in such a way as to exclude any possible disruption of results by existing facilities, which may also contribute to pollutions.

3. Potential sources of pollution

Sources of pollution on the railway can generally be classified into daily and occasional, which depends on the volume of traffic. Of the everyday sources, the most important are: wooden sleepers, herbicides for controlling the growth of vegetation, fuels and lubricants, wear and corrosion processes, materials in embankments and human activities. Permanent sources of pollution do not include incidental spills of oil and fuel on the railway hull [1].

3.1. Wooden sleepers

Wooden sleepers are widespread even today, although after the end of their lifespan they are removed and replaced with concrete sleepers, their number in the world on active lines is not negligible. Also, there are a large number of wooden sleepers on the railways that are not active as well as those that remained inadequately disposed after the replacement of the concrete sleepers.

The wooden sleepers used on the railways are impregnated with creosote. Creosote is a mixture of more than 162 compounds, most of which are polycyclic aromatic hydrocarbons (69%), nitrogen heterocyclic (11%) and other aliphatic hydrocarbons. It was used to extend the life of wooden sleepers. Although the degree of toxicity of creosote is low, it has been determined that it is carcinogenic due to the content of polycyclic aromatic hydrocarbons (PAHs) [1].

The release of creosote elements into the environment and their impact on water quality has long been discussed. A large number of researchers have claimed that the amount of creosote from the thresholds that is washed away is negligible and does not endanger the quality of the water if it reaches it. However, Kang (2005) found that as many as seven of the sixteen observed elements are found in water samples, measured at different atmospheric water flow regimes over a week. The method of separating creosote into the environment has been studied before that, in the form of evaporation, droplet separation and squeezing. It has been determined that as much as 50% of the released creosote in the environment is done by squeezing [5]. By comparing the concentration of polycyclic aromatic hydrocarbons and nitrogen heterocyclics, according to Becker (2001), the amount of heterocyclic elements found is much higher [6]. Apart from wooden sleepers, the separation of hydrocarbon compounds was observed in lubricants I from gears and wheel mechanisms.

3.2. Herbicides and pesticides

The occurrence of vegetation on the railway belt is strictly controlled. This is very important in order to ensure better visibility of the signal on the track, uninterrupted work of the staff from the maintenance services in bad weather and the controller of the condition of the tracks and possible damage, and as a precaution against fire. There are several methods for controlling plants, but the use of herbicides has proven to be the most cost-effective. Before any treatment, it is necessary to know well the plant species that appear on the observed section [1]. The choice of the appropriate herbicide is very important for achieving the best possible results of plant control, but also in order not to use a product that does not contribute to the control effect or even has a counterproductive effect. Plants spread differently along the railway belt, so there are those that multiply through seeds, by releasing shoots on the surface of the earth, and those that reproduce underground. The ballast and parts of the embankment up to the pillar for electrification are treated. Herbicide control measures should be carried out carefully and only in places where it is necessary [7].

The most widely used herbicides are diuron and glyphosate. In addition, atrazine, oxadiazon, oryzalin, imazapyr and isoxaben are also used. Diuron is extremely poisonous and easily spreads, so due to its properties it was banned for use in some countries in 1990. However, its use has not been completely stopped due to its long-lasting effect. Glyphosate has

been shown to be more harmless. It is more soluble in water but also much less toxic. The maximum amount of all mentioned compounds should not exceed $0.1 \mu\text{g} / \text{L}$ in the surface water sample, in order to meet the standards for drinking water quality. It is not a rare case that in the zones of railway belts treated much earlier, the presence of herbicides can still be detected within the limits significantly above the allowed ones [1] [8].

Presence of triazines was determined by teaching the quality of surface and groundwater in England. Due to the large quantities found, it is suspected that they do not come from the treatment of agricultural crops, but from the use on the railway area. This is not an isolated case of determining the existence of dangerous substances on the railways. Thus, in South Australia, the presence of arsenic in the soil along the railway was determined on abandoned sections, as a consequence of the use of arsenic-based herbicides [1] [8].

It is interesting to note that the permitted values of herbicides were exceeded in the samples taken from the drainage channels. It can be inferred that in terms of herbicides, the canal is the place of the highest concentration due to the washing of the curtain layer in the rainy period. This can indicate how to preventively affect the transport of polluted precipitation to the environment. With the controlled drainage of such precipitation into wastewater treatment plants and plants, a good part of the herbicides from the curtain machine would be separated and the treated water would be passed on.

3.3. Fuels, oils and lubricants

There are more and more electrified railways in the world, but there are still a large number of diesel locomotives. Fuel leaks from storage tanks, power stations, locomotives and transformers pose an occasional risk of water pollution. In addition to fuel, oil and grease are widely used for lubrication in curves, gears and engines. Except in these cases, oil leaks into the environment in any other way are very rare. Oils are dangerous because they contain large amounts of carcinogenic polycyclic aromatic hydrocarbons (PAHs) [1] [9].

3.4. Metals

There are several sources of heavy metal emissions: friction due to braking (73%), rails (21%), wheels (5%) and the power supply system. The pollution was manifested both on the hull itself and in the surroundings. Metals that significantly pollute the environment are iron (Fe), manganese (Mn), copper (Cu), chromium (Cr), nickel (Ni) and vanadium (V) [1]. Of the metals found from braking, rails and wheels, the largest share is taken by iron with about 93, 97 and 96%, respectively. In addition to a larger amount of iron, in the case of certain types of brakes, a large amount of copper is released, as much as 20%. Manganese, chromium, nickel and vanadium are in values up to 1%. Apart from braking, copper is also released from the electrification network, as well as zinc from galvanized poles [1] [2]. According to the analysis of the obtained results according to Burkhardt (2008), about 2270 t / year of metal is released within the railway network with a length of about 7200 km, on the Swiss Federal Railway [2].

Metals are found in the form of particles or as dissolved. Of the above-mentioned metals, which to a significant extent appear as pollutants on the railway, lead and chromium stand out in terms of toxicity. Copper, manganese and zinc are less harmful. The toxicity of iron is small, but it affects the colour and taste of water. Some studies have shown that with the distance from the railway belt, the amount of metal decreases drastically, so that the concentration of a metal at a distance of 120m is 25% of the concentration measured 10m from the track [10] [11].

3.5. Materials in the embankment

The materials in the railway embankment can be considered as pollutants in two cases. The first, when there is erosion of the soil in the embankment, on that occasion the particles of sedimentary rocks are washed away and flow with water into the water channels. If the particles

are suitable for leaching and transport due to their size, metal compounds or organic compounds can bind to them and thus more easily reach the accumulations of surface and groundwater. Another way of pollution through embankment material is when instead of crushed stone, steel furnaces slag was used. This type of slag is extremely resistant to loads and inert. It has long been considered safe for water quality, but it was later determined that due to the content of metal particles in the slag, some can be released in interaction with air and water. On that occasion, traces of metals can be released, such as cadmium (Cd), chromium (Cr) and lead (Pb), especially in rainy conditions. In order for slag to be used for the mentioned purposes, it is necessary to examine its quality in terms of protection of water from pollution [1].

3.6. Maintenance facilities

Of all the mentioned sources and ways of pollution of surface and groundwater from railway operations, the least data and research has related pollution from maintenance facilities. Pollutants come from various maintenance processes. These areas are contaminated with oils and fats, chlorinated and non-chlorinated solvents, phenols, antifreeze, detergents, polycyclic aromatic hydrocarbons, sewage waste and inorganic compounds [1].

4. Proposed solution for control of surface and groundwater pollution

A good knowledge of pollutants nature is a prerequisite for anticipating and using measures to protect the environment and reduce pollution. In this way, by understanding the way in which they reach surface and groundwater, the path of evacuation from the railway can be cut off. One of the proposals for the prevention of the outflow of polluted water from the railway hull is controlled collection of atmospheres in the drainage channels and the drainage of water thus collected into special water treatment plants. The treated water would then be returned to natural streams, purified from possible contaminants. In addition to drainage and water treatment, polluted water that drains from the railway sub grade can be collected locally with the help of vegetation, specially planted grass areas, rain gardens and trees.

Conclusion

According to the presented text and sporadically conducted research, the following can be concluded:

- most substances found in sampling are metals, herbicides and polycyclic aromatic hydrocarbons,
- most commonly sampled herbicides in significant amounts are diuron and glyphosate. Diuron has been used a lot for a long and its long-term presence has been determined, but also significant degree of toxicity. Glyphosate is the most commonly used herbicide and the only one registered within slightly higher limits than allowed.
- Of the metals found, the most common element is iron and copper. The percentage of these compounds is significantly higher than the others found. Among others, manganese and chromium can be singled out.
- The impact of polycyclic aromatic hydrocarbons can be greatly reduced by removing wooden sleepers and their proper storage.
- Due to insufficient knowledge of the conditions in which the release of harmful substances occurs, constant monitoring with water and soil sampling can provide important information for a complete understanding of the pollution process. In that way, it would be determined whether and to what extent the excretion of harmful substances depends on meteorological conditions, such as precipitation and air temperature.

- Proving the way of pollution by the railways would create conditions for the existence of legislation, which would be based on previous research with adequate measures to protect future railway routes and remediation of the existing situation. Such regulations already exist in developed countries such as the United States, the United Kingdom and Australia.

It is quite clear that there are reasons for constant observation and determination of the type and degree of pollution. Current tests conducted on existing railway routes should be used in future railway projects and the protection of the environment and surface and groundwater should be envisaged, without exception, within the railway project or some significant reconstruction. The objectives of the research are primarily related to the identification of significant factors in pollution and their share, for further action and prevention.

REFERENCES

- [1] Vo P.T., Ngo H.H., Guo W., Zhou J.L., Listowski A., Du B., Wei Q., Bui X.T., Stormwater quality management in rail transportation- Past, present and future, *Science of the Total Environment*, Vol.512-513, pp.353-363, 2015
- [2] Burkhardt M., Rossi L., Boller M., Diffuse release of environmental hazards by railways, *Desalination*, Vol.226, pp.106-113, 2008
- [3] NASA Science Water cycle (<https://science.nasa.gov/earth-science/oceanography/ocean-earth-system/ocean-water-cycle/>)
- [4] Fischer S., Eller B., Kada Z., Nemeth A., Railway construction, UNIVERSITAS-GYÖR NONPROFIT KFT., GYÖR, 2015, (ISBN: 978-615-5298-69-1) (in English - PDF)
- [5] Kang S-M., Morell J.J., Simonsen j., Lebow S., Creosote movement from treated wood innered in fresh water, *Forest Products Journal*, Vol.55, No.12, pp.42-46, 2005
- [6] Becker L., Matuschek G., Lenoir D., Kettrup A., Leaching behaviour of wood treated with creosote, *Chemosphere*, Vol.42, pp.301-308, 2001
- [7] Vegetation Control on Railway Tracks and Grounds, Swiss Agency for the Environment, Forest and Land-scape (SAEFL), 2001
- [8] Ramwell C.T., Boxall A.B.A., Hollis J.M., Potential Contamination of Surface and Groundwaters Following Herbicide Application to a Railway, Draft report, Soil Survey and Land Research Centre, 2000
- [9] Wilkomirski B., Sudnik- Wojcikowska B., Galera H., Wierzbicka M., Malawska M., Railway transportation as a serious source of organic and inorganic pollution, *Water Air Soil pollut*, Vol.218, pp.333-345, 2011
- [10] Gehrig R., Hill M., Lienemann P., Zwicky C.N., Bukowiecki N., Weingartner E., Baltensperger U., Buchmann B., Contribution of railway traffic to local PM10 concetracions in Switzerland, *Atmospheric Environment*, Vol.41, pp.923-933, 2007
- [11] Lorenzo R., Kaegi R., Gehrig R., Grobety B., Particle emissions of a railway line determined by detailed single particle analysis, *Atmospheric Environment*, Vol.40, pp.7831-7841, 2006

COMPARISON BETWEEN ANALYTICAL AND NUMERICAL SOLUTIONS OF ONE-DIMENSIONAL, NON-STATIONARY WAVE PROPAGATION IN A VISCOELASTIC LAYER

Sergey Pshenichnov¹, Radan Ivanov², Maria Datcheva³

Institute of Mechanics; Bulgarian Academy of Sciences

Abstract: Materials exhibiting hereditary properties are widely used in modern technology. In this work, an analytical solution of the P-wave propagation through a viscoelastic layer subjected to a triangular stress pulse applied on the boundary, is compared to the solution of the same problem obtained by a FE simulation using explicit dynamic analysis. It is shown that for the regular exponential hereditary kernels used in the study, the time-dependent elastic properties of the material can be represented by a Prony expansion of only one term and the Prony parameters can be directly related to the parameters of the kernels. For a singular kernel the Prony parameters are obtained by curve fitting. Time-histories of normal stress in the direction of wave propagation at specific locations were obtained by both methods for a number of values of the Poisson's ratio and compared. An excellent match is demonstrated for the wave propagation velocities and the shape of the stress spikes. A good match is demonstrated for the magnitude of the spikes and the apparent damping of the wave motion. In terms of FE modelling, a beam model, 3D-solid model and a plane-strain model were tried and the results obtained were practically identical.

Key words: exponential kernels, Prony series, explicit dynamic analysis

1. Introduction

One important aspect in the study of non-stationary wave processes in viscoelastic bodies is the verification of the ability of numerical methods to model particular dynamic problems by comparing analytical or semi-analytical solutions, wherever available, to their numerical counterparts. This is important because the problems for which an analytical solution is available are limited, and generally a solution to a practical problem is more likely to be attempted by a numerical method rather than by an analytical method. In the last decades, a number of authors have investigated viscoelastic dynamic problems by analytical methods. In [1], the extension of Volterra's principle is applied to linear viscoelastic dynamic problems. Another approach involves a special kind of integral convolution of the solution of the

¹ Sergey Pshenichnov, Leading Researcher, Dynamic Test Laboratory, Research Institute of Mechanics, Lomonosov Moscow State University, 1 Michurinsky Prospect, 119192 Moscow, Russia; e-mail: serp56@yandex.ru

² Radan Ivanov, Structural Engineer, Section "Seismic Engineering", Department "Seismology and Seismic Engineering", National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography; Bulgarian Academy of Sciences, Acad. G. Bonchev St., bl. 3, 1113 Sofia, Bulgaria; e-mail: rivanov@geophys.bas.bg

³ Maria Datcheva, Professor, Department "Solid Mechanics", Institute of Mechanics; Bulgarian Academy of Sciences, Acad. G. Bonchev St., bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria; e-mail: datcheva@imbm.bas.bg

corresponding elastic dynamic problem with the solution of an auxiliary one-dimensional dynamic problem of linear viscoelasticity [2]. One of the most common procedures for deriving solutions of non-stationary dynamic problems in linear viscoelasticity is the application of the Laplace transform technique with consequent inversion. Results of employing such technique can be found for example, in [3], [4] and [5]. The problem of non-stationary wave propagation in a linear-viscoelastic layer has been addressed in [6]. In that work, the solution is achieved by applying integral Laplace transform to the wave propagation equation considering the relevant boundary and initial conditions, a typical approach to solving this type of problems. The described technique is used by the first author to obtain the response due to a triangular pulse originating from the free surface of the layer. In the present research, this particular solution has been modelled by the FEM using general purpose commercial software ABAQUS, and the results of the two solutions are compared.

2. Problem statement and FE modelling

The problem dealt hereafter is depicted in Fig. 1. A single homogeneous layer, fixed at the bottom and loaded at the surface is considered. The loading is a single triangular pulse with width $2\tau_p$, and unit amplitude. The analytical solution is obtained in terms of the dimensionless time $\tau = t/t_0$, where t is real time and $t_0 = L/c$, where L is the layer thickness and c is the P-wave propagation velocity of the medium given by $c = \sqrt{(\lambda_0 + 2\mu_0)/\rho}$, expressed by the Lamé coefficients λ_0 and μ_0 and the density ρ . The finite element analysis results are obtained in terms of real time and then scaled in order to compare them to the analytical ones.

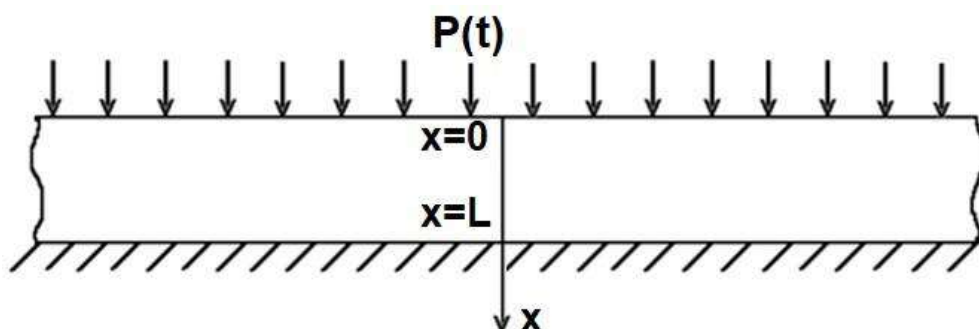


Figure 1. A single homogeneous layer fixed at bottom and loaded on top

2.1. Features of the FE models

The response of any vertical column of the layer is identical and the layer extends to infinity in the two lateral directions, so conditions of plane strain are present. Therefore, any point in the layer is considered to move only in the direction of wave propagation. Appropriate boundary conditions are applied, as explained below. The FE model can then consist of a single column of elements with the number of elements in the column sufficient to adequately capture the wave propagation through the layer including the expected multiple reflections at the fixed base and the surface, which is free after the pulse is applied and its action completed. Therefore, in terms of topology, two main models are possible – made by 3-D brick elements or by 2-D plain-strain elements. By virtue of their material model they naturally include the Poisson's ratio ν , so its influence on the wave propagation velocity is considered automatically. In terms of boundary conditions, in addition to the fully-fixed nodes at the bottom, all nodes at the sides of the model must be restrained from moving laterally as appropriate – in the two transversal direction for the 3-D model, or in the plane of the model for the 2-D model. The loading is applied as pressure (stress) time-history at the free surface of the model. The 2-D and 3-D models are shown in Fig. 2. The direction of wave propagation is chosen along the X axis in the 2-D model, and along the

Z axis in the 3-D model. Both models are discretized by means of 100 cubic/rectangular elements in the longitudinal direction. The 2-D model has 8 elements in the transverse direction, whereas the 3-D model has just one element. The basic material properties, Young's modulus E and density ρ were assumed 30 MPa and 2.4 t/m^3 respectively, which corresponds to concrete. The Poisson's ratio was varied in order to study its effect on the wave propagation velocity. The left-hand side of the models corresponds to the free surface where the loading is applied, and the right-hand side corresponds to the bottom of the layer. The length of the model (layer thickness) is 10 m, which corresponds to wave propagation velocity of about 3500 m/s when $\nu = 0$, so the travel time from the top to the bottom of the layer is $t_0 = 10/3500 = 0.00286 \text{ s}$. Due to the high-speed dynamic nature of the problem, Explicit Dynamic Analysis was used instead of its implicit counterpart. The explicit time integration scheme physically resembles the wave propagation process and is thus better suited for such problems. Also, simultaneous equations are not solved, which makes explicit analysis faster than the implicit methods for short-duration analyses. The numerical solution of an implicit method often introduces "numerical" damping, which is very undesirable in the present study, where the damping effect of the viscoelastic material behavior has to be assessed as accurately as possible. A model using beam elements was also created and tested, but in this model the Poisson's ratio must be implicitly included by modifying the input data for E . This is not preferable from practical point of view, since it may be forgotten or computed erroneously. Furthermore, the beam model is not extensible to cases of spatial heterogeneity, and is of limited applicability, which is why it is not discussed in detail here. It looks like the 3-D model in Fig. 2, but without the lateral restraints in the transverse directions. The results obtained by it are practically the same as the results shown in Fig. 5 for the 2-D and the 3-D models.

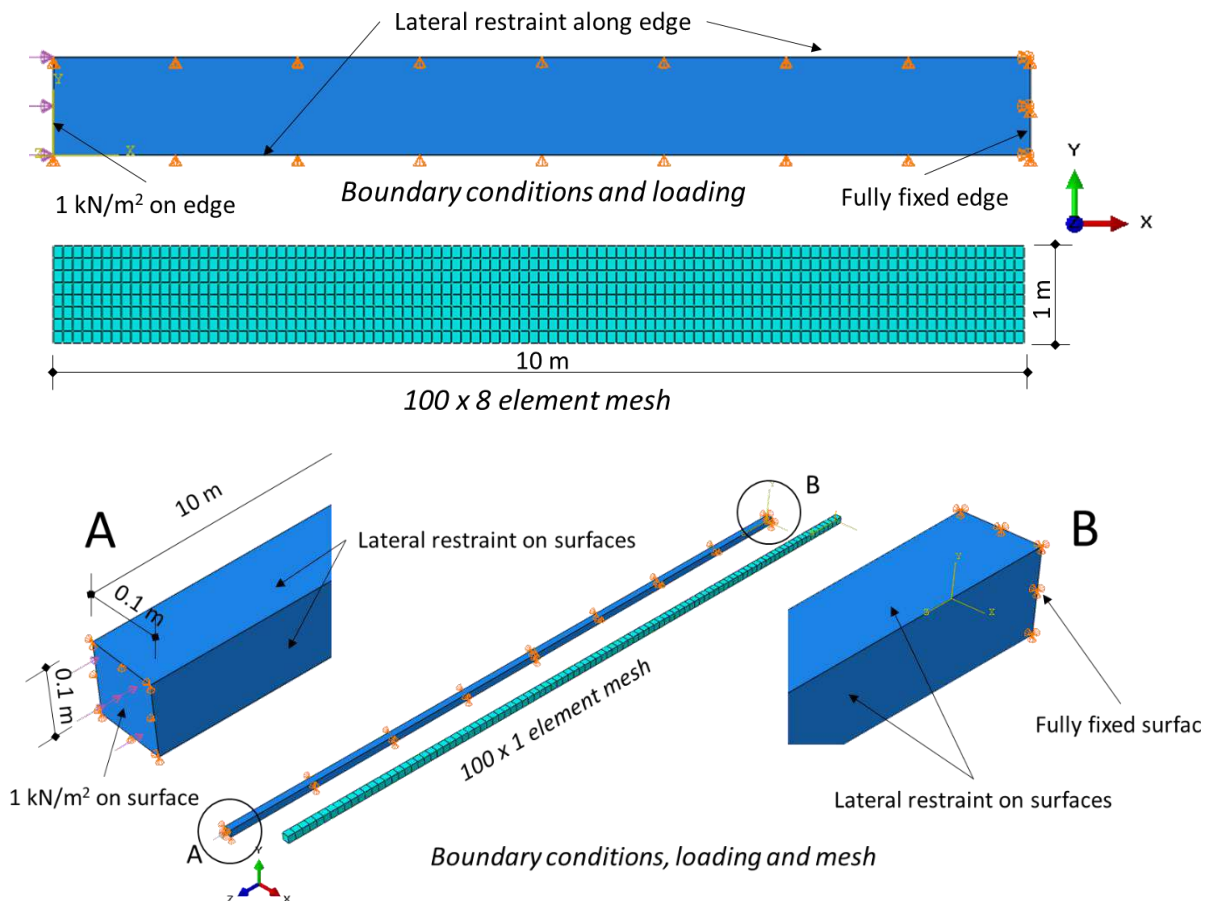


Figure 2. FE models – 2-D (top) and 3-D (bottom)

2.2. Consideration of the viscoelastic properties in the FE models

Let's assume the time-dependent Lamé parameters in the following form,

$$(1) \quad \hat{\lambda} = \frac{1}{3} [3K_0(1 - \hat{T}_v) - 2G_0(1 - \hat{T}_s)], \quad \hat{\mu} = G_0(1 - \hat{T}_s)$$

where, K_0 , and G_0 are the instantaneous values of the bulk modulus and the shear modulus respectively, and the operator $\hat{T}_j$, $j = v, s$ is given by,

$$(2) \quad \hat{T}_j \xi(t) = \int_0^t T_j(t - \tau) \xi(\tau) d\tau,$$

where $T_j(t)$, $j = v, s$ are the volumetric and shear relaxation kernels respectively. Since the time-independent Lamé parameter is $\lambda = K - \frac{2}{3}G$, then the time-dependent bulk modulus and shear modulus will be given by $K = K_0(1 - \hat{T}_v)$, and $G = G_0(1 - \hat{T}_s)$ respectively. Further suppose that $\hat{T}_v = 0$, and $\hat{T}_s(t) = ae^{-bt}$, where a, b are constant coefficients. Then

$$(3) \quad G(t) = G_0(1 - \hat{T}_s) = G_0 - G_0 \int_0^t \hat{T}_s(t - \tau) d\tau = G_0 \left(1 - \int_0^t ae^{-b(t-\tau)} d\tau \right)$$

The integral in the above expression can be solved analytically,

$$(4) \quad \int e^{-b(t-\tau)} d\tau = \frac{e^{b(\tau-t)}}{b} = F(\tau)$$

$$(5) \quad \int_0^t e^{-b(t-\tau)} d\tau = F(t) - F(0) = \frac{e^{b(t-t)}}{b} - \frac{e^{b(0-t)}}{b} = \frac{1}{b} - \frac{e^{-bt}}{b} = \frac{1-e^{-bt}}{b}$$

Finally,

$$(6) \quad G(t) = G_0(1 - \hat{T}_s) = G_0 \left(1 - a \frac{1-e^{-bt}}{b} \right)$$

or in dimensionless form, after division by G_0 ,

$$(7) \quad g_R(t) = 1 - a \frac{1-e^{-bt}}{b}$$

In ABAQUS, a dimensionless relaxation modulus is used as well, $g_R(t) = G(t)/G_0$, and represented by a Prony series expansion as,

$$(8) \quad g_R(t) = 1 - \sum_{i=1}^N g_i^P (1 - e^{-t/\tau_i^G})$$

where g_i^P and τ_i^G are material constants (Prony coefficient and relaxation time, respectively).

Equating the two expression for $g_R(t)$, Eq. 7 and Eq. 8, and taking only a single term of the Prony expansion yields,

$$(9) \quad 1 - g_1^P (1 - e^{-t/\tau_1^G}) = 1 - a \frac{1-e^{-bt}}{b}$$

implying that $g_1^P = \frac{a}{b}$ and $\tau_1^G = \frac{1}{b}$, i.e. it is enough to use a single set of Prony coefficients to represent a regular relaxation kernel of the type $\gamma(\tau) = ae^{-b\tau}$, which is one of the kernel types used in this study.

Unfortunately, a similar development for singular kernels of the type $\gamma(\tau) = \tau^{-c}ae^{-b\tau}$, where c is a constant coefficient, is not possible. For this case, the kernel is used to generate values of the time dependent shear modulus, and those are input into ABAQUS as shear test data. The software approximates Prony series coefficients based on this data. The following kernels were used in this study,

$$(10) \quad \gamma_s(\tau) = 0.1e^{-0.3\tau}\tau^{-0.2}, \quad \gamma_s(\tau) = 0.14e^{-0.45\tau} \quad \gamma_s(\tau) = 0.42e^{-1.35\tau}$$

which are called Kernel 1, Kernel 2 and Kernel 3 respectively. The first one is singular (undefined at $\tau = 0$), while the other two are regular. Before using them in ABAQUS, the time has to be converted from the dimensionless value τ , used in the theoretical development, [6], to the real time t . Considering the real time kernel $T_s(t)$, and the expression relating the kernels,

$$(11) \quad T_s(t) = \gamma_s(t/t_0)/t_0$$

then it can be shown that $\gamma_s(t) = a_s e^{-b_1 \frac{t}{t_0}} = t_0 T_s(t) = t_0 a e^{-bt}$, implying that $a = \frac{a_s}{t_0}$, and $b = \frac{b_1}{t_0}$. These are the values to be used when computing $g_1^P = \frac{a}{b}$ and $\tau_1^G = \frac{1}{b}$ for the Prony series expansion in ABAQUS.

For the singular kernel, $\gamma_s(t) = a_s e^{-b_1 \frac{t}{t_0}} \left(\frac{t}{t_0}\right)^{-c_1} = t_0 T_s(t) = t_0 a e^{-bt} t^{-c}$, implying that $a = t_0^{c_1} \frac{a_s}{t_0}$, $b = \frac{b_1}{t_0}$ and $c = c_1$. These values however cannot be used directly to compute g_1^P and τ_1^G , and are be used instead in the internal evaluation through data fitting carried out by the software. There is yet another way to deal with singular kernels – by fitting Prony series, so that the integral of a quantity related to the time dependent shear modulus is well approximated. In Fig. 3 are shown the kernels in the real time domain. In Fig. 4 is plotted the proportion of reduction of the shear modulus as a function of time computed by numerical integration of Kernel 1, and by a single term Prony series with $g_1 = 0.3041$, and $t_1 = 0.000658$. It is obvious that the fit is very good even with a single term.

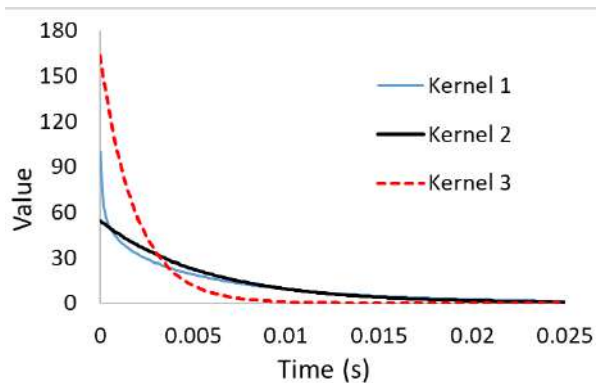


Figure 3. Plot of the kernels use in the study

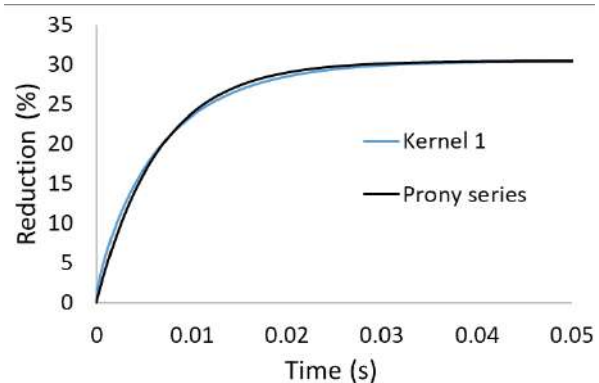


Figure 4. Evaluation of the representation of a singular kernel a single term Prony series

3. Results and discussion

Before introducing viscoelastic material properties, the two models shown in Fig. 2 were verified in the linear-elastic domain, by applying the triangular pulse, and a small amount of viscous damping. Three analyses for each model with Poisson's ratio values of 0.0, 0.15 and 0.30 were carried out. The time-histories of longitudinal normal stress at the bottom of the layer are plotted in Fig. 5 with real time on the horizontal axis. This stress happens to be a principle stress as well. The analysis durations were chosen to allow the pulse to travel a total of 20 times along the model, including forward and backward runs. It is clear by close inspection of the two plots that they are essentially identical except for the shape of the low-amplitude ripple following the spikes and a negligibly small difference in the amplitude of the spikes. In fact, if the two plots are overlaid, they cannot be distinguished from one another, which is the reason they were plotted separately. On the other hand, the 2-D model has 8 times more elements and 2 times more nodes than the 3-D model, and is thus computationally more expensive without this leading to any advantage. For the simulations presented here, the computational time is only a few seconds, but for larger models the difference would really matter. The comparison shows that it is indeed not necessary to use more than one element in the transverse direction of the model, be it 2-D or 3-D. Also, as it is an established fact in FEM practice that elements with aspect ratio close to unity (squares, cubes) produce best results, such elements were used in both models.

Another important aspect of the performance of the models is whether they can accurately reproduce the propagation velocity of the medium. To this end, the travel time between the first and the fifth spike of negative stress was measured for each analysis, and the distance travelled, equal to $16L$ was divided by this time, producing the apparent wave propagation velocity. The results are shown in Tabl. 1. The theoretical and the apparent wave velocities are practically identical, the difference coming from the temporal resolution of the output, rather than from the quality of the models. For the simulations presented here, the computation as well as the output is time step is $2.32\text{E-}05$ s, which is the optimal step calculated by the software. A shorter time step can be specified if necessary.

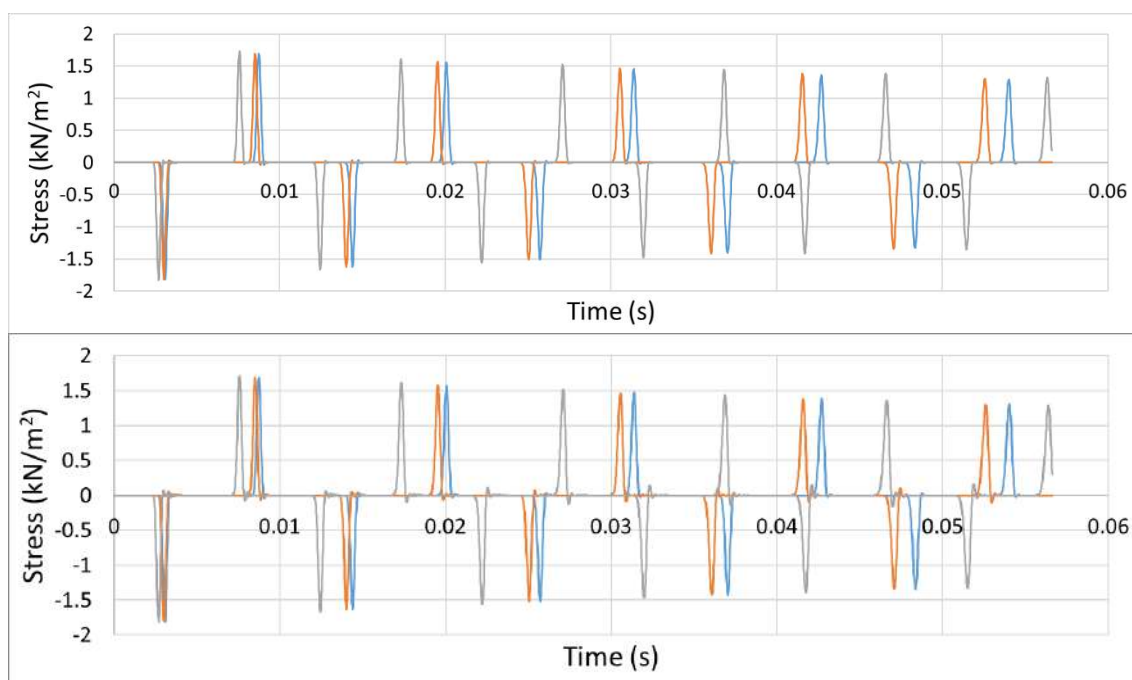


Figure 5. Time-history of longitudinal normal stress at bottom of the layer; 2-D model (top) and 3-D model (bottom)

Table 1. Apparent P-wave propagation velocity (m/s)

Poisson's ratio	Theoretical	Apparent	Difference (%)
0	3535	3534	-0.02293
0.15	3633	3629	-0.10996
0.3	4102	4098	-0.10722

Next, viscoelastic properties corresponding to the three kernels described above were assigned to the 3-D model, and an analysis was carried out for each kernel assuming a Poisson's ratio of 0.15. During the analyses all possible sources of energy dissipation such as viscous damping, material damping etc. were turned off to make sure that the apparent energy dissipation exhibited by the analyses is due solely to the viscoelastic characteristics of the material. The dimensionless time-histories of the longitudinal normal stress at the bottom of the layer are plotted in Fig. 6, together with their analytical counterparts.

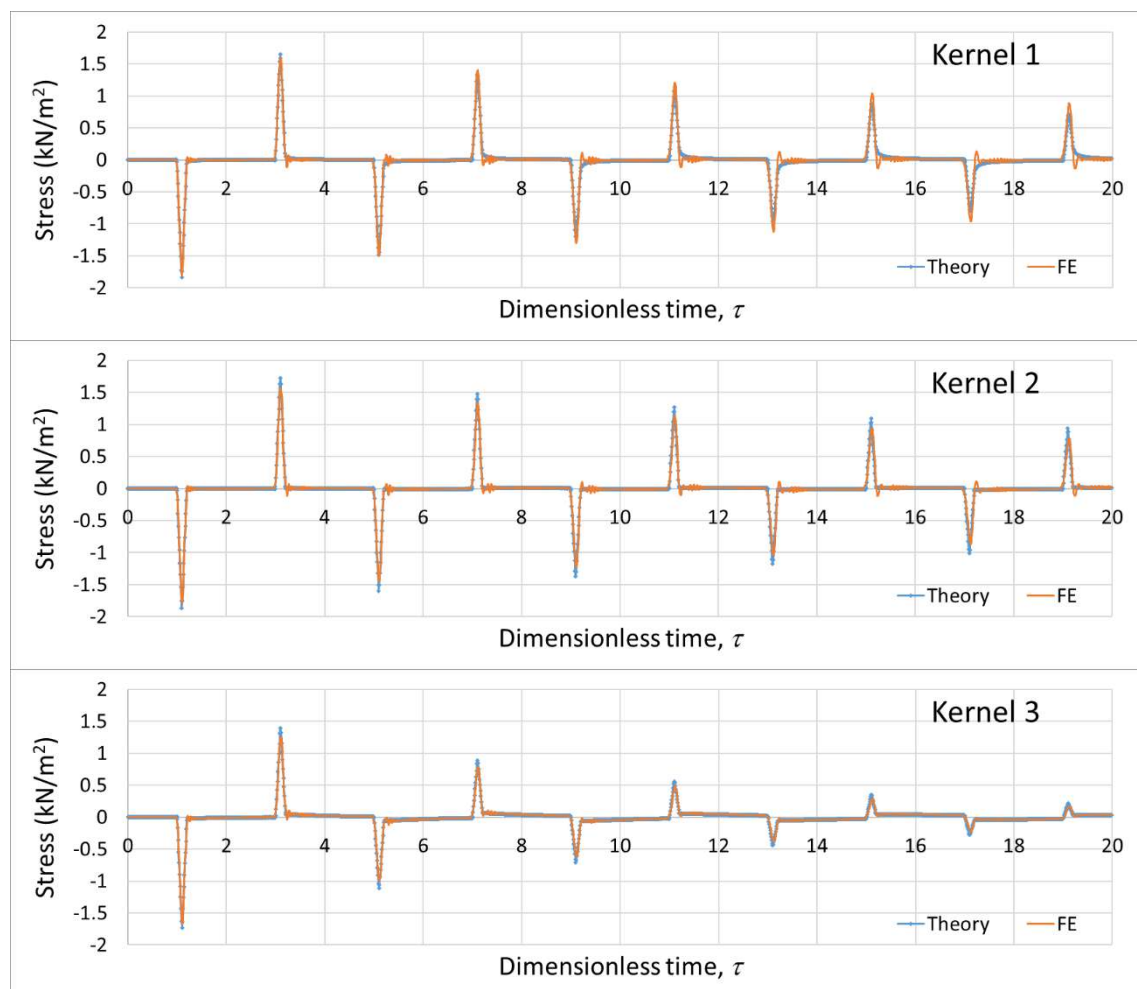


Figure 6. Time-history of longitudinal normal stress at the bottom of the layer for the three kernels. $\nu = 0.15$

The following observations can be made. There is an excellent agreement for the apparent wave propagation velocity indicated by the perfectly matching locations of the spikes of positive and negative stress. The shape of the spikes of the numerical and analytical solution is also practically identical for each kernel. However, there is a small difference in the values of

the peaks for each kernel. For the singular kernel (Kernel 1), the analytical values of the first negative and positive peak are slightly larger than the numerical ones, and for the following peaks the trend is reversed. This means that the apparent damping produced by the numerical solution is less than the one produced by the analytical solution. The reason for this may be that the approximation of the kernel used for the numerical analysis is not the best possible, and further research is needed in this direction. A manifestation of this hypothesis is the difference in the shape of the right-hand legs of the spikes in the vicinity of the zero line – smooth for the analytical solution and abrupt and spurious for the numerical one. This is indicative of slightly different mechanisms of energy dissipation between the two solutions.

On the other hand, for kernels 2 and 3 (regular kernels) the values of the spikes of the analytical solution are larger than the corresponding numerical values throughout the solution. However, there is a subtle difference between kernel 2 and kernel 3. The difference in the spikes for kernel 2 remains more or less constant, indicating that both solutions provide the same apparent damping. The difference itself can be explained by the energy lost in the damped out ripple following each spike in the numerical solution, resulting in less energy remaining for the spikes. The ripple itself is due to the fluctuations in the principle stresses lateral to the wave propagation direction, which cause high-frequency vibrations in the medium not considered in the analytical solution. Thus, the analytical solution can be considered as upper bound in terms of the peak values of the stress. For kernel 3 the differences between the peak values decrease as time goes by, meaning the apparent damping produced by the numerical solution is less than the one produced by the analytical solution much like for kernel 1.

Nevertheless, the peculiarities of the response exhibited by the numerical solutions are small enough, so the proposed FE modelling technique can be confidently used for practical purposes.

Conclusion

Finite element models for the analysis of one-dimensional, non-stationary wave propagation in a viscoelastic layer were proposed, and their ability to simulate the wave propagation process verified.

The results for three different kernels obtained analytically and numerically were compared and overall excellent agreement was found, particularly for the occurrence time and the shape of the stress spikes. Further study is needed to explain the differences in the apparent damping produced by the analytical and numerical solutions, as well as the optimal representation of a singular kernel for the needs of FE analysis.

Acknowledgement

The financial support of the National Science Fund of Bulgaria, contract КП-06-Русия/5 of 11.12.2020 and the Russian Foundation for Basic Research, project number 20-58-18002 is acknowledged with gratitude.

REFERENCES

- [1] Rozovskii M., I., Integral-Operator Method in the Theory of Hereditary Creep, Academy of Sciences USSR Reports, 160 (4), 1965, 792-795 (in Russian).
- [2] Ilyasov M., Non-stationary Viscoelastic Waves. Azerbaijan HavaYollary, Baku, 2011 (in Russian).
- [3] Achenbach J., Vibrations of a Viscoelastic Body, AIAA Journal 5 (6), 1967, 1213-1214.

- [4] Colombaro I., Giusti A., Mainardi F., On the Propagation of Transient Waves in a Viscoelastic Bessel Medium, *Z. Angew. Math. Phys.* 68, 62, 2017, <https://doi.org/10.1007/s00033-017-0808-6>.
- [5] Zheng Y., Zhou F., Using Laplace Transform to Solve the Viscoelastic Wave Problems in the Dynamic Material Property Tests, *EPJ Web of Conferences*, 94, 04021, 2015, <https://doi.org/10.1051/epjconf/20159404021>.
- [6] Korovaytseva E., Pshenichnov S., Zhelyazov T., Datcheva M., On the problem of non-stationary waves propagation in a linear-viscoelastic layer, *Comptes rendus de l'Acad'emie bulgare des Sciences*, Vol. 74, No. 5, 2021, 748-755.

СИМУЛАЦИЯ С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ НА СТОМАНЕНИ ОБРАЗЦИ, ИЗПИТВАНИ НА ОПЪН

Жан Желев¹

Мотт МакДоналд България ЕООД

FINITE ELEMENT SIMULATION OF TENSILE TEST ON STEEL SAMPLES

Zhan Zhelev¹

Mott MacDonald Bulgaria EOOD

Abstract: The article is devoted to the study of deformation of a steel sample when subjected to a controlled tension. The focus of the research is to be obtained:

- engineering stress - engineering strain curve for the analyzed sample that is as close as possible to the experimental curve obtained during the tensile test in the laboratory.
- true stress – true strain output curve that is as close as possible to the input curve for the material.

All of the simulations of tensile testing are conducted in LS-DYNA. Comparison between results of analyses with different parameters is presented.

Key words: *tensile test, FEA, stress-strain curve, necking*

1. Въведение

„Компютърните симулации са безсмислени, те ти дават само отговори.“² - би казал Пабло Пикасо, ако беше живял през епохата на анализите чрез метода на крайните елементи. Именно в този дух преминава работата по това изследване. Симулирането на опънно изпитване не може да се разглежда като последователност от команди, задавани в софтуер. Процесът би могъл да бъде оприличен на пъзел, частите на който са отговорите на правилно зададените въпроси. Всеки един от десетките предварителните анализи по време на работата поставя парче от пъзела на правилното място. Не би следвало да се допуска, че работата по тази задача претендира за статут на откритие в областта на инженерството. Целта на изследването е да се изучи и обобщи съществуващата информация по темата, да се анализира голямо количество резултати от решени числени анализи и да се осъществи реалистична симулация на експеримента. От изключителна необходимост са както знанията за правилна работа с LS-DYNA, така и теоретична подготовка, която да бъде от помощ при задаването на подходящите въпроси.

¹ Жан Желев, инж., Мотт МакДоналд България ЕООД, e-mail: zhan.zhelev@mottmac.com

² “Computers are useless. They can only give you answers” – оригинален вид на мисълта на Пабло Пикасо

2. Общи бележки

Един от начините за изследването на механични свойства на металите е изпитването им на опън. Необходим е пробен образец (обикновено с кръгло или правоъгълно напречно сечение). Експериментът се извършва с изпитвателна машина. Образецът се закрепва между челюстите ѝ, натоварва се едноосово със сили, които създават опънни напрежения в него и се стремят да го разрушат. В процеса на изпитване силата нараства постепенно от нула до стойност, при която тялото се скъсва. Автоматично се изчертава кривата инженерно напрежение - инженерна деформация.

Симулацията на опънно изпитване е извършена с LS-DYNA - софтуер за анализ по метода на крайните елементи, който има за предназначение да помага при решаването на инженерни проблеми от различни области на физиката. Програмата се използва в много индустрии. Строителни инженери по цял свят си служат с нея, за да се справят със задачи в сферата на механиката, свързани с линейното и нелинейното поведение на взаимодействащи си тела.

3. Описание на методиката

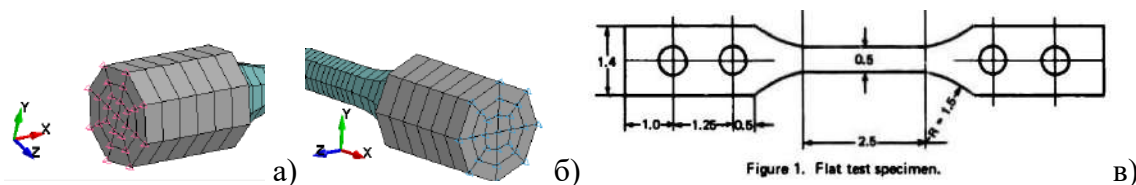
3.1. Особенности на модела с крайни елементи

За целта на изследването са моделирани стоманени образци (фиг. 1, 2), а от двете страни на всеки един - захващащи приспособления.

Използваният материал има следните характеристики: модул на еластичност – $E = 210\,000\,000\,000\text{ Pa}$, коефициент на Poisson – $\nu = 0.3$, плътност – $\rho_s = 7\,850\text{ kg/m}^3$.

Част от особеностите при създаване на изчислителните модели са: стоманените тела са създадени чрез обемни (solid) елементи с пълно интегриране (ELFORM – 2: fully integrated S/R solid); връзката между образца и захващащите приспособления е моделирана посредством опцията за взаимодействие на тела чрез контакт между повърхностите им: TIED_SURFACE_TO_SURFACE; зададени са ограничения на преместванията по оси X, Y, Z и ограничения на завъртанията по оси X, Y, Z в посочените на фиг. 1а възли от захващащото приспособление; поставени са ограничения на преместванията по оси Y и Z и ограничения на завъртанията по оси X, Y, Z в посочените на фиг. 1б възли от захващащото приспособление и им е зададен следният закон за движение: $v_x = \text{const} = 0.02\text{m/s}$.

Експериментът, симулирането на който, е цел на това аналитично изследване, е извършен през септември 1969 година от U. S. NAVAL CIVIL ENGINEERING LABORATORY – [1]. На фиг. 1в е показана схема на използваните стоманени образци, приложена в техническия доклад.



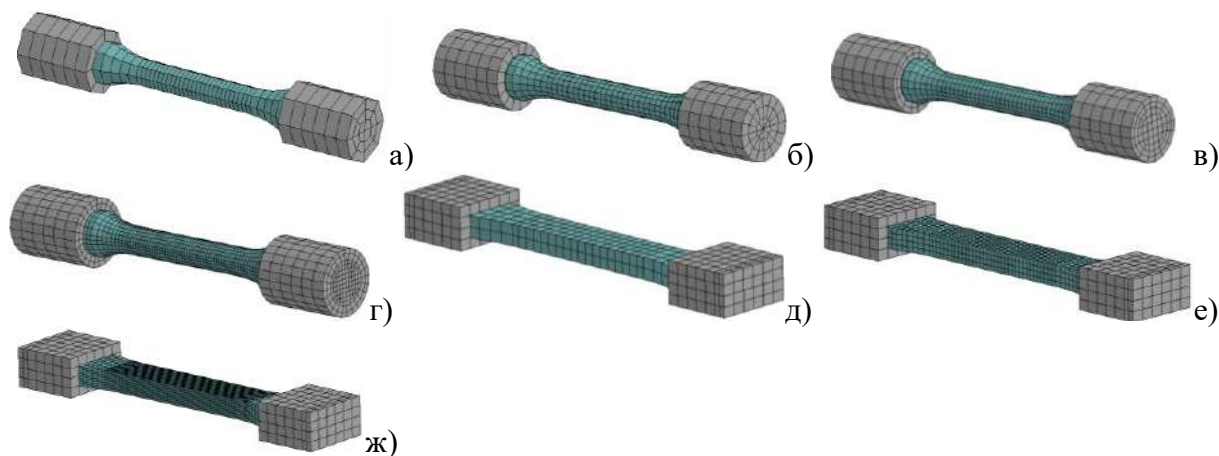
Фигура 1. а) изометричен изглед на част от образца, представящ възлите, на които са зададени ограничения на преместванията по всички оси и ограничения на завъртанията спрямо всички оси. б) изометричен изглед на част от образца, представящ възлите, на които е зададен закон за движение. в) схема на изпитваните стоманени образци.

Материалът, от който са изработени образците е ASTM A36, което е еквивалент на EN 10025 S275. Според резултатите от редица експериментални изследвания, като например [2], единствените важни геометрични характеристики на изпитваните образци са площта на напречното сечение в стеснената им част и дължина на работния участък. При изпитвания на образци с равни стойности на тези две величини, резултатите следва да бъдат еднакви.

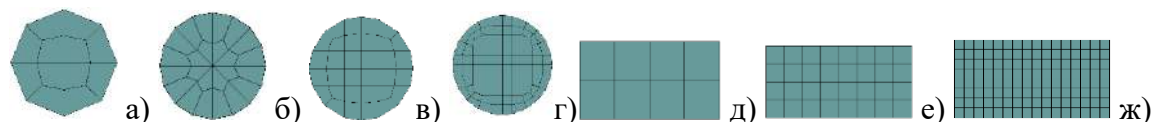
3.2. Геометрични характеристики на образците

Моделирани са седем образца. Всички са с лица на напречното сечение ($80,6 \text{ mm}^2$) и измервателна дължини ($50,8 \text{ mm}$), равни със съответните характеристики на изпитваните пробни тела от експеримента. Четири от тях симулират обли пробни тела и три – плоски пробни тела.

Приблизителните размери на крайните елементи в работния участък и средната площ на стената на крайните елементи, перпендикулярна на надлъжната ос на образца са: Образец №1: $2.7 \text{ mm} \times 2.7 \text{ mm} \times 1.9 \text{ mm}$; 6.5 mm^2 (фиг. 2а, 3а); Образец №2: $1.1 \text{ mm} \times 1.1 \text{ mm} \times 2.5 \text{ mm}$, 5.5 mm^2 , (фиг. 2б, 3б); Образец №3: $1.5 \text{ mm} \times 1.7 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$, 2 mm^2 , (фиг. 2в, 3в), Образец №4: $1.1 \text{ mm} \times 1.0 \text{ mm} \times 1.0 \text{ mm}$, 1 mm^2 , (фиг. 2г, 3г); Образец №5: $3.2 \text{ mm} \times 3.2 \text{ mm} \times 2.9 \text{ mm}$, 10 mm^2 , (фиг. 2д, 3д); Образец №6: $1.6 \text{ mm} \times 1.6 \text{ mm} \times 1.4 \text{ mm}$, 2.5 mm^2 , (фиг. 2е, 3е), Образец №7: $0.8 \text{ mm} \times 0.8 \text{ mm} \times 0.7 \text{ mm}$, 0.6 mm^2 (фиг. 2ж, 3ж).



Фигура 2. Изометричен изглед на моделираните с крайни елементи тела: а) образец №1. б) образец №2. в) образец №3. г) образец №4. д) образец №5. е) образец №6. ж) образец №7.

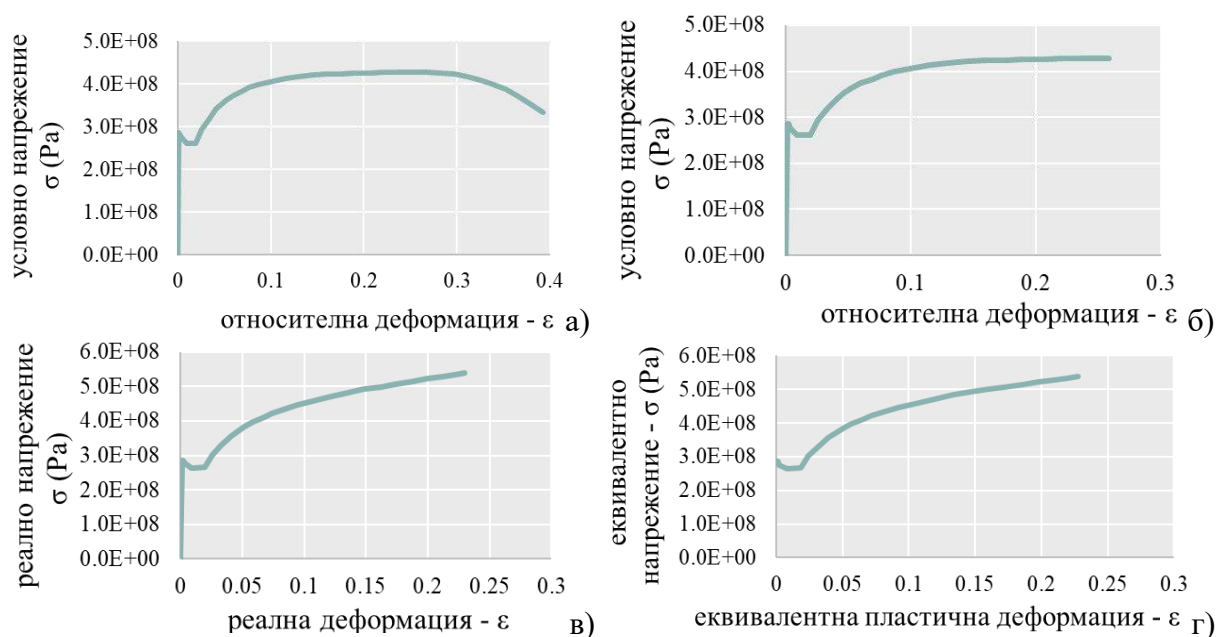


Фигура 3. Сечение през работния участък на моделираните с крайни елементи тела: а) образец №1. б) образец №2. в) образец №3. г) образец №4. д) образец №5. е) образец №6. ж) образец №7.

3.3. Крива напрежение - деформация

На фиг. 4а е показана кривата условно напрежение – относителна деформация (наричана още условна диаграма – [3]), получена като резултат от проведеното през 1969 година лабораторно изпитване на опън. Условно напрежение наричаме отношението на приложената сила към номиналната площ на напречното сечение на образца. Относителната деформация получаваме като дължината на работния участък в края на експеримента разделим на първоначалната ѝ стойност.

За да бъде осъществена симулация на такъв експеримент е необходимо да бъде дефиниран закон, по който стоманеното тяло се съпротивлява на приложената сила. Това е зависимостта реално напрежение – реална деформация. Графиката се нарича реална диаграма [3]. Действителните стойности на напрежение и деформация във всяка точка от тялото във всеки един момент наричаме съответно реално напрежение и реална деформация. За да се получи тя, се използват зависимостите (1),(2), дадени в [4] които се прилагат за частта от условната диаграма, която предхожда образуването на шийката - (фиг. 4 б, в).



Фигура 4: а) условна диаграма, получена при изпитването на образците. б) участък от условната диаграма преди образуване на шийката. в) реална диаграма. г) графика на кривата еквивалентно напрежение – еквивалентна пластична деформация.

$$(1) \quad \varepsilon_{tr} = \ln(1 + \varepsilon_{eng}),$$

$$(2) \quad \sigma_{tr} = \sigma_{eng} \cdot (1 + \varepsilon_{eng}),$$

където: σ_{tr} – реално напрежение; σ_{eng} – условно напрежение; ε_{tr} – реална деформация, ε_{eng} – относителна деформация.

За да бъде въведена в LS-DYNA крива, която да задава закона на съпротивление на материала срещу деформация, е необходимо условната крива да бъде променена към зависимост от вида: реално напрежение – еквивалентна пластична деформация [5] (фиг. 4г). Прилагат се формулите (3) и (4) от [6, 7].

$$(3) \quad \varepsilon_{ef,pl} = \varepsilon_{tr} - \sigma_{tr}/E$$

$$(4) \quad \sigma_{ef} = \sigma_{tr}$$

където: σ_{ef} – еквивалентно напрежение, $\varepsilon_{ef,pl}$ – еквивалентна пластична деформация.

3.4. Калибриране на реалната диаграма в LS-DYNA

Тук е мястото да бъде обяснено как тази част от графиката ще бъде продължена, така че да съдържа информацията за поведението на симулираното тяло след образуването на шийката. Обяснението е разделено на няколко смислови части.

- Кой е законът, определящ деформацията на материала по време на образуване на шийката?

Шийката е локално изтъняване на стоманения образец. През по-голямата част от експеримента едновременно се случват две неща: сечението на образца намалява, а материалът се уякчава. В даден момент площта на напречното сечение на елемента започва да намалява в по-голяма степен, отколкото материалът се уякчава и това води до промяна в начина на деформиране, а именно - образува се шийка. Или казано с други

думи, драстичната промяна в начина на деформация на тялото не се дължи на скок в зависимостта, която следва материалът. Причината за образуването на шийката е достигането на критична стойност на моментната площ на напречното сечение на тялото, функция на реалната диаграма. Образуването на шийка е процес, който при различни проби от един и същ материал зависи от площта на напречното сечение на образца.

- При положение, че напречното сечение на телата в експеримента и модела с крайни елементи имат еднаква стойност, защо не използваме данните от получената крива, които се отнасят до образуването на шийката в анализа?

Защото получената от експеримента условна диаграма не съдържа информация за шийката. От кривата можем да получим информация относно деформацията на работния участък, но не и информация за междинни участъци, като този, в който е разположена шийката.

- Дори да се знае по какъв начин точно продължава зависимостта, как програмата ще разбере това, при положение, че стойности не са въведени?

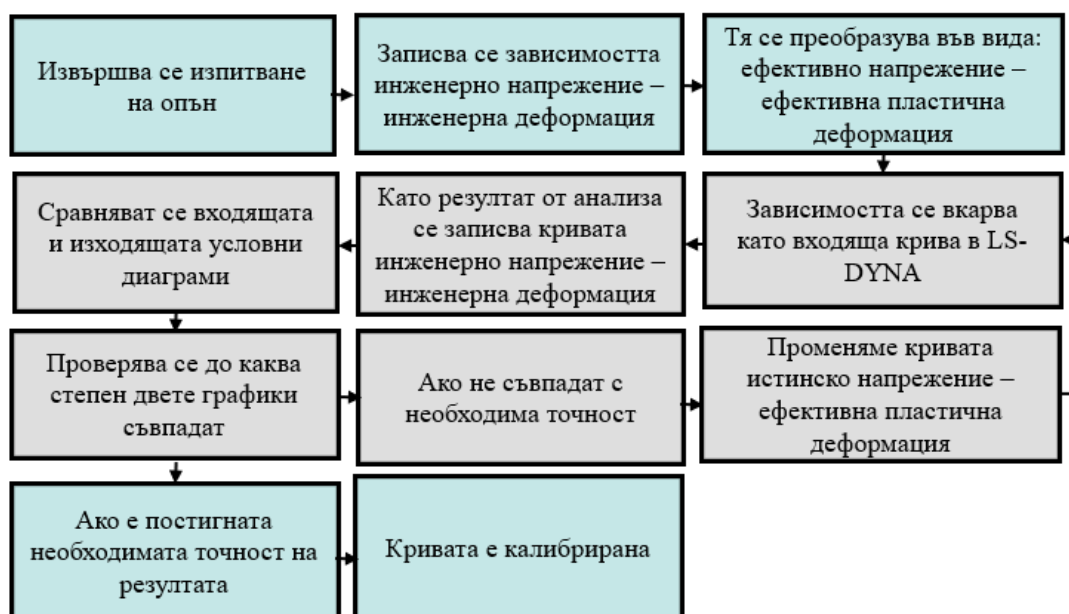
За да бъде продължена диаграмата, LS-DYNA построява права, която минава през последната точка от входната графика и има наклон - този на участъка от кривата между последната и предпоследната точка (фиг. 5) [8].



Фигура 5. Продължаване на реалната диаграма от LS-DYNA (с черни окръжности са отбелязани последните две точки от въведената зависимост; с дебела линия – последния участък от въведената крива; с тънка линия – продължението на графиката)

- При положение, че данните от работната диаграма не са достатъчни, как намираме закона, по който тялото се съпротивлява на приложена сила?

Итеративно. На фиг. 6 показан алгоритъмът за получаване на финалния вариант на кривата (процесът се нарича калибриране на входящата крива) [8]:



Фигура 6. Алгоритъм за калибриране на входяща диаграма за материала

4. Цели на симулацията

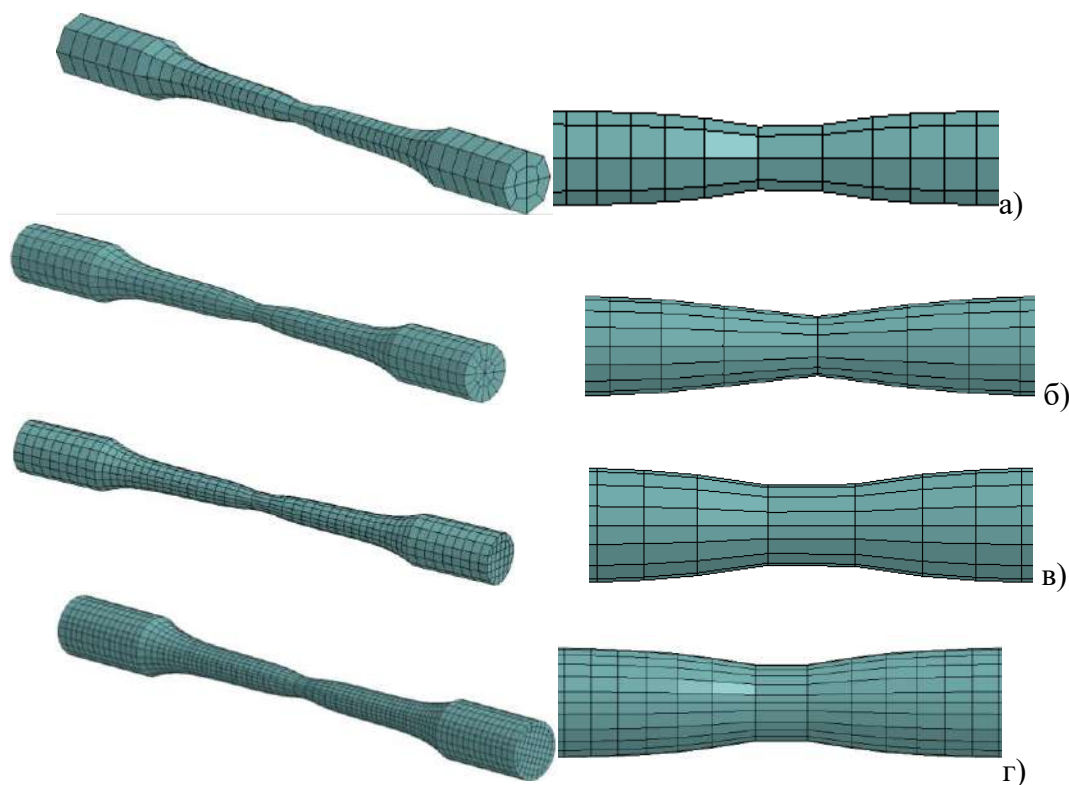
Главната цел на изследването е да бъде извършена възможно най-реалистична симулация на поведението на стоманените образци по време на изпитването им на опън. За да бъде постигнато, входящата диаграма трябва да бъде калибрирана (симулацията на изпитването на опън е последната итерация от процеса). Допълнителна цел е да бъдат направени сравнения между резултатите от анализите на различни по тип и размер крайни елементи и различни дискретни стъпки във времето [9].

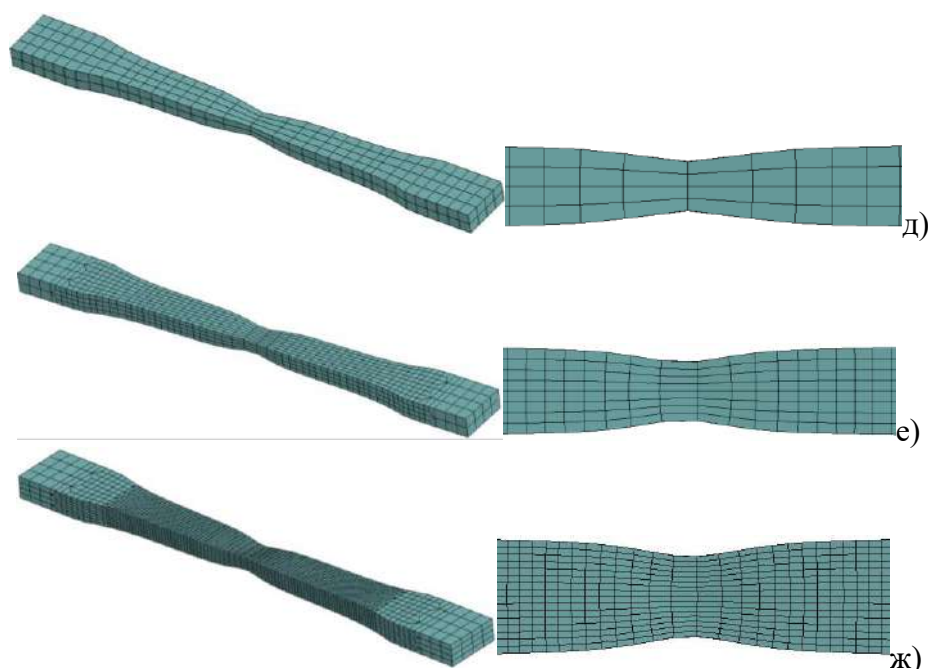
5. Резултати

5.1. Сравнение на формата на деформираните стоманени образци

Всички извършени анализи са имплицитни - [10, 11]. Първата част от обработката на резултатите е визуална оценка на формата на образците непосредствено преди скъсването им. Резултатите, представени в тази точка, са получени от анализи с еднакви параметри (освен геометрията на образците – фиг. 7), при които е използван първоначален вариант на кривата: еквивалентно напрежение – еквивалентна деформация. Тя е некалибрирана, следователно сравнения на геометрични размери на резултатите от числените анализи и експеримента не могат да бъдат извършени. Могат да бъдат направени следните изводи:

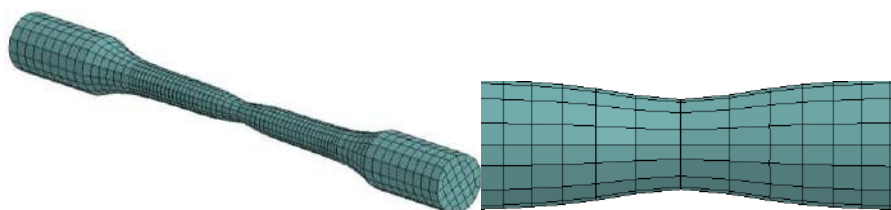
- Резултатите от анализите с всички седем стоманени образци се доближават по форма до получената от опънните изпитвания.
- Колкото по-гъста става мрежата на плоските образци, толкова формата на деформираните образци става по-реалистична; тази тенденция не се наблюдава при облите тела (вж. 5.2, фиг. 9 б).
- Колкото по-гъста става мрежата на плоските образци, толкова по-малка става дължината на работния участък в края на изпитването. Не може да бъде направено подобно твърдение за облите тела.





Фигура 7. Вляво: изометричен изглед на деформиран образец в момента непосредствено преди скъсването му; вдясно: изглед отгоре на участъка от образца, в който се е формирала шийката. Представени са в следния ред: а) образец №1. б) образец №2. в) образец №3. г) образец №4. д) образец №5. е) образец №6. ж) образец №7.

- При сходни размери на крайните елементи, формата на плоски тела се доближава до тази на изпитваните в лаборатория образци в по-голяма степен. За да се докаже това твърдение е извършен анализ с един допълнително моделиран образец №8 – обло пробно тяло, което има сечението на образец №3, но дебелината на крайните елементи е два пъти по-малка (фиг.8). Резултатът показва реалистична форма на шийката, което означава, че еднакво добри резултати могат да бъдат постигнати и с двата типа пробни тела (и съответно с двата вида крайни елементи, които се използват: права призма - правоъгълен паралелепипед и права призма). Разликата се състои в това, че работата по изследването на резултатите при плоските тела е по-лесна (размерът на крайните елементи се намалява за постигане на по-висока точност), докато при облите се изискват повече итерации за постигане на оптимални размери на крайните елементи и съответно по-точни резултати. Важно е да бъде отбелязано също, че плоските тела са много по-лесни за моделиране.



Фигура 8. Вляво: изометричен изглед на деформирания образец №8 в момента непосредствено преди скъсването му. Вдясно: изглед отгоре на участъка от образца, в който се е формирала шийката.

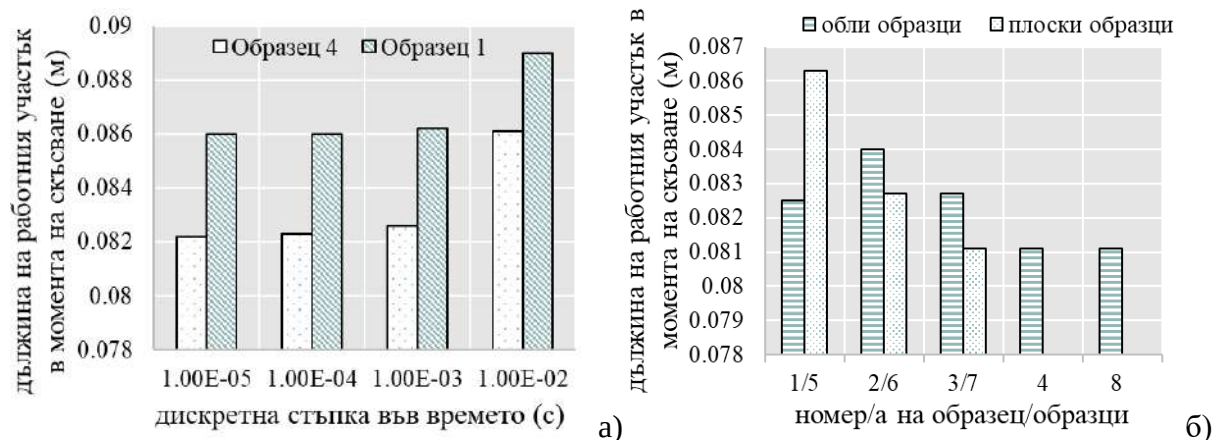
5.2. Сравнение на влиянието на дискретната стъпка във времето и гъстотата на мрежата

В следващите точки е представено влиянието, което два важни параметъра – дискретната стъпка във времето и размерите на крайните елементи, оказват върху резултатите от анализите – таблица.1. Необходимо е да има съответствие между двата параметъра. За всяка гъстота на мрежата съществува граница на дискретната стъпка във времето, която ако бъде надвишена, получените резултати стават нереалистични – с „X“ в таблицата. С „✓“ са отбелязани анализите, при които се получават реалистични резултати. При много гъста мрежа и много малка стъпка, времетраенето на решаването на анализа е прекалено дълго – изисква се десетки пъти повече време в сравнение с най-бързите за изчисление сред останалите анализи.

Таблица 1. Информация на съвместимостта на различни дискретни стъпки във времето с мрежи с различна гъстота

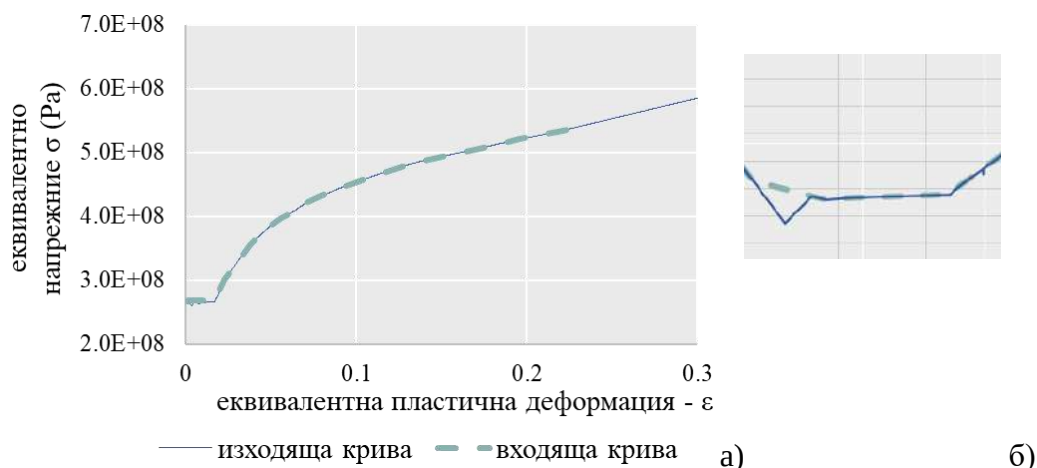
дискретна стъпка във времето (с)	плоски			обли				
	образец 5	образец 6	образец 7	образец 1	образец 2	образец 3	образец 4	образец 8
0.1	X	X	X	X	X	X	X	X
0.01	✓	✓	X	✓	✓	✓	✓	✓
0.001	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
0.0001	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
0.00001	✓	✓	✓ времеемък анализ	✓	✓	✓	✓ времеемък анализ	✓

При промяна на дискретната стъпка във времето и гъстотата на мрежата, точността на резултатите се променя. Колкото повече се намалява стъпката точността се увеличава, като в някакъв момент се достига плато – точността остава една и съща при по-нататъшно намаляване на стъпката (фиг. 9а). Подобен е и ефектът от влиянието на гъстотата на мрежата – при намаляването и, точността се увеличава и в някакъв момент се достига плато (фиг. 9б) (вж. също точка 5.1).



5.3. Сравнение на изходящата крива с входящата

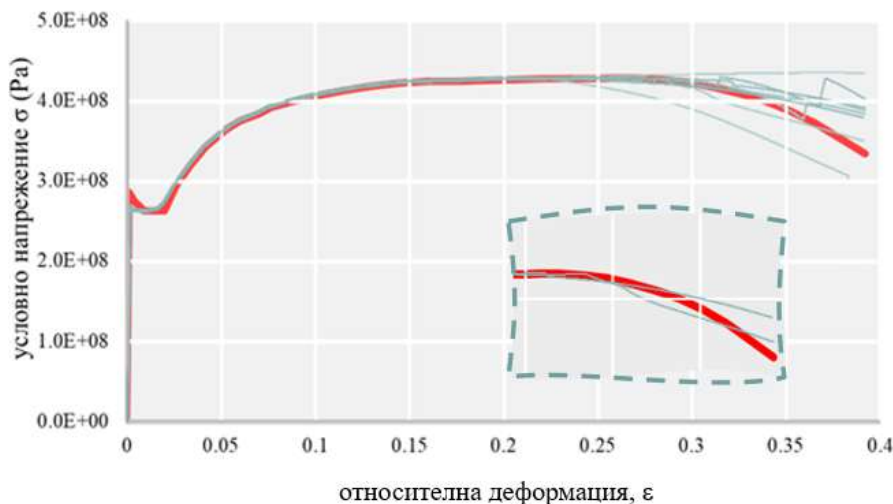
От значение е видът на кривата, която се въвежда в софтуера. Резултатите от анализите показват, че когато тя нараства във времето (или има хоризонтални участъци), се получава пълно припокриване на входящата и изходящата диаграма (фиг. 10а), а когато има участък с отрицателен наклон - графиките не съвпадат (фиг. 10б).



Фигура 10. Сравнение на входяща и изходяща диаграма еквивалентно напрежение - еквивалентна деформация, когато въведената в програмата графика: а) не съдържа участък с отрицателен наклон. б) съдържа участък с отрицателен наклон.

5.4. Калибриране на реалната диаграма:

На фиг. 11 са показани получените условни диаграми от 10 последователни итерации. В увеличен размер в долния десен ъгъл на изображението е поставен участък от графиките, които дават най-добър резултат.



Фигура 11. Итерации от процеса на калибриране (с тънки линии – изходящите условни диаграми при различните итерации; с дебела червена – условна диаграма, записана по време на провеждането на експеримента).

Пълно съвпадение на графиките от симулацията и експеримента не е постигнато – допуснатата грешка е под 5%. Причината е, че удължаването на графиката в LS-DYNA става по права линия, а в действителност липсващият участък не е такава. По-висока точност би могла да бъде постигната при ръчно въвеждане в LS-DYNA на участъка от кривата след образуването на шийката и изпълняване на многократно повече итерации.

Изводи

От резултатите на анализите е видно, че реалистични резултати могат да бъдат постигнати и с двата вида моделирани пробни тела (и съответно с двата вида крайни елементи), но работата с плоските образци е по-лесна. Точността на резултатите се увеличава по два начина - чрез увеличаването на гъстотата на мрежата и намаляването на дискретната стъпка във времето, като за всяка гъстота на мрежата съществува гранична стойност на дискретната стъпка във времето, която не бива да се надвишава. Входящата и изходящата крива се припокриват напълно при всички анализи, при които в първата липсва участък с отрицателен наклон. Калибрирана е реалната диаграма, според която работи материалът - грешката при сравняването на изходящата условна диаграма от симулацията с получената от опънното изпитване е под 5%.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Cowell W. L, Dynamic tests on selected structural steels, 1969.
- [2] Masete M. S., Muchavi N. S., Chikosha S., The effect of specimen geometry on tensile properties of titanium alloy metal sheet, 2018, 5 p.
- [3] Балабанов В., Лилова-Маркова Св., Киндова-Петрова Д., Експериментите в съпротивление на материалите, 2014, 12 - 15 стр.
- [4] Livermore Software Technology Corporation, LS-DYNA Support, From engineering to true strain, true stress; <https://www.dynasupport.com/howtos/material/from-engineering-to-true-strain-true-stress>
- [5] Милков В., Съпротивление на материалите, 2008, 124 стр.
- [6] Livermore Software Technology Corporation, LS-DYNA Keywords user's manual, Volume II, Material models, 2016, 2-180 - 2-186 p.
- [7] Venkatesh Ash., Material modelling from raw data using LS-DYNA; <https://skill-lync.com/student-projects/week-9-material-modeling-from-raw-data-20>
- [8] Andrade F., Erhart T., Good old *MAT_024, 2020, 15-17 p.
- [9] Данков Пл., Обзор на числените методи за анализ на електродинамични структури, 2005, 143 стр.
- [10] The Arup Campus, Implicit analysis using LS-DYNA, 2018; <https://www.youtube.com/watch?v=2IYvybnn9ZQ>
- [11] DYNAmore GmbH, DYNAmore Express: Tips and tricks for successful implicit analysis with LS-DYNA, 2020; https://www.youtube.com/watch?v=7SL321fO7_4

APPLICATION OF THE CONTINUOUS METHOD WITH GANTRY CRANE ON RAILWAY RECONSTRUCTION

Jelena Dimitrijević¹, Zlatko Zafirovski², Biljana Matejević-Nikolić³, Marko Milijić⁴

Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Serbia

Abstract: *There are several applicable methods for railway reconstruction. This work presents continuous method with gantry crane on the specific railway route Matejevac-Svrljig-Knjaževac. It is shown how adaptable continuous method can be in a long gorge with lot of series tunnel-bridge. At great length there were no other approaching roads but railway itself. The route is characteristic, with difficult conditions for machine approach and work. Mentioned method provided good results, but there were some situations that could not be resolved by it. These problems are solved under favour of contractor practise. Other available methods are mention for comparison, with short explanation of their characteristics.*

Key words: *railway reconstruction, continuous method, gantry crane, Matejevac-Svrljig-Knjaževac.*

1. Introduction

Reconstruction and significant repairs on railway, are indispensable when the work on current maintenance cannot ensure safe rail traffic. This usually includes the replacement of all track elements with new ones. Reconstruction is approached on the basis of objective information on the following factors: wear of rails, sleeper's condition, fastening system quality, ballast cleanliness and state of ground, geometry of track, maintenance costs or change of route [1].

There are several methods for railway reconstruction. The most contemporary way for railway renewal is with railway track layer machine. Track layer machines could be intended for construction of completely new track or for renewal. In case of renewal, machine continuously remove old track elements and replace them with new ones. After machine track pass, remains completely formed track. This kind of reconstruction is available for most maintenance service only if rent it. The rental price itself is not small and represents an important factor in choosing a method. Configuration of the terrain itself would not allow the use of this method, as well as the facilities condition on the track [2].

¹ Jelena Dimitrijević, MSc; PhD Student, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia; e-mail: jelena.dimitrijevic@gaf.ni.ac.rs

² Zlatko Zafirovski, Ph.D /Ass Prof., Faculty of Civil Engineering in Skopje, blvd. Partizanski odredi 24, 1000 Skopje, Republic of North Macedonia; e-mail: zafirovski@gf.ukim.edu.mk

³ Biljana Matejević-Nikolić, PhD, Assoc. Prof., The Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Serbia; e-mail: biljana.matejevic@gaf.ni.ac.rs

⁴ Marko Milijić, MSc /section director, Railway maintenance section Niš, Trg Kralja Aleksandra 11, 18000 Niš, Serbia; e-mail: milton_marko@yahoo.com

Unlike the previously mentioned case, continuous method using a gantry crane is much more accessible. According to opinion of persons in charge from Railway maintenance service in Niš, continuous method is more applicable, primarily due to the availability of machines for work, trained staff and the cost of work [1, 2]. Work costs by this method was about 350000,00 €/km, which is twice less than with track laying machine.

There is another method using a Plator crane with similar mechanization, called method of laying finished fields with crane. It is convenient in case of short track closure. Not good because of too many welded rails. In case of renewal of the specified route, a request for long rail section was set, so the use of this method was initially eliminated [1, 2].

2. Continuous method characteristics

This is well-known procedure of renewing the track, when the crane moves on temporary rails that lie on both sides of the track. They are used to place the sleepers and then the rails on them. Generally speaking, there are three phases of reconstruction: preparation works, track laying and final works [1].

Within renovation phases there are following works [2]:

- Old track fields removal,
- Ballast removal,
- Laying new sleepers,
- Sleepers adjustment and rail laying,
- Rail adjustment and tightening of fastening system,
- Rail welding,
- Ballast discharge, undermining and stabilization.

Removal of old track is part of preparation work beside ballast removal. This is usually done by cutting track in fields of certain length (up to 25 m), picked up and removed with self-propelled crane. There are two options for another preparation work, ballast removing. First one is to remove ballast with bulldozer and transport it from track. Second option is ballast sieving with ballast cleaning machine. The next stage of performing works within this method is laying the sleepers with gantry crane. Gantry crane moves on rails that are set from the side of sleepers. It picks up sleepers from wagon for two fields. Operators mount the brackets for every sleeper. Crane moves to first field, puts them down to the ground and releases attachments on every second sleeper. After installing the concrete sleepers, need to set rails by rail manipulator on its place and temporarily fix it with fastening system. Permanent rail fixation is possible after welding of rails. Ballast discharge, undermining and stabilization are final operations in renewal process.

3. Characteristics of the route

This route Matejevac-Svrljig-Knjaževac is single-track 41km long. It is non-electrified. This route has not been reconstructed for a full 60 years. The track was made of S-45 and 49E1 rails on wooden sleepers with "K" type fastening system. All track elements were in very poor condition, which is reflected in the deformation and root of the wooden sleepers, warping and wear of rails, lack of fastening system parts. Ballast was clayey and dirty. The railway grew into vegetation [3].

The most demanding part of the route in terms of accessibility to the terrain and the number of facilities, such as bridges and tunnels, is the Niševac gorge. This stretch is about 13 km and is mostly composed of alternating bridges and tunnels, with the exception of some section. Also, the part of the route that stands out is the Gramada tunnel with a length of 1701,00 m, on section Matejevac-Svrljig.

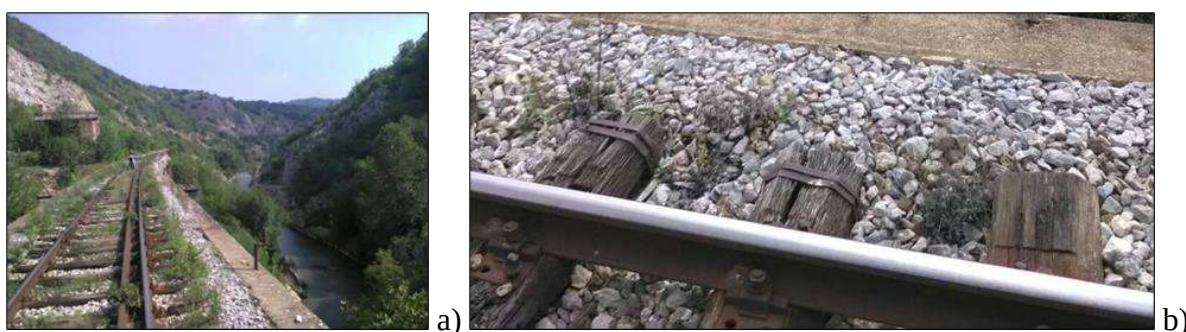


Figure 1. Condition of track and track elements before reconstruction
a) the appearance of the track grid; b) sleepers state (photos by M.Milijić)

The reconstruction project envisages maintaining the position of all tunnels and bridges, because their relocation would greatly increase the cost of reconstruction. The track remains non-electrified and only for that reason the tunnel profile corresponds to the prescribed free profile. This route is characterized by a large number of curves with a radius of 250-900m, with transition curves [3].

Appropriate controls and tests have established that some of facilities on the railway, such as bridges, tunnels, culverts and road crossings were not in a satisfactory condition for use [3]. The condition of these facilities was determined and appropriate repairs were performed before the start of track replacement. This remediation process includes a total of 18 bridges, 13 tunnels and 18 culverts. Also, the reconstruction of 43 road crossings was performed. After reconstruction, trains with an axle weight of 18 tons can run on the railway. Track elements allow a weight of 22.5 tons, but precisely because of the mentioned facilities, only 18 tons are allowed.

When the railway is in described condition, it is not possible to carry out appropriate maintenance measures in order to bring it into a technically correct condition. In this case, the deadline for regular reconstruction of the railway track has long been breached. Even with regular ongoing maintenance, it is not possible to extend the service life of individual route elements for this long. That is why a complete renovation is the only solution [4].

4. Application of gantry crane method

For this method application with full working capacity and according to the specification of the company that performed the works (Company for construction, overhaul and maintenance of railways „ZGOP” a.d. Novi Sad, Serbia), necessary mechanization includes machines shown in the Table 1 [5].

Table 1.

	Mashine name	Num.		Mashine name	Num.
1.	Locomotive DHL 650	1	11.	Ballast plow Solinger SK 73.1	1
2.	Locomotive DHL 300	1	12.	Crane PD 350 3,4	1
3.	MIN DHD 200	2	13.	Wagon plateau for PD 350	3
4.	Geismar excavator KGT-P	1	14.	Trailer SKL	1
5.	VaiaCar excavator V-804	1	15.	MPR Geismar	1
6.	VaiaCar excavator V-504	1	16.	Bulldozer tg80	1
7.	CAT 318	1	17.	Wagon plateau 24m	9
8.	Excavator Donelli	1	18.	Wagon tipper	1
9.	Undercutter RM 76 UHR	1	19.	DHS wagon	4
10.	Tamper VPR 02	1	20.	Wagon for tunnel ventilation	1

Complete process of railway renewing also includes use of rail drilling machine, sleeper's drilling machine, tirfon tensioner, rail cutting saw, chainsaw, autogenous cutting device, generator, devices and plants for the need of management and staff [5].

After the rehabilitation of bridges, tunnels, culverts and road crossings and all elements that are part of railway sub grade, the railway reconstruction is underway. Renovation process begins with old track elements removing. Track grid fields up to 25m long are cut and removed from track by excavator (Fig.2a). The excavator moves on rails and deposits the removed fields by wagons for that purpose. It was noticed, when raising the old track, the most of the sleepers are not even connected to the rails. This required stuff intervention. Mechanization was not enough.



Figure 2. a) old track removing; b) laying new sleepers using a gantry crane PD 350 (photos by M. Milijić)

After old track removing, the installation of new sleepers with fastening system is started. This operation is performed using a gantry crane. For the operation of gantry crane it is necessary to have rails that are installed before that. They are located on the side of old track, which can be seen on Fig. 2. Gantry crane takes prepared sleepers from the wagon and transports them to its position. In one pass, crane covers two fields of sleepers. This process is performed on the length at which the old track was removed.

The specificity in this particular case is reflected at the level of mentioned process in several cases. First, old ballast was not removed before the installation of new fields. It was left as a kind of soil reinforcement during the works. Other specificity is the impossibility of using a crane at the site of Gramada tunnel. The Gramada tunnel does not have enough width for crane entrance. The required width is 3,75m. Instead of crane on mentioned part of railway, two excavators and a trolley were used. In this way, finished track fields were driven into the tunnel and mounted.

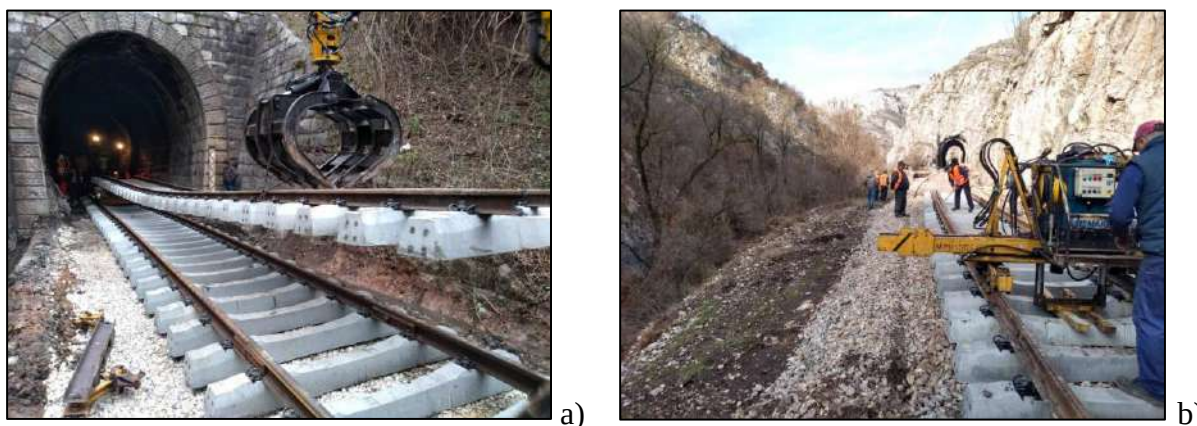


Figure 3. a) tunnel Gramada – track laying with excavator and trolley; b) pulling rails with rail manipulator (MPR) (photos by M. Milijić)

As part of the preparatory works for the reconstruction of track facilities, the correction of drainage system in the Gramada tunnel was performed.

In positions where new sleepers have been laid, the rails used for crane movement are pulled with rail manipulator on the sleepers. Track grid is formed by attaching the rails to sleepers with fastening system after welding. After new track installation, an operation of ballast cleaning followed. Since the ballast was in very bad condition, a large part of it was removed, so it was necessary to add a certain amount. Ballast addition was followed with track setting-up to the projected elevation of rail upper edge with a tamper. This process is repeated, if necessary, after a certain period, more precisely after the settlement of the break stone layer. Another problem must be mention in connection of ballast formation. Almost six months the reconstruction was interrupted in the absence of material for ballast. Such a case would not be possible at all, with the laying machine method. According to the laying machine method, all processes are performed continuously, everything must be provided by shelves and quality [2, 4].

Ballast crushing belongs to the stabilization process and can be done mechanically. In this specific case, the stabilization was carried out gradually, with easy rides, all with accordance with the rulebook for the reconstruction and maintenance of the railways of the Republic of Serbia [4].

Process of renewing also included adequate disposal of old removed elements. In the condition of regular track renewal in the period of 20 do 25 years, certain elements would be reusable at least for railways of a lower rank. Careful selection classifies the removed material as reusable or not. In the shown case, this is not feasible because all elements are in dilapidated condition, so only disposal is considered. Sleepers are temporarily stored on station Svrljig. Rails and fastening system are appropriate disposed to the regeneration process, where it will be determined whether they are for further use or not [1]. Only one part of ballast was used after the sieving. There is no problem with disposing of steel elements. Each of these can be shipped to the smelter, so there is no waste. Unfortunately, this is not the case with sleepers either. When regenerating tracks, wooden sleepers are usually removed. Due to the characteristics way of protecting the sleepers with environmentally unsuitable preparations, it is important to carefully consider the issue of their disposal. It is necessary to store them on dry place, so they do not rot and decay under the influence of the weather. By rotting, sleepers reach the ground and threaten to pollute the soil and groundwater [6].

The regeneration process ends with the formation of a new track. However, this is not enough. It is necessary to be environmentally responsible in any restoration method. Today, the track renewal process is fully mechanized and its refinement is reflected in the finesse. The future, however, is precisely our comprehensively responsible behavior towards nature and the environment, during the entire regeneration process. In this regard, one should think about the responsible disposal of all elements of the old track.

Conclusion

Compared to other methods and renewal systems, the gantry crane method is best adapted to field conditions. From the aspect of prescribed operations at the beginning of work, there are deviations. They are results of a specific problem. At Gramada tunnel stretch, the gantry crane method could not be applied, due to small width of tunnel. Also, the operations of installing ballast and new sleepers have been rotated. That is why this method is very good because, if necessary, the order of individual operations can be changed. That would not be possible using track laying machine. Also, the economic aspect should not be ignored, because it is clear how it plays a crucial role in choosing the way of performing and construction system, even in condition without special restriction.

The disadvantage of this method in relation to the track laying machine method is the speed. With the track laying machine, all track elements are installed in one pass of machine, and with the gantry crane only after a set of several types of operations.

It is imposed to comment that the case of the gravel lack in favor of the gantry crane method, because as we said, no process would be possible with a laying machine in such a way. The general conclusion may be: It is much easier to adapt to such conditions by the portal crane method than by the laying machine method.

REFERENCES

- [1] Tomićić-Torlaković M., Održavanje železničkih pruga, Univerzitet u Beogradu, Beograd, 1998, (ISBN: 978-615-5298-69-1) (in Serbian).
- [2] Fischer S., Eller B., Kada Z., Nemeth A., Railway construction, Universitas-Győr Nonprofit KFT., Győr, 2015, (ISBN: 978-615-5298-69-1) (in English).
- [3] Izveštaj o stanju pruge na deonici Matejevac-Svrljig-Knjaževac i predlog rešenja za rekonstrukciju, Saobraćajni institut CIP Beograd, 2019.
- [4] Direkcija za železnice : Pravilnik o tehničkim uslovima i održavanju gornjeg stroja pruga, Službeni glasnik RS, 2016.
- [5] Dinamički plan rada (gantogram i mrežni plan) za obnovu pruge Matejevac-Svrljig-Knjaževac , ZGOP Novi Sad
- [6] Vo P.T., Ngo H.H., Guo W., Zhou J.L., Listowski A., Du B., Wei Q., Bui X.T., Stormwater quality management in rail transportation- Past, present and future, Science of the Total Environment, 512-513, 2015, 353-363.