



UNIVERZITET U NOVOM SADU
FAKULTET TEHNIČKIH NAUKA U
NOVOM SADU



Igor Džolev

**NELINEARNA TERMO-MEHANIČKA
ANALIZA PONAŠANJA
ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH
KONSTRUKCIJA U USLOVIMA POŽARNIH
DEJSTAVA**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Mentori:

Prof. dr Meri Cvetkovska

Prof. dr Vlastimir Radonjanin

Novi Sad, 2018.



КЉУЧНА ДОКУМЕНТАЦИЈСКА ИНФОРМАЦИЈА

Редни број, РБР:	
Идентификациони број, ИБР:	
Тип документације, ТД:	Монографска документација
Тип записа, ТЗ:	Текстуални штампани материјал
Врста рада, ВР:	Докторска дисертација
Аутор, АУ:	Игор Џолев
Ментор, МН:	Проф. др Мери Цветковска; Проф. др Властимир Радоњанин
Наслов рада, НР:	Нелинеарна термо-механичка анализа понашања армиранобетонских оквирних конструкција у условима пожарних дејстава
Језик публикације, ЈП:	Српски
Језик извода, ЈИ:	Српски/Енглески
Земља публикација, ЗП:	Република Србија
Уже географско подручје, УГП:	Војводина
Година, ГО:	2018.
Издавач, ИЗ:	Ауторски репринт
Место и адреса, МА:	Нови Сад, Трг Доситеја Обрадовића 6
Физички опис рада, ФО: (поглавља/страна/ цитата/табела/слика/графика/прилога)	10/249/184/17/281/-/4
Научна област, НО:	Грађевинско инжењерство
Научна дисциплина, НД:	Теорија конструкција
Предметна одредница/Кључне речи, ПО:	армиранобетонске оквирне конструкције, пренос топлоте, термо-механичка нумеричка анализа, пожарна отпорност, Еврокод стандарди
УДК	
Чува се, ЧУ:	Библиотека ФТН
Важна напомена, ВН:	
Извод, ИЗ:	Савремене методе процене понашања конструкција у условима пожарних дејстава заснивају се на развоју сложених нумеричких модела. У оквиру дисертације, рачунски модели развијени су коришћењем комерцијалног програмског пакета ANSYS Workbench 16.0. Валидација и верификација модела спроведени су на основу резултата експерименталних и нумеричких истраживања доступних у литератури. Параметарском анализом, утврђен је утицај пожарног сценарија, типа агрегата за справљање бетонске мешавине, почетног нивоа оптерећења и претходног утицаја сеизмичког дејства, на одговор армиранобетонских оквирних конструкција у току пожара.
Датум прихватања теме, ДП:	
Датум одбране, ДО:	
Чланови комисије, КО:	Председник: др Ђорђе Лађиновић, ред. проф. Члан: др Мирјана Малешев, ред. проф. Члан: др Андрија Рашета, доцент Члан, ментор: др Властимир Радоњанин, ред. проф. Члан, ментор: др Мери Цветковска, ред. проф.
	Потпис ментора



KEY WORDS DOCUMENTATION

Accession number, ANO :	
Identification number, INO :	
Document type, DT :	Monographic publication
Type of record, TR :	Textual printed material
Contents code, CC :	Doctoral dissertation
Author, AU :	Igor Džolev
Mentor, MN :	Prof. Dr. Meri Cvetkovska; Prof. Dr. Vlastimir Radonjanin
Title, TI :	Nonlinear thermo-mechanical analysis of the behavior of reinforced concrete frame structures subjected to fire
Language of text, LT :	Serbian
Language of abstract, LA :	Serbian/English
Country of publication, CP :	Republic of Serbia
Locality of publication, LP :	Vojvodina
Publication year, PY :	2017
Publisher, PB :	Author's reprint
Publication place, PP :	Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6
Physical description, PD : (chapters/pages/ref./tables/pictures/graphs/appendixes)	10/249/184/17/281/-/4
Scientific field, SF :	Civil Engineering
Scientific discipline, SD :	Theory of Structures
Subject/Key words, S/KW :	reinforced concrete frame structures, heat transfer, thermo-mechanical numerical analysis, fire resistance, Eurocode standards
UC	
Holding data, HD :	Library of the Faculty of Technical Sciences
Note, N :	
Abstract, AB :	Contemporary methods for assessing the structural behavior under conditions of fire actions are based on the development of advanced numerical models. In the framework of dissertation, computational models are developed using commercial software package ANSYS Workbench 16.0. Validation and verification of the models are carried out based on the results of experimental and numerical research available in the literature. Parametric analysis is used to determine the influence of fire scenario, type of aggregate used for preparation of concrete mix, initial load level and the previous effect of seismic action, on the response of reinforced concrete frame structures during fire.
Accepted by the Scientific Board on, ASB :	
Defended on, DE :	
Defended Board, DB :	President: Đorđe Lađinović, PhD, full professor
	Member: Mirjana Malešev, PhD, full professor
	Member: Andrija Rašeta, PhD, assistant professor
	Member, Mentor: Vlastimir Radonjanin, PhD, full professor
	Member, Mentor: Meri Cvetkovska, PhD, full professor

Nelinearna termo-mehanička analiza ponašanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija u uslovima požarnih dejstava

Doktorska disertacija. Fakultet tehničkih nauka. Univerzitet u Novom Sadu

Rezime

Savremene metode procene ponašanja konstrukcija u uslovima požarnih dejstava, pored eksperimentalnih istraživanja, zasnivaju se i na razvoju složenih numeričkih modela, kojima se, uz zadovoljavajući stepen aproksimacije, mogu predstaviti termo-mehanički odgovori konstrukcija u toku požara.

Dejstvo požara se klasifikuje u incidentna dejstva. Usled izrazitih termičkih i mehaničkih uticaja koji se pri tome razvijaju u presecima i elementima nosača, konstrukcija prevazilazi linearan odgovor, zbog čega je neophodno sprovođenje nelinearne vremenske analize, kako bi se utvrdio stepen oštećenja i kvantifikovale nelinearne deformacije.

U okviru disertacije, računski modeli razvijeni su korišćenjem komercijalnog programskog paketa ANSYS Workbench 16.0, zasnovanog na metodi konačnih elemenata. Fizička, termička i mehanička svojstva materijala koji sačinjavaju konstrukciju, usvojena su prema važećim Evrokod standardima, za upotrebu u okviru naprednih modela proračuna. Nelinearnost numeričkog proračuna obuhvaćena je promenom termo-mehaničkih svojstava materijala pri povišenim temperaturama, proračunom prenosa toplote zasnovanim na procesima kondukcije, konvekcije i radijacije, i degradacijom materijala pri povišenim temperaturama i razvojem nepovratnih, plastičnih deformacija. Validacija i verifikacija numeričkog modela, sprovedeni su na osnovu rezultata eksperimentalnih i numeričkih istraživanja dostupnih u literaturi. Parametarskom analizom, izvršena je procena uticaja pojedinih parametara na termo-mehanički odgovor armiranobetonskih okvirnih konstrukcija: požarnog scenarija, tipa agregata za spravljanje betonske mešavine i početnog nivoa opterećenja. Kako su veliki zemljotresi često praćeni brojnim požarima, najčešće uzrokovanim oštećenjima na energetske sistemima i instalacijama u okviru objekata, predložen je metod procene odgovora konstrukcije na dejstvo požara, nakon neposrednog prethodnog uticaja seizmičkog dejstva. Uticaj zemljotresa analiziran je za dva nivoa seizmičkog dejstva, izražena preko maksimalnog ubrzanja tla, sa komparacijom odgovora konstrukcije u odnosu na dejstvo samo požara na konstrukciju, bez zemljotresa. Odgovor konstrukcije procenjen je na bazi temperaturnog razvoja u elementima betona i armature, pomeranjima koja nastaju u toku požara, silama u karakterističnim poprečnim presecima, i dostignutim naponima i dilatacijama u nosećim elementima armature.

Na osnovu sprovedenih analiza, može se zaključiti da predloženi numerički model može pouzdano da se primeni u analizi odgovora okvirnih armiranobetonskih konstrukcija, izloženih dejstvu standardnih i parametarskih tipova požara, sa ili bez prethodnog seizmičkog dejstva na konstrukciju. Međutim, specifičnost fenomena fizičke pojave, nedostatak obimne baze rezultata eksperimentalnih istraživanja, kao i kompleksnost numeričkog proračuna, u smislu zahteva procesorskog vremena, predstavljaju budući izazov razvoju modela i implementaciji u okviru savremene građevinske prakse.

Ključne reči: armiranobetonske okvirne konstrukcije, prenos toplote, termo-mehanička numerička analiza, požarna otpornost, Evrokod standardi

Nonlinear thermo-mechanical analysis of the behavior of reinforced concrete frame structures subjected to fire

Doctoral dissertation. Faculty of Technical Sciences. University of Novi Sad

Abstract

Contemporary methods for assessing the structural behavior under conditions of fire actions, in addition to experimental research, are based on the development of advanced numerical models, which, with a satisfactory degree of approximation, are able to present the thermo-mechanical structural response during fire.

Fire action is classified as accidental. Due to severe thermal and mechanical effects, that are developing in the cross-sections and elements, linear response of the structure is exceeded and nonlinear transient analysis is necessary to be conducted, to determine the level of damage and to quantify nonlinear deformations.

In the framework of the dissertation, computational models are developed using the commercial software package ANSYS Workbench 16.0, based on the finite element method. Physical, thermal and mechanical properties of materials forming the structure are adopted according to the current Eurocode standards, for use in advanced modelling calculations. Nonlinearity of the numerical calculation is comprehended by the change in thermo-mechanical properties of materials at elevated temperatures, heat transfer based on the processes of conduction, convection and radiation, and the degradation of materials at elevated temperatures and the development of irreversible, plastic deformations. Validation and verification of the numerical model are carried out based on the results of experimental and numerical research available in the literature. Parametric analysis is used to determine the influence of certain parameters on the thermo-mechanical response of reinforced frame structures: fire scenario, type of aggregate used for preparation of concrete mix and initial load level. Since large earthquakes are often followed by numerous fires, as a consequence of damages to the power systems and networks within the buildings, a method for assessing the structural response is proposed, in case of fire developing immediately after earthquake. The impact of the earthquake is analyzed for two levels of seismic action, expressed through peak ground acceleration, comparing the structural response with respect to the scenario of only fire occurring, without earthquake. Structural response is assessed based on the temperature evolution in concrete and reinforcement elements, developed deformations during fire, internal forces in critical cross-sections, and on the achieved stresses and strains in structural bearing reinforcement elements.

Based on the conducted analyses, it can be concluded that proposed numerical model can be reliably applied in the response analysis of reinforced concrete frame structures, exposed to standard and parametric fire types, with or without the prior seismic effect on the structure. However, the specificity of the physical phenomenon, the lack of extensive database on the results of experimental research, and the complexity of numerical calculations, in terms of computational time demand, pose the future challenge in model development and implementation within the contemporary civil engineering practice.

Key words: reinforced concrete frame structures, heat transfer, thermo-mechanical numerical analysis, fire resistance, Eurocode standards

Sadržaj

1	UVOD.....	1
1.1	PREDMET I PROBLEM ISTRAŽIVANJA	2
1.2	PREGLED AKTUELNOG STANJA U OBLASTI	3
1.3	CILJEVI I POTREBA ZA ISTRAŽIVANJEM	6
1.4	METODE ISTRAŽIVANJA.....	6
1.5	HIPOTEZE ISTRAŽIVANJA.....	7
1.6	KRATAK PRIKAZ SADRŽAJA RADA	7
2	POŽAR KAO FENOMEN I POŽARNI SCENARIJI.....	9
2.1	REALNI POŽARI	9
2.2	NOMINALNE KRIVE POŽARA	12
2.3	"PRIRODNI" POŽARI – PARAMETARSKE KRIVE ZA ZGRADE	15
2.4	VIŠEZONSKI & CFD MODELI (RAČUNSKI MODELI DINAMIKE FLUIDA)	20
3	TERMIČKA SVOJSTVA ARMIRANOG BETONA PRI POVIŠENIM TEMPERATURAMA	23
3.1	TOPLOTNA DIFUZIJA	23
3.2	TOPLOTNA PROVODLJIVOST	25
3.3	GUSTINA	28
3.4	SPECIFIČNA TOPLOTA.....	30
4	MEHANIČKA SVOJSTVA ARMIRANOG BETONA PRI POVIŠENIM TEMPERATURAMA	35
4.1	ODNOS NAPON/DILATACIJA I PROJEKTOVANJE BETONSKE MEŠAVINE	36
4.2	MODUO ELASTIČNOSTI	44
4.3	PRITISNA ČVRSTOĆA	46
4.4	KOEFICIJENT TERMIČKOG ŠIRENJA	47
5	METOD KONAČNIH ELEMENATA (MKE) U TERMO-MEHANIČKOJ ANALIZI KONSTRUKCIJA.....	51
5.1	ELEMENTI KORIŠĆENI ZA PRORAČUN TERMIČKOG ODGOVORA KONSTRUKCIJE	52
5.2	ELEMENTI KORIŠĆENI ZA PRORAČUN MEHANIČKOG ODGOVORA KONSTRUKCIJE.....	54
5.3	MODELIRANJE PRSLINA U BETONU	56
5.4	MODELIRANJE DROBLJENJA BETONA	58
5.5	STVARNA I INŽENJERSKA VEZA NAPON-DILATACIJA	64
6	NUMERIČKA ANALIZA PONAŠANJA OKVIRNIH KONSTRUKCIJA U USLOVIMA POŽARA	65
6.1	VALIDACIJA TERMIČKOG RAČUNSKOG MODELA	67
6.2	VALIDACIJA TERMO-MEHANIČKOG RAČUNSKOG MODELA.....	69
6.3	MODELIRANJE KONSTRUKCIJE ARMIRANOBETONSKOG OKVIRA.....	71
6.4	ODGOVOR KONSTRUKCIJE NA DEJSTVO POŽARA	75
6.5	UTICAJ POŽARNOG SCENARIJA NA ODGOVOR KONSTRUKCIJE	88
6.6	UTICAJ TIPRA AGREGATA NA ODGOVOR KONSTRUKCIJE	93
6.7	UTICAJ POČETNOG NIVOA OPTEREĆENJA NA ODGOVOR KONSTRUKCIJE.....	96
7	KOMBINOVANI UTICAJ SEIZMIČKOG I POŽARNOG HAZARDA NA ODGOVOR KONSTRUKCIJE....	101
7.1	UTICAJ MATERIJALNOG MODELA ARMIRANOG BETONA NA SEIZMIČKI ODGOVOR KONSTRUKCIJE	102
7.2	ODREĐIVANJE PARAMETARSKE POŽARNE KRIVE ZA ODGOVARAJUĆI POŽARNI SEKTOR.....	108
7.3	NUMERIČKA ANALIZA KOMBINOVANOG DEJSTVA ZEMLJOTRESA I POŽARA	111

8	ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI	127
8.1	OPŠTE NAPOMENE	127
8.2	ZAKLJUČCI	128
8.3	PRAVCI DALJIH ISTRAŽIVANJA	131
9	LITERATURA.....	133
10	PRILOZI.....	141
10.1	PRILOG A: KOMBINACIJE DEJSTAVA ZA ODREĐIVANJE TERMO-MEHANIČKOG ODGOVORA AB OKVIRA	141
10.2	PRILOG B: TERMIČKA I MEHANIČKA SVOJSTVA MATERIJALA	142
10.3	PRILOG C: KARAKTERISTIČNI REZULTATI POŽARNE ANALIZE AB OKVIRA.....	146
10.4	PRILOG D: KARAKTERISTIČNI REZULTATI SEIZMIČKE I POŽARNE ANALIZE AB OKVIRA.....	200
	SPISAK PUBLIKACIJA.....	225
	BIOGRAFIJA	227

Lista slika

Slika 2.1 Požarni trougao (Denoël, 2007)	10
Slika 2.2 Razvoj požara u zgradama (CEB-FIP, 1999).....	11
Slika 2.3 Dijagram nominalnih krivih temperatura-vreme (Cvetkovska, 2002)	15
Slika 2.4 Promena temperature čeličnog stuba za različite faze hlađenja požara (Magnusson & Thelandersson, 1970)	16
Slika 2.5 Dijagrami temperatura-vreme gasova za tip konstrukcije A (beton, opeka i laki beton) i koeficijent otvora 0.02 m ^{1/2} , za različita požarna opterećenja (Magnusson & Thelandersson, 1970)	17
Slika 2.6 Procena izloženosti požaru korišćenjem ekvivalentnog vremena požarnog dejstva (Kordina, 1991)	19
Slika 2.7 Poređenje rezultata ispitivanja i predloženih krivih prema EN 1991-1-2 (Lennon & Moore, 2003)	19
Slika 3.1 Uticaj temperature na toplotnu difuziju betona (Bažant & Kaplan, 1996).....	24
Slika 3.2 Uticaj temperature na promenu toplotne difuzije betona (CEB-FIP, 2007)	24
Slika 3.3 Toplotna provodljivost betona sa različitim agregatima, koji nisu prethodno osušeni (Bažant & Kaplan, 1996)	26
Slika 3.4 Uticaj temperature na toplotnu provodljivost zasićenog betona (CEB-FIP, 2007)	26
Slika 3.5 Uticaj prvog zagrevanja (a) i hlađenja (b) i naknadnog (sledećeg) zagrevanja (c) na toplotnu provodljivost betona (CEB-FIP, 2007)	27
Slika 3.6 Toplotna provodljivost betona (EN 1992-1-2, 2004)	28
Slika 3.7 Toplotna provodljivost čelika za armiranje (EN 1993-1-2, 2002).....	28
Slika 3.8 Promena mase betona sa različitim agregatom u funkciji temperature (Kodur V. , 2014)	29
Slika 3.9 Promena mase betona u odnosu na početnu masu u zavisnosti od agregata: levo – kvarcit i bazalt, desno – krečnjak (Bažant & Kaplan, 1996)	29
Slika 3.10 Specifična toplota betona u zavisnosti od temperature (Kodur V. , 2014).....	31
Slika 3.11 Uticaj temperature na specifičnu toplotu betona izuzimajući uticaje latentne toplote iznad 200 °C (CEB-FIP, 2007)	31
Slika 3.12 Specifična toplota betona u zavisnosti od temperature i sadržaja vlage (EN 1992-1-2, 2004)	32
Slika 3.13 Specifična toplota čelika u zavisnosti od temperature (EN 1993-1-2, 2002).....	33
Slika 4.1 Pojednostavljena prezentacija fizičko-hemijskih procesa betona u toku zagrevanja – „termometar“ analogija (CEB-FIP, 2007)	36
Slika 4.2 Veza napon-dilatacija betona normalne čvrstoće pri povišenim temperaturama (Kodur V. , 2014)	37
Slika 4.3 Veza napon-dilatacija za pritisnuti beton pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)	38
Slika 4.4 Koeficijent redukcije čvrstoće betona pri zatezanju pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)	39
Slika 4.5 Model betona pri zatezanju (Markovič, Krauberger, Saje, Planinc, & Bratina, 2013)	41
Slika 4.6 Krive napon-dilatacija za čelik A36 pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007).....	42
Slika 4.7 Promena normalizovane čvrstoće čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007).....	42
Slika 4.8 Dijagram napon-dilatacija za čelik pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002).....	43
Slika 4.9 Koeficijenti redukcije za vezu napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)	44

Slika 4.10 Promena modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Bažant & Kaplan, 1996)	45
Slika 4.11 Redukcija modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007)	45
Slika 4.12 Redukcija modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Persson, 2003)	46
Slika 4.13 Varijacija čvrstoće betona usled termalne ekspanzije vode pri temperaturi od 80 °C i ponovno povećanje čvrstoće pri temperaturama do 200 °C usled gubitka vlage (CEB-FIP, 2007)	46
Slika 4.14 Koeficijent termičkog širenja betona (Phan, McAllister, Gross, & Hurley, 2010)	48
Slika 4.15 Promena termičke dilatacije pri povišenoj temperaturi (EN 1992-1-2, 2004)	48
Slika 4.16 Promena koeficijenta termičkog širenja čelika za armiranje pri povišenoj temperaturi (Willam, Xi, Lee, & Kim, 2009)	49
Slika 4.17 Promena termičke dilatacije čelika za armiranje pri povišenoj temperaturi (EN 1992-1-2, 2004)	49
Slika 4.18 Koeficijent termičkog širenja betona i čelika prema EN 1992-1-2 i EN 1993-1-2	50
Slika 5.1 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem prostornog konačnog elementa SOLID70	53
Slika 5.2 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK33	53
Slika 5.3 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem prostornog konačnog elementa SOLID65	54
Slika 5.4 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK180	55
Slika 5.5 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK180	55
Slika 5.6 Čvrstoća isprskaloga betona	56
Slika 5.7 Površina loma u prostoru glavnih napona	61
Slika 5.8 Profil površine loma	62
Slika 5.9 Površina loma u ravni glavnih napona za približno dvoaksijalno stanje napona	63
Slika 6.1 Geometrija analizirane trodimenzionalne okvirne konstrukcije	65
Slika 6.2 Statički model analiziranih armiranobetonskih ramova	66
Slika 6.3 Poprečni preseki i usvojena armatura stubova i greda	66
Slika 6.4 Poređenje temperaturnih profila nakon 60, 90 i 120 minuta (levo) Aneks A EN 1992-1-2 i (desno) MIDAS NFX	68
Slika 6.5 Poređenje temperaturnih profila nakon 60, 90 i 120 minuta (levo) Aneks A EN 1992-1-2 i (desno) ANSYS	68
Slika 6.6 Ispitivani gredni nosač korišćen pri validaciji numeričkog modela	69
Slika 6.7 Mreže konačnih elemenata za beton i armaturu za 1/4 modela gredog nosača korišćenog pri validaciji numeričkog modela	69
Slika 6.8 Poređenje registrovanih (eksperimentalnih) i računskih temperatura korišćenjem programa ABAQUS (Kodur & Agrawal, 2016) i predloženog modela razvijenog u programu ANSYS	70
Slika 6.9 Poređenje registrovanih i računskih ugiba sredine grednog nosača korišćenjem programa ABAQUS (Kodur & Agrawal, 2016) i predloženog modela razvijenog u programu ANSYS	70
Slika 6.10 Analizirani model armiranobetonskih ramova usvajanjem dve ravni simetrije	71
Slika 6.11 Dodatno stalno i povremeno opterećenje armiranobetonskog okvira za slučaj P2O5S	74
Slika 6.12 Temperaturni profili stuba 40/40 cm izloženog standardnom ISO 834 požaru sa svih strana	76
Slika 6.13 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane	77
Slika 6.14 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana	78
Slika 6.15 Razvoj temperature u šipkama armature u stubu izloženom standardnom ISO 834 požaru sa svih strana	79
Slika 6.16 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane	79

Slika 6.17 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana.....	79
Slika 6.18 Oznake preseka	80
Slika 6.19 Oznake podužnih šipki armature	80
Slika 6.20 Temperaturni razvoj na neizloženoj površini betona za proveru kriterijuma izolovanosti	81
Slika 6.21 Ukupna pomeranja okvira tokom standardnog požara	82
Slika 6.22 Vertikalno pomeranje vrha izloženih stubova	82
Slika 6.23 Maksimalno horizontalno pomeranje.....	83
Slika 6.24 Ukupna normalna sila u preseku B2'2	83
Slika 6.25 Normalna sila u betonu i armaturi u preseku B2'2.....	84
Slika 6.26 Promena momenata savijanja u presecima greda izloženih požaru	84
Slika 6.27 Moment savijanja u betonu i armaturi u preseku B2'2	85
Slika 6.28 Normalna sila u betonu i armaturi u preseku C12	85
Slika 6.29 Promena momenata savijanja u presecima krajnjih stubova izloženih požaru.....	85
Slika 6.30 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u preseku B1.....	86
Slika 6.31 Promena napona u toku vremena za podužne šipke armature u preseku B2'2.....	86
Slika 6.32 Promena ukupne mehaničke dilatacije u toku vremena za podužne šipke armature u preseku B2'2	87
Slika 6.33 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u preseku B2'2	87
Slika 6.34 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u kritičnom preseku grede B2	87
Slika 6.35 Razvoj plastičnih dilatacija u toku vremena za podužne šipke armature u preseku C2'1	88
Slika 6.36 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija	89
Slika 6.37 Maksimalna horizontalna pomeranja za različite tipove požarnih scenarija.....	90
Slika 6.38 Maksimalna horizontalna pomeranja nakon 1, 2, 3 i 4h trajanja požara, za različite tipove požarnih scenarija.....	90
Slika 6.39 Vertikalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija	91
Slika 6.40 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na trećoj etaži - P3O5S.....	91
Slika 6.41 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na drugoj etaži - P2O5S.....	92
Slika 6.42 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na prvoj etaži - P1O5S.....	92
Slika 6.43 Relativne vertikalne deformacije greda opožarenih sa donje i bočnih strana.....	93
Slika 6.44 Relativne vertikalne deformacije greda opožarenih sa gornje strane	93
Slika 6.45 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija, za karbonatni tip agregata	94
Slika 6.46 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na trećoj etaži - P3O5C i P3O5S.....	94
Slika 6.47 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na drugoj etaži - P2O5C i P2O5S.....	95
Slika 6.48 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na prvoj etaži - P1O5C i P1O5S	95
Slika 6.49 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i različite požarne scenarije	96
Slika 6.50 Maksimalni relativni ugibi greda za karbonatni i silikatni tip agregata i različite požarne scenarije	96
Slika 6.51 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za karbonatni tip agregata i slučaj delovanja 80% povremenog opterećenja.....	97
Slika 6.52 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na trećoj etaži - P3O5C i P3O8C	97
Slika 6.53 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na drugoj etaži - P2O5C i P2O8C	98
Slika 6.54 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na prvoj etaži - P1O5C i P1O8C	98
Slika 6.55 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i različite požarne scenarije	98

Slika 6.56 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na trećoj etaži - P3O5C i P3O8C.....	99
Slika 6.57 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na drugoj etaži - P2O5S i P2O8C.....	99
Slika 6.58 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na prvoj etaži - P1O5S i P1O8C.....	99
Slika 6.59 Relativna razlika ugiba uporednih greda za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i različite požarne scenarije	100
Slika 7.1 Veza između napona i dilatacija za beton C30/37 prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2	102
Slika 7.2 Geometrija okvira, usvojena armatura i kombinacija gravitacionog opterećenja za seizmičko dejstvo	103
Slika 7.3 3D ANSYS 16.0 mreža konačnih elemenata, korišćenjem ravanske simetrije: (levo) SOLID65 KE za beton i (desno) LINK180 za armaturu	103
Slika 7.4 Pushover krive dobijene korišćenjem različitih programa za materijalne modele prema EN 1992-1-1.....	104
Slika 7.5 Pushover krive dobijene korišćenjem različitih programa za materijalne modele prema EN 1992-1-2.....	104
Slika 7.6 Pushover krive sa ciljnim pomeranjima za materijalni modela prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2.....	105
Slika 7.7 Poređenje napona u betonu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2	105
Slika 7.8 Poređenje dilatacija u betonu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	106
Slika 7.9 Poređenje dijagrama napon-dilatacija za armaturu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	106
Slika 7.10 Poređenje napona u betonu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	106
Slika 7.11 Poređenje dilatacija u betonu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	106
Slika 7.12 Poređenje dijagrama napon-dilatacija za armaturu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	107
Slika 7.13 Poređenje šeme razvoja prslina pri ciljnom pomeranju: (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2.....	107
Slika 7.14 Standardna i parametarska požarna kriva, prema (EN 1991-1-2, 2002).....	110
Slika 7.15 Statički sistem okvira, dodatno stalno i povremeno opterećenje, i usvojena podužna i poprečna armatura u karakterističnim presecima okvira.....	111
Slika 7.16 Poređenje razvoja spoljašnje temperature i maksimalne temperature elemenata okvira u analiziranom vremenu trajanja požara	112
Slika 7.17 Temperaturni profili stuba 40/40 cm izloženog standardnom ISO 834 požaru sa svih strana	113
Slika 7.18 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane.....	114
Slika 7.19 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana.....	115
Slika 7.20 Razvoj temperature u šipkama armature u stubu izloženom parametarskom požaru sa svih strana	116
Slika 7.21 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj parametarskom požaru sa gornje strane	116
Slika 7.22 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj parametarskom požaru sa donje i sa bočnih strana	116
Slika 7.23 Temperaturni razvoj u stubu izloženom požaru sa svih strana posle 30, 60, 120 i 240 minuta	117

Slika 7.24 Temperaturni razvoj u gredi izloženoj požaru sa gornje strane posle 30, 60, 120 i 240 minuta.....	117
Slika 7.25 Temperaturni razvoj u gredi izloženoj požaru sa donje i bočnih strana posle 30, 60, 120 i 240 minuta.....	117
Slika 7.26 Temperaturni razvoj na neizloženoj površini betona za proveru kriterijuma izolovanosti.....	118
Slika 7.27 Horizontalna deformacija okvira pri dostignutim ciljnim pomeranjima i nakon bočnog rasterećenja.....	118
Slika 7.28 Pushover krive do ciljnog opterećenja sa rasterećenjem za slučajeve seizmičkog dejstva 0,2 i 0,3 g.....	119
Slika 7.29 Šeme prslina u betonu pri ciljnom pomeranju.....	119
Slika 7.30 Seizmički odgovor armature u preseku stuba 1-1.....	120
Slika 7.31 Seizmički odgovor armature u preseku grede 2-2.....	120
Slika 7.32 Maksimalna pomeranja za dva požarna scenarija i direktnu izloženost požaru.....	121
Slika 7.33 Maksimalna horizontalna pomeranja.....	122
Slika 7.34 Maksimalna vertikalna pomeranja.....	122
Slika 7.35 Vertikalno pomeranje vrhova stubova u toku požara.....	122
Slika 7.36 Relativni ugib greda koje okružuju požarni sektor sa gornje strane.....	123
Slika 7.37 Razvoj napona u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1.....	123
Slika 7.38 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1.....	124
Slika 7.39 Razvoj elastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1.....	124
Slika 7.40 Razvoj ukupnih mehaničkih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1.....	124
Slika 7.41 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1.....	124
Slika 7.42 Razvoj napona u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2.....	125
Slika 7.43 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2.....	125
Slika 7.44 Razvoj elastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2.....	126
Slika 7.45 Razvoj ukupnih mehaničkih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2.....	126
Slika 7.46 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2.....	126
Slika 10.1 Termička svojstva betona klase C30/37.....	142
Slika 10.2 Termička svojstva čelika klase S500 C.....	142
Slika 10.3 Mehanička svojstva betona klase C30/37.....	143
Slika 10.4 σ - ϵ dijagram za beton klase C30/37.....	144
Slika 10.5 Mehanička svojstva čelika klase S500 C.....	145
Slika 10.6 σ - ϵ dijagram za čelik klase S500 C.....	145
Slika 10.7 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P105S.....	146
Slika 10.8 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P105S.....	146
Slika 10.9 Deformacija okvira - X pravac - analiza P105S.....	147
Slika 10.10 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P105S.....	147
Slika 10.11 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P105S.....	147
Slika 10.12 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P105S.....	148
Slika 10.13 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P105S.....	149
Slika 10.14 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P105S.....	150
Slika 10.15 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P105S.....	151
Slika 10.16 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P105C.....	152
Slika 10.17 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P105C.....	152
Slika 10.18 Deformacija okvira - X pravac - analiza P105C.....	153
Slika 10.19 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P105C.....	153
Slika 10.20 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P105C.....	153
Slika 10.21 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P105C.....	154
Slika 10.22 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P105C.....	155
Slika 10.23 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P105C.....	156
Slika 10.24 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P105C.....	157
Slika 10.25 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P108C.....	158
Slika 10.26 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P108C.....	158

Slika 10.27 Deformacija okvira - X pravac - analiza P108C	159
Slika 10.28 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P108C.....	159
Slika 10.29 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P108C.....	159
Slika 10.30 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P108C.....	160
Slika 10.31 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P108C.....	161
Slika 10.32 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P108C.....	162
Slika 10.33 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P108C.....	163
Slika 10.34 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P205S.....	164
Slika 10.35 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P205S.....	164
Slika 10.36 Deformacija okvira - X pravac - analiza P205S.....	165
Slika 10.37 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P205S.....	165
Slika 10.38 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P205S.....	165
Slika 10.39 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P205S.....	166
Slika 10.40 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P205S.....	167
Slika 10.41 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P205S.....	168
Slika 10.42 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P205S.....	169
Slika 10.43 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P205C	170
Slika 10.44 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P205C	170
Slika 10.45 Deformacija okvira - X pravac - analiza P205C	171
Slika 10.46 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P205C.....	171
Slika 10.47 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P205C.....	171
Slika 10.48 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P205C.....	172
Slika 10.49 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P205C.....	173
Slika 10.50 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P205C.....	174
Slika 10.51 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P205C.....	175
Slika 10.52 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P208C	176
Slika 10.53 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P208C	176
Slika 10.54 Deformacija okvira - X pravac - analiza P208C	177
Slika 10.55 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P208C.....	177
Slika 10.56 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P208C.....	177
Slika 10.57 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P208C.....	178
Slika 10.58 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P208C.....	179
Slika 10.59 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P208C.....	180
Slika 10.60 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P208C.....	181
Slika 10.61 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P305S.....	182
Slika 10.62 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P305S.....	182
Slika 10.63 Deformacija okvira - X pravac - analiza P305S.....	183
Slika 10.64 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P305S.....	183
Slika 10.65 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P305S.....	183
Slika 10.66 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P305S.....	184
Slika 10.67 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P305S.....	185
Slika 10.68 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P305S.....	186
Slika 10.69 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P305S.....	187
Slika 10.70 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P305C	188
Slika 10.71 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P305C	188
Slika 10.72 Deformacija okvira - X pravac - analiza P305C	189
Slika 10.73 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P305C.....	189
Slika 10.74 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P305C.....	189
Slika 10.75 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P305C.....	190
Slika 10.76 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P305C.....	191
Slika 10.77 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P305C.....	192
Slika 10.78 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P305C.....	193
Slika 10.79 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza P308C	194

Slika 10.80 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P3O8C	194
Slika 10.81 Deformacija okvira - X pravac - analiza P3O8C	195
Slika 10.82 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P3O8C	195
Slika 10.83 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P3O8C	195
Slika 10.84 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P3O8C	196
Slika 10.85 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P3O8C	197
Slika 10.86 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P3O8C	198
Slika 10.87 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P3O8C	199
Slika 10.88 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D100	200
Slika 10.89 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D100	200
Slika 10.90 Deformacija okvira - X pravac - analiza D100	201
Slika 10.91 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D100	201
Slika 10.92 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D100	201
Slika 10.93 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D100	202
Slika 10.94 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D100	203
Slika 10.95 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D102	204
Slika 10.96 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D102	204
Slika 10.97 Deformacija okvira - X pravac - analiza D102	205
Slika 10.98 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D102	205
Slika 10.99 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D102	205
Slika 10.100 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D102	206
Slika 10.101 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D102	207
Slika 10.102 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D103	208
Slika 10.103 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D103	208
Slika 10.104 Deformacija okvira - X pravac - analiza D103	209
Slika 10.105 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D103	209
Slika 10.106 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D103	209
Slika 10.107 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D103	210
Slika 10.108 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D103	211
Slika 10.109 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D200	212
Slika 10.110 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D200	212
Slika 10.111 Deformacija okvira - X pravac - analiza D200	213
Slika 10.112 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D200	213
Slika 10.113 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D200	213
Slika 10.114 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D200	214
Slika 10.115 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D200	215
Slika 10.116 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D202	216
Slika 10.117 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D202	216
Slika 10.118 Deformacija okvira - X pravac - analiza D202	217
Slika 10.119 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D202	217
Slika 10.120 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D202	217
Slika 10.121 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D202	218
Slika 10.122 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D202	219
Slika 10.123 Karakteristični poprečni preseci i požarni scenario - analiza D203	220
Slika 10.124 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D203	220
Slika 10.125 Deformacija okvira - X pravac - analiza D203	221
Slika 10.126 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D203	221
Slika 10.127 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D203	221
Slika 10.128 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D203	222
Slika 10.129 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D203	223

Lista tabela

Tabela 2.1 Nominalne krive temperatura-vreme (CEB-FIP, 2007)	14
Tabela 3.1 Toplotna provodljivost pri ambijentalnim temperaturama (CEB-FIP, 2007).....	25
Tabela 3.2 Toplotna provodljivost pri temperaturama od 5 do 25 °C (Bažant & Kaplan, 1996).....	25
Tabela 3.3 Ekstremne vrednosti specifične toplote betona (EN 1992-1-2, 2004)	32
Tabela 4.1 Vrednosti parametara za definisanje veze između napona i dilatacija betona normalne čvrstoće spravljenog sa silikatnim ili karbonatnim agregatom pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)	38
Tabela 4.2 Uticaj maksimalne veličine agregata na osnovnu vrednost energije loma (CEB-FIP, 1993).....	40
Tabela 4.3 Matematički model krive napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)	42
Tabela 4.4 Koeficijenti redukcije za vezu napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)	43
Tabela 5.1 Parametri za definisanje modela betona.....	59
Tabela 6.1 Analizirane kombinacije (osim kombinacija seizmičkog i požarnog dejstva)	72
Tabela 6.2 Parametri numeričke analize termičkog proračuna	73
Tabela 6.3 Parametri numeričke analize mehaničkog proračuna	74
Tabela 7.1 Poređenje perioda oscilovanja prvog tona i ciljnog pomeranja za dva tipa materijalnog modela	105
Tabela 7.2 Ciljna pomeranja za dva tipa seizmičkog dejstva	111
Tabela 7.3 Analizirane kombinacije za seizmičko i požarno dejstvo	111
Tabela 10.1 Kombinacije dejstava za određivanje požarnog odgovora AB okvira.....	141
Tabela 10.2 Kombinacije dejstava za određivanje seizmičkog i požarnog odgovora AB okvira	141

1 Uvod

Pojam „požara“ obuhvata proces nekontrolisanog sagorevanja (kako konstrukcije, tako i zapaljivog materijala u njenoj neposrednoj blizini), kojim se ugrožavaju život i zdravlje ljudi, materijalna dobra i životna sredina. (Službeni glasnik, 2009)

U tom smislu, osnovni ciljevi zaštite od požara su ograničavanje rizika u odnosu na pojedinca i društvo u celini, zaštita imovine i životne sredine u uslovima požara. (EN 1992-1-2, 2004) Za ispunjavanje ovih zahteva i ograničavanje rizika od požara propisuje se niz mera koje je potrebno ispuniti pri izgradnji objekata: (89/106/CEE, Directive, 1988)

- nosivost konstrukcije mora biti obezbeđena u prethodno definisanom vremenskom periodu
- razvoj i širenje vatre i dima u okviru objekta mora biti ograničen
- širenje vatre na okolne objekte mora biti ograničen
- evakuacija ljudi mora biti omogućena
- bezbednost spasilačkih ekipa mora biti obezbeđena.

Poslednjih godina, projektovanje armiranobetonskih (AB) konstrukcija u uslovima dejstva požara zaokuplja sve veće interesovanje kako eksperata tako i javnosti. Razlog tome je nedovoljno poznavanje ponašanja AB konstrukcija u uslovima visokih termičkih naprezanja (ponašanje pri visokim temperaturama, najpre materijala od kojih je sačinjena betonska mešavina, čelika za armiranje, kao i uzajamnog odnosa i njihovog zajedničkog spregnutog dejstva u elementima konstrukcije, kao i ponašanje konstrukcijskih sklopova).

Visok nivo interesovanja je u velikoj meri podstaknut izrazitim oštećenjima betona u velikom broju skorašnjih tunelskih požara (Mont Blanc (1999), Caldecott (1982), Summit (1984), Howard Street (2001), Holland (1949), Channel (1996)), dok je razvoj razumevanju tematike praćen mnogobrojnim istraživanjima sprovedenim do danas širom sveta.

Istraživanje uticaja dejstva požara na beton i betonske konstrukcije započelo je pre oko 100 godina. Metode korišćene prilikom projektovanja uglavnom su bile opisnog karaktera, propisane pravilnicima, sa ciljem da se obezbedi stabilnost konstrukcije u toku požara za određeni vremenski period, dovoljan za evakuaciju ljudi i gašenje požara od strane vatrogasnih službi. U novije vreme sve je veći stepen prihvatanja metoda proračuna na bazi ponašanja konstrukcija pri projektovanju u uslovima požara.

Beton se kao materijal smatra veoma povoljnim u uslovima požara, zbog nezapaljivosti i visokih termičkih izolacionih svojstava. Osnovni problemi koji se prepoznaju u uslovima požara su degradacija mehaničkih svojstava, oštećenja usled termičkih deformacija i pucanje betona, koji se mogu prevazići pažljivim projektovanjem betonske mešavine i posebnim analizama u fazi projektovanja konstrukcije.

Na strukturnom nivou, podsticaj za razvoj metoda na bazi procene ponašanja u slučaju požara proistekao je iz ograničenja koje preskriptivne metode projektovanja poseduju. U pojedinim zemljama su već u upotrebi propisi zasnovani na ponašanju konstrukcija (Velika Britanija, Švedska, Norveška, Novi Zeland i Australija) a u mnogim zemljama, procedura usvajanja takvih propisa je u toku. Ovo navodi na razvoj novih ideja u cilju poboljšanja požarne bezbednosti, ohrabrujući inženjere da razvijaju nova kreativna rešenja, dok u tradicionalnom smislu, požarna bezbednost predstavlja niz konvencionalnih mera koje je potrebno ispuniti, ne zalazeći pri tom u racionalizovanje korišćenjem inženjerskih metoda.

1.1 Predmet i problem istraživanja

Požarno dejstvo, prema EN 1990 (EN 1990, 2002), spada u incidentno dejstvo. Pri analizi konstrukcija u uslovima požara, neophodno je:

- izabrati relevantan projektni požarni scenario
- odrediti odgovarajuće projektne tipove požara
- sračunati temperaturni razvoj unutar elemenata konstrukcije
- sračunati mehaničko ponašanje konstrukcije izložene požaru.

Projektni požarni scenario predstavlja kvalitativni opis razvoja požara kroz vreme, koji identifikuje ključne događaje koji određuju požar i razlikuju ga od drugih mogućih požara. Obično se definiše proces paljenja i razvoja požara, stanje potpuno razvijenog požara, stinjanje, kao i okruženje u sklopu objekta i sistemi koji mogu da utiču na tok požara.

Požarna otpornost je, prema EN 1992-1-2 (EN 1992-1-2, 2004), definisana kao sposobnost konstrukcije ili elementa da ispuni svoje zahtevane funkcije (funkciju nosivosti i/ili funkciju razdvajanja) za određenu požarnu izloženost i za određeni vremenski period. Prema Evrokod standardima, požarnu otpornost definišu tri kriterijuma (u zavisnosti od funkcije i topologije elementa u konstrukciji):

- R – funkcija nosivosti (kapacitet konstrukcije da zadrži zahtevanu mehaničku otpornost u slučaju požara)
- E – funkcija razdvajanja (kapacitet konstrukcije da zadrži svoju zahtevanu funkciju fizičkog razdvajanja toplih gasova radi sprečavanja širenja požara)
- I – funkcija termičke izolovanosti (kapacitet konstrukcije da zadrži svoju zahtevanu funkciju termičke izolovanosti u slučaju požara).

Analiza požarne otpornosti, u zavisnosti od nivoa kompleksnosti obuhvata:

- analizu elementa konstrukcije
- analizu dela konstrukcije
- analizu celokupne konstrukcije.

U zavisnosti od metoda procene požarne otpornosti, mogu se koristiti eksperimentalne i/ili računске metode, koje mogu biti:

- standardni požarni testovi
- tabelarni podaci (definisani propisima i zasnovani na jednostavnijim proračunima)
- pojednostavljeni proračuni, zanemarujući kompleksne uticaje poput termičkih napona
- napredni proračuni (zasnovani na ponašanju)
- testovi u punoj veličini.

Napredne metode proračuna na bazi ponašanja konstrukcije u toku požara mogu se svrstati u tri kategorije, u zavisnosti od sofisticiranosti i kompleksnosti:

- pojednostavljeni proračuni zasnovani na analizi graničnih stanja
- termo-mehanička analiza korišćenjem metode konačnih elemenata (MKE)
- sveobuhvatna termo-hidro-mehanička analiza (MKE).

Termička i mehanička analiza su obično povezane i nisu integrisane, što znači da se prvo izvršava termička analiza za ukupno trajanje požara, a zatim se u odgovarajućim vremenskim inkrementima, za odgovarajuća termička naprezanja, izvršava mehanička analiza, kako bi se odredili naponi i dilatacije

elementa/konstrukcije, pri čemu se parametri vlažnosti ne uzimaju u obzir. Zanemarivanje procesa kretanja vlage unutar elemenata pri analizi onemogućava predviđanje promene vlažnosti unutar preseka (i određivanje pornih pritisaka), kao i eksplozivnog pucanja betona, fenomena koji je uglavnom izražen samo kod betona visoke čvrstoće (koji nije predmet istraživanja).

Pored navedenih kriterijuma, kompleksna nelinearna termo-mehanička analiza za cilj ima utvrđivanje vremenskog razvoja napona i dilatacija, kako u betonu, tako i u armaturi, stvaranja plastičnih zglobova u elementima konstrukcije, pojave kritične konfiguracije i konačno, kolapsa konstrukcije. Pri tome, analiza uzima u obzir vremenski razvoj temperature koja deluje na konstrukciju (projektni požar), odgovor konstrukcije u vidu termičkih naprezanja, mehanička opterećenja i nelinearna termička (toplotna provodljivost, gustina, specifični toplotni kapacitet) i mehanička svojstva materijala (čvrstoća pri pritisku i zatezanju, moduo elastičnosti, zavisnost napona i dilatacija, za čelik i beton) zavisna od temperature (prema EN 1992-1-2 (EN 1992-1-2, 2004) i EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2002)).

1.2 Pregled aktuelnog stanja u oblasti

Za realizaciju projekata velike investicione vrednosti, neophodno je, u fazi projektovanja, sprovesti složene analize ponašanja konstrukcije i u slučaju požara. Ovim se utvrđuje da li konkretna konstrukcija poseduje zahtevanu požarnu otpornost, predviđenu propisima, a sa ciljem zaštite pre svega ljudi, a zatim i materijalnih dobara.

Požarna otpornost konstrukcije verifikuje se Glavnim projektom zaštite od požara, koji, kao sastavni deo tehničke dokumentacije za izgradnju objekata (Službeni glasnik, 2009), sadrži:

- tehnički izveštaj (podaci o lokaciji objekta značajni za zaštitu od požara, opis objekta, procena opasnosti od požara, podela objekta na požarne sektore, definisanje evakuacionih puteva, izbor materijala za konstrukcije koje treba da budu otporne na požar, izbor materijala za enterijer za koji postoje posebni zahtevi u pogledu otpornosti na požar, procena opasnosti od požara koja potiče od tehnološkog procesa i materija koje se u njima koriste ili skladište, opis instalacija za automatsko otkrivanje i dojavu požara, detekcija eksplozivnih i zapaljivih gasova, kao i opis stabilnih i mobilnih instalacija i uređaja za gašenje požara, evakuacioni putevi za spasavanje lica i imovine, izbor mobilne opreme za gašenje požara, opis instalacija za fluide koji se koriste u objektu i dr.)
- proračunske osnove (proračun požarnog opterećenja požarnih sektora, proračun kapaciteta evakuacionih puteva u objektu, proračun vremena potrebnog za evakuaciju ljudi i dr.)
- grafičku dokumentaciju (situacioni plan sa ucrtanim susednim objektima i saobraćajnicama, osnove svih nivoa i krova, karakteristični podužni i poprečni preseki sa ucrtanim požarnim sektorima, dispozicija procesne tehnološke opreme i opreme koja pripada instalacijama za gašenje požara, šeme sistema za otkrivanje i dojavu požara, gasna detekcija, gromobranske instalacije, razvodi mašinskih instalacija za automatsko gašenje požara, sistem za odvođenje dima i toplote, sistemi za ventilaciju i dr.)
- predmer i predračun opreme i sredstava za zaštitu od požara.

Osim preskriptivnih mera, zakonska regulativa ne zahteva detaljnu analizu ponašanja konstrukcije u slučaju požara. Ovakve mere su konzervativne i do sada su veoma dobro obezbeđivale požarnu otpornost objekata. U zavisnosti od složenosti konstruktivnog sistema, materijala koji sačinjavaju noseći sistem, kao i oblika i dimenzija elemenata/konstrukcije, mere obezbeđenja požarne otpornosti nisu podjednako efikasne. Sa novim saznanjima iz oblasti građevinskog konstrukterstva i sa razvojem materijala koji se koriste u izgradnji, i savremenih metoda kojima se procenjuje ponašanje konstrukcija za različita dejstva, savremeni neimari nalaze se pred sve većim izazovima pri izgradnji inovativnih i veoma

kompleksnih objekata. U tom smislu, neophodno je produbiti saznanja o ponašanju konstrukcija pri dejstvu požara i promeniti način pristupa ovoj problematici.

Savremene metode projektovanja sve više su orijentisane na određivanje ponašanja konstrukcija u toku izrazitih incidentnih dejstava, za koje se pretpostavlja da će izazvati oštećenja i nelinearne deformacije (Performance Based Design). Projektovanje konstrukcija na bazi ponašanja je sveobuhvatniji i racionalniji pristup od trenutno važećih preskriptivnih mera, ali je, sa druge strane, složeniji za svakodnevnu inženjersku praksu.

Termička i mehanička analiza su obično povezane i nisu integrisane, što znači da se prvo izvršava termička analiza za ukupno vreme trajanja požara, a zatim se u odgovarajućim vremenskim inkrementima, za odgovarajuća termička naprezanja, izvršava mehanička analiza, kako bi se odredilo naponsko-deformacijsko stanje elemenata konstrukcija. Cilj analize je utvrđivanje vremenskog razvoja sila u preseccima elemenata, kao i napona i dilatacija, kako u betonu, tako i u armaturi, na osnovu čega se određuju kritične zone, od kojih zavisi nosivost i stabilnost karakterističnih okvirnih konstrukcija. Pri tome, analizom se obuhvataju vremenski razvoj temperature koja deluje na konstrukciju (projektni požar), odgovor konstrukcije u vidu ostvarenih termičkih naprezanja, mehanička opterećenja i nelinearna termička (toplotna provodljivost, gustina, specifični toplotni kapacitet) i mehanička svojstva materijala (čvrstoća pri pritisku i zatezanju, moduo elastičnosti, zavisnost napona i dilatacija, za čelik i beton) u zavisnosti od temperature (prema relevantnim Evrokod standardima).

Odgovor konstrukcije na dejstvo požara zavisi od prirode vatre, koja je za svaki realni požar drugačija. Pored toga, temperatura varira i u okviru požarnog sektora i funkcija je prostornih koordinata. Osnovna karakteristika požara koja je značajna za analizu je kriva „temperatura-vreme“ kojoj su izložene površine elemenata. Za modelovanje realne vatre stvarnim i konzervativnim požarnim scenarijom, najčešće se koriste sledeći modeli:

- nominalne krive požara - (ISO 834, 1975), (ASTM E-119-08a, 2008), ugljovodonična kriva, tunelski požari ZTV (D) i RWS (NL) (EN 1991-1-2, 2002)
- parametarske krive požara (požarne krive definisane za različita požarna opterećenja (količina gorivog materijala), materijal koji okružuje prostor zahvaćen vatrom (termičke karakteristike) i karakteristike otvora (tip ventilacije) itd.), koji su primarno definisali (Magnusson & Thelandersson, 1970)
- višezonski modeli požara, dvozonski ili CFD (computational fluid dynamics) modeli (temperatura zavisna od prostornih koordinata).

Na osnovu modela požara definiše se termičko opterećenje elemenata. Požar izaziva kretanje toplote unutar konstrukcije. Temperatura elemenata raste, što izaziva termičko širenje njenih sastavnih delova, isparavanje vlage, nagomilavanje pornih pritisaka i degradaciju mehaničkih svojstava. Za sprovođenje što tačnije termičke analize, neophodno je poznavanje termičkih svojstava korišćenih materijala:

- toplotna provodljivost (λ)
- zapreminska masa materijala (ρ)
- specifični toplotni kapacitet materijala pri konstantnom pritisku (c_p).

Ove veličine se određuju eksperimentalnim metodama ili se usvajaju na osnovu postojećih standarda/literature (EN 1992-1-2, 2004) i (EN 1993-1-2, 2002).

Toplotna provodljivost je prvi put definisana od strane Fourier-a, kao odnos toplotnog fluksa i temperaturnog gradijenta. Iako toplotna provodljivost betona zavisi od njegovih konstituenata, u najvećoj meri na nju utiče tip agregata (koji čini 60-80 % zapremine betona), kao i sadržaj vlage u elementu (provodljivost vode, iako relativno mala, višestruko je veća od provodljivosti vazduha).

Promena gustine betona, odnosno zapremine težine, posledica je promene težine, poroznosti i razvoja termičkih dilatacija. Ovo se odnosi na fizičko-hemijske transformacije koje uključuju dilatiranje vode do oko 80 °C, gubitak slobodne i fizički vezane vode na temperaturama 100-200 °C, koji prati gubitak hemijski vezane vode pri temperaturama višim od 100 °C, razlaganje kalcijum-hidroksida pri temperaturama 400-500 °C i dekarbonizacija iznad 600 °C. Vrsta agregata takođe ima veliki uticaj u promeni gustine betona, sa aspekta termičkog širenja i promene poroznosti.

Specifična toplota predstavlja toplotni kapacitet betona (količinu toplote) po jedinici mase i temperature, odnosno energiju potrebnu za zagrevanje 1 kg betona za 1 °C. Vrednost specifične toplote je veoma osetljiva na transformacije koje se javljaju u betonu pri povišenim temperaturama. Ovome doprinose isparavanje slobodne vode na oko 100 °C, razlaganje kalcijum-hidroksida na kalcijum-oksidi u vodu pri temperaturama 400-500 °C i α - β transformacija kvarca kod pojedinih agregata. Ove promene zavisne od vremena praćene su apsorbovanjem latentne toplote i vremenskim povećanjem specifične toplote. Specifična toplota betona se značajno povećava sa povećanjem sadržaja vlage.

Određivanjem termičkih svojstava betona bavili su se (Bažant & Kaplan, 1996), (Kodur V. , 2014), (Lee, Xi, & Willam, 2008), (Lie & Kodur, 1996) i drugi.

Prenos toplote se ostvaruje preko kondukcije, konvekcije i radijacije. Kondukcija je proces prenosa toplotne energije preko lančane vibracije molekula ili neutrona iz pravca polja sa višom temperaturom prema polju sa nižom temperaturom. Konvekcijom se toplotna energija prenosi preko kretanja fluida (tečnosti ili gasovi). Radijacijom se toplotna energija prenosi preko elektromagnetnih talasa (zračenjem) između objekata čak i u slučaju kada između njih ne postoji medijum.

Mehanička svojstva materijala koji čine armirani beton, su zavisna od temperature kojoj su elementi izloženi. Određivanjem mehaničkih svojstava pri povišenim temperaturama bavili su se takođe (Bažant & Kaplan, 1996), (Nasser & Neville, 1966), (Chan, Luo, & Sun, 2000) i drugi.

Poznavanje termičkih i mehaničkih svojstava materijala je neophodno za definisanje računskih modela korišćenih u termo-mehaničkoj numeričkoj analizi, koja se zasniva na metodi konačnih elemenata (MKE).

MKE je metoda numeričke analize zasnovana na fizičkoj diskretizaciji, gde je osnova svih razmatranja element konačnih dimenzija, tj. konačni element. (Kovačević, 2006) Jednačine za definisanje stanja fenomena koji se određuje u okviru konačnog elementa, a time implicitno i problema u celini, nisu diferencijalne ili integralne, već algebarske. Pored diskretizacije domena mrežom konačnih elemenata, karakteristična je i transformacija kontinualnih konturnih uslova i dejstava u oblik koji odgovara suštini MKE.

Modeliranje konstrukcije je kreiranje idealizovane i pojednostavljene reprezentacije ponašanja konstrukcije za neko dejstvo. Formulisanje modela podrazumeva izbor geometrijske, fizičke, matematičke i numeričke aproksimacije pojave.

Analiza konstrukcije na dejstvo požara podrazumeva najpre vremensku nelinearnu termičku analizu (uzimajući u obzir kondukciju, konvekciju i radijaciju), nakon čega se sprovodi nelinearna mehanička analiza. Numeričkim modelovanjem ponašanja AB konstrukcija u uslovima požarnih dejstava bavili su se (Hawileh & Naser, 2012), (Kodur, Naser, Pakala, & Varma, 2013), (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013), (Cvetkovska, 2002) i drugi.

Za numeričku analizu, najčešće se koriste specijalizovani softveri zasnovani na MKE, razvijeni od strane univerziteta i drugih istraživačkih ustanova, kao što su SAFIR (Talamona & Franssen, 2005), (Tan & Nguyen, 2013), VULCAN (Huang, Burgess, & Plank, 2006) i OPENSEES (Jiang & Usmani, 2013), (Jiang, Usmani, & Welch, 2011). Takođe, u upotrebi su i komercijalni softveri, ANSYS (Ding & Wang, 2008), (Dwaikat & Kodur, 2013), (Hawileh & Naser, 2012), (Hawileh R. , Naser, Zaidan, & Rasheed, 2009), (Kodur,

Naser, Pakala, & Varma, 2013), (Zhou & Vecchio, 2005) i ABAQUS (Bailey & Ellobody, 2009), (Ellobody & Bailey, 2009), (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013), (Mirza & Uy, 2009), validirani rezultatima eksperimentalnih istraživanja. Svi pomenuti softveri poseduju sposobnost sprovođenja nelinearnog termičkog i mehaničkog proračuna.

Prema (EN 1992-1-2, 2004), konstrukcija se može analizirati za tri nivoa veličine i kompleksnosti: analiza elementa, sklopa ili globalna analiza konstrukcije. Dok elementi i pojedini sklopovi mogu da se ispituju eksperimentalno u pojedinim ustanovama, testovi na velikim modelima su veoma retki (Lennon & Moore, 2003), zbog čega se globalna analiza konstrukcija izloženih požaru najčešće sprovodi korišćenjem naprednih računskih metoda.

1.3 Ciljevi i potreba za istraživanjem

Primarni cilj projektovanja objekata u uslovima požarnih dejstava je obezbeđenje nosivosti i stabilnosti objekta u unapred definisanom vremenskom okviru, neophodnom za osiguranje bezbedne evakuacije ljudi i eventualno opreme velike vrednosti. Jedan od ciljeva istraživanja je pravilan izbor proračunskog numeričkog modela koji, na osnovu preporuka o termičkim i mehaničkim svojstvima materijala koji čine armirani beton i metodologije proračuna prema Evrokod standardima, omogućava pouzdanu procenu termičkog i mehaničkog odgovora okvirnih konstrukcija izloženih požaru.

Požarna otpornost zavisi od velikog broja parametara, kao što su: geometrija okvirne konstrukcije, oblik i dimenzije konstrukcijskih elemenata, dimenzionisanje i plan armiranja, temperaturna zavisnost fizičko-mehaničkih svojstava primenjenih materijala, tip primenjenog agregata za spravljanje betona, požarni scenario i maksimalna temperatura u požarnom sektoru, početni nivo opterećenja i prethodna istorija opterećenja izražena preko početnog naponsko-deformacijskog stanja konstrukcije i dr.

Sprovedena je parametarska analiza sa ciljem utvrđivanja uticaja početnog nivoa opterećenja, tipa primenjenog agregata, požarnog scenarija i prethodne istorije opterećenja sa seizmičkom silom („pushover“ analiza), na globalno ponašanje AB okvira u toku požara.

Uopšteno, cilj istraživanja je sagledavanje ponašanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija projektovanih za srednju klasu duktilnosti (DCM) u seizmički aktivnim područjima, prema Evrokod standardima (EN 1992-1-1, 2004) i (EN 1998-1-1, 2004), u uslovima nominalnih i parametarskih požara koji zahvataju odgovarajući požarni sektor, kao i određivanje vremenski promenljivih veličina sila u presecima, naponsko-deformacijskog stanja i pomeranja karakterističnih za ovaj tip konstrukcija.

1.4 Metode istraživanja

Nakon prikupljanja relevantnih podataka i njihove obrade, sa ciljem definisanja relevantnih činilaca koji utiču na postavljeni problem istraživanja, podaci se pripremaju i konvertuju u oblik pogodan za interpretaciju od strane softvera za analizu. Vršiti se modelovanje procesa koji čine sastavni deo analize, nakon čega se u okviru obrade podataka vrši komparativna analiza. U radu se za sprovođenje nelinearnih termičkih i mehaničkih analiza koristi metod konačnih elemenata. U analizama se obuhvata materijalna nelinearnost na nivou svakog pojedinačnog konačnog elementa. U istraživanjima se koriste metode uporedne analize i sinteze, metoda modelovanja, indukcija i dedukcija, metoda parametarskog modelovanja, metoda numeričke simulacije i metoda apstrakcije i konkretizacije.

1.5 Hipoteze istraživanja

Na osnovu dostignutih deformacijskih veličina u toku požara, nelinearnom termo-mehaničkom analizom procenjuje se odgovor i otpornost okvirne konstrukcije u određenom vremenskom periodu. Variranjem početnog nivoa opterećenja utvrđuje se uticaj opterećenja na globalnu požarnu otpornost okvira. Usled različitih termičkih i mehaničkih svojstava betona spravljenih sa karbonatnim i silikatnim agregatom, utvrđuje se uticaj tipa agregata na požarnu otpornost. Pored toga, položaj nastanka i razvoja požara u konstrukciji ima značajan uticaj na požarnu otpornost višespratnih okvira, kao i prethodna istorija opterećenja, u vidu kombinacije seizmičkog i požarnog dejstva.

1.6 Kratak prikaz sadržaja rada

U okviru uvoda, prikazani su opis predmeta istraživanja, pregled vladajućih stavova iz oblasti istraživanja, obrazloženje o potrebama istraživanja, cilj istraživanja, metode i hipoteze istraživanja.

U drugom poglavlju prikazana je geneza požara kao fenomena i parametri koji utiču na njegov razvoj, intenzitet i trajanje. Predstavljeni su tipovi požarnog dejstva najčešće korišćeni u analizi ponašanja konstrukcija: jednozonski (nominalni i parametarski) i višezonski požari (dvozonski i CFD modeli).

U trećem poglavlju su prikazana termička svojstva betona i čelika pri povišenim temperaturama. Opisana je zavisnost parametara, neophodnih za računsko određivanje termičkog odgovora konstrukcije, kao što su toplotna difuzija, toplotna provodljivost, zapreminska masa i specifična toplota materijala pri povišenim temperaturama. Dat je pregled rezultata eksperimentalnih ispitivanja relevantnih autora iz oblasti istraživanja i empirijske veze svojstava materijala prema važećim Evrokod standardima.

U četvrtom poglavlju prikazana su mehanička svojstva betona i čelika pri povišenim temperaturama. Složenost fizičko-hemijskih procesa koji se dešavaju u armiranom betonu prilikom zagrevanja, za potrebe računskih analiza, prikazana je preko odnosa napona i dilatacija materijala pri povišenim temperaturama, promene modula elastičnosti, pritisne čvrstoće i koeficijenta termičkog širenja materijala. Predstavljeni su rezultati eksperimentalnih istraživanja pojedinih parametara, kao i predloženi modeli za računске analize prema Evrokod standardima.

U petom poglavlju opisan je metod proračuna ponašanja konstrukcija u uslovima požara. Za računске analize korišćen je programski paket ANSYS Workbench 16.0, koji se zasniva na metodi konačnih elemenata. Prikazani su konačni elementi korišćeni prilikom modeliranja elemenata od betona i čelika, najpre za određivanje termičkog, a zatim i mehaničkog odgovora.

U okviru šestog poglavlja prikazani su rezultati sopstvenih numeričkih analiza. Opisana je konstrukcija analiziranog armiranobetonskog okvira, dimenzionisanog prema EN 1998-1-1, za srednju klasu duktilnosti i slučaj seizmičkog dejstva izražen preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g. Validacija numeričkih modela izvršena je uporednom analizom računski dobijenih rezultata i rezultata eksperimentalnih analiza relevantnih autora, kao i priloga iz Evrokod standarda, na pojedinačnim konstrukcijskim elementima, korišćenjem dostupne literature. Daljim računskim analizama je obuhvaćeno određivanje uticaja različitih požarnih scenarija, početnog nivoa opterećenja i tipa agregata za spravljanje betona, na termički i mehanički odgovor okvira. Detaljno je opisan numerički model i analizirane kombinacije, sa prikazom i opisom relevantnih rezultata termičkog i mehaničkog odgovora konstrukcije. Rezultati su predstavljeni u obliku temperaturnih profila u betonu i armaturi u toku trajanja požara,

pomeranja nosača i karakterističnih čvorova, razvoja unutrašnjih sila u elementima nosača (aksijalne sile i momenti savijanja u stubovima i gredama) i razvoja napona i dilatacija u karakterističnim presecima okvira.

U okviru sedmog poglavlja prikazana je metodologija i rezultati proračuna uticaja višestrukih hazarda na ponašanje AB okvira, tačnije zemljotresa praćenog požarom. Uticaj projektnog zemljotresa određen je korišćenjem nelinearne statičke „pushover“ analize, za dva nivoa zemljotresnog opterećenja, izraženog preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g i 0,3 g, dok je požarna analiza sprovedena za parametarski tip požara koji odgovara analiziranoj okvirnoj konstrukciji. Kako bi se kvantifikovao uticaj zemljotresa na odgovor konstrukcije izložene požaru, sprovedene su i uporedne analize bez seizmičkog dejstva. Rezultati su prikazani u vidu temperaturnih profila betona i armature, pomeranja nosača i naponsko-deformacijskih stanja armature u karakterističnim presecima okvira.

U osmom poglavlju date su opšte napomene i zaključci koji su proistekli iz sprovedenih računskih analiza, kao i pravci daljih istraživanja.

U devetom poglavlju dat je spisak korišćene literature, koji sadrži 184 reference, koje obuhvataju knjige, studije slučaja, zbornike radova sa naučnih konferencija, doktorske disertacije, direktive i standarde, naučne radove iz časopisa i sa naučnih konferencija.

U okviru priloga, prikazane su kombinacije dejstava, korišćene u analizama, ulazni parametri termičkih i mehaničkih svojstava betona i čelika, kao i detaljan pregled rezultata sprovedenih analiza.

2 Požar kao fenomen i požarni scenariji

Pojam „požara“ obuhvata proces nekontrolisanog gorenja (kako konstrukcije, tako i zapaljivog materijala u njenoj neposrednoj blizini), kojim se ugrožavaju život i zdravlje ljudi, materijalna dobra i životna sredina (Službeni glasnik, 2009). Ozbiljnost požara zavisi od niza faktora. U svrhu projektovanja konstrukcija u uslovima požarnih dejstava, pretpostavlja se takozvani najgori slučaj požara, prema kojem će sav raspoloživi zapaljivi materijal na kraju i izgoreti.

Jačina požara najviše zavisi od sledećih faktora (CEB-FIP, 1999):

- raspoloživog zapaljivog materijala
- ventilisanosti prostora, radi obezbeđenja vazduha neophodnog za razvoj požara
- karakteristika prostora u kojem je iniciran početak požara.

Kako je precizno predviđanje mesta nastanka požara, kao i uslova u kojima će se požar razviti (trajanje, temperature i sl.), praktično nemoguće sa sigurnošću uspostaviti, prezentovanje požarnih scenarija je standardizovano preko odgovarajućih nominalnih krivih požara, parametarskih krivih požara, višezonskih modela požara i CFD (računarski modeli dinamike fluida) požara.

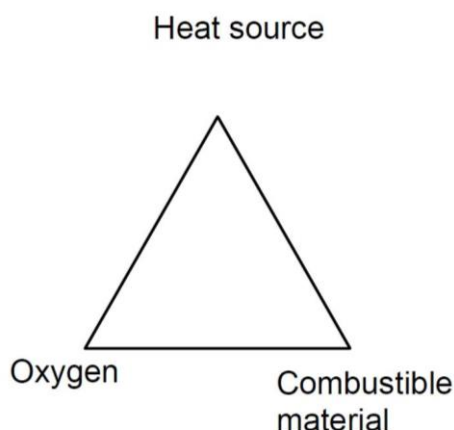
2.1 Realni požari

Razvoj realnih požara može se predstaviti kroz više faza, među kojima su prepoznatljive faza paljenja, faza rasta, faza potpunog razvoja i faza gašenja požara. Osnovni uslov pri kojem dolazi do paljenja zapaljivog materijala je dopremanje dovoljne količine toplotne energije u prisustvu kiseonika. Drugim rečima, neophodno je prisustvo sledeća tri faktora istovremeno:

- kiseonik (21 % zapremine vazduha),
- zapaljiv materijal,
- toplotni izvor.

Ova tri faktora čine tzv. požarni trougao (Denoël, 2007), prikazan na slici 2.1. Prva dva sagorevaju ukoliko je dostignuta temperatura paljenja. Sagorevanjem ugljenika nastaje ugljendioksid (CO_2), a uz nedostatak kiseonika i ugljenmonoksid (CO), veoma toksičan gas, koji je zbog nedostatka boje, mirisa i ukusa, veoma opasan po ljude.

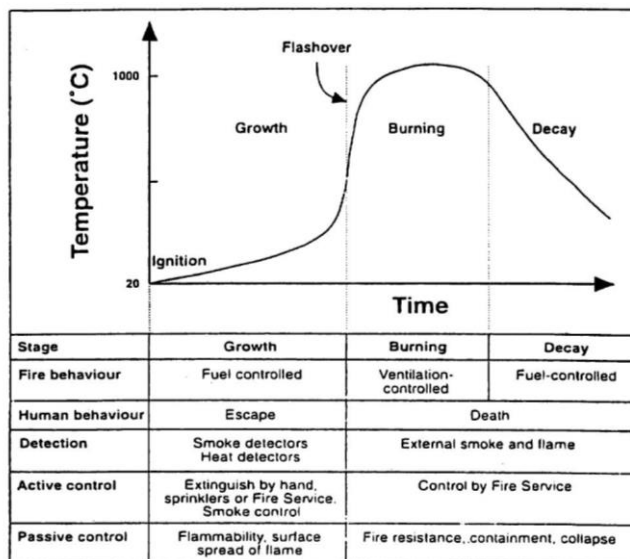
Toplotni izvor izaziva paljenje vatre, pod uslovom da je ispunjeno prisustvo prva dva faktora. Pri tome nastaju dim i gasovi, koji se, usled povećanja toplote, podižu nagore prema plafonu. Zatim se radikalno šire, da bi se zbog prisustva vertikalne prepreke, poput zida, koncentrisali i akumulirali u gornjem nivou prostorije ispod plafona. Na taj način, u prostoriji se formiraju dva sloja, donji, hladni sloj sačinjen od ambijentalnog vazduha i gornji, topli sloj koji čine dim i gasovi.



Slika 2.1 Požarni trougao (Denoël, 2007)

Da bi se vatra proširila i potpuno razvila, mora biti obezbeđeno konstantno cirkulisanje vazduha, nekom vrstom ventilacije. Već pri temperaturama od oko 200 °C, stakla na prozorskim okvirima zbog temperaturnih uticaja pucaju, izazivajući pri tom masivni dotok svežeg vazduha u prostoriju, a samim tim i kiseonika, neophodnog za dalje raspršivanje vatre. Gornji sloj se, zbog povećanja u zapremini, povećava i zahvata prostor bliži podu. Tokom faze rasta, toplotna energija se prenosi preko procesa radijacije i konvekcije sa zapaljenog materijala na okolni materijal, koji sopstvenim zagrevanjem i sam dolazi u fazu paljenja. Razvojem požara, u nekom vremenskom trenutku, mešavina gasova u gornjem sloju može dostići veoma visoke temperature, pri kojima dolazi do paljenja preostalog gorivog materijala. Obično se te temperature kreću između 500 i 600 °C, a fenomen koji pri tome nastaje naziva se „flash-over“ i može se definisati kao „naglo propaljivanje i oblivanje plamenom većih površina koje su bile progrevanjem pripremane da planu“ (Kleut, 2013). Nagli porast temperature u prostoriji koji se pri tome javlja u kratkom vremenskom periodu, izaziva dodatno oslobađanje toplote i mešanje slojeva vazduha. U tom trenutku se smatra da je požar u potpunosti razvijen. Trajanje požara zavisi od količine goriva, odnosno gorivog materijala, kao i od uslova ventilisanosti prostorije radi obezbeđenja kiseonika, neophodnog za održavanje vatre. Nakon sagorevanja oko 70 % goriva, temperatura gasova počinje polako da opada.

Paljenje je proces koji traje obično od početka prihvatanja plamena do obuhvatanja površine gorenja od 1 do 10 cm². U zavisnosti od intenziteta izvora i gorive materije, ovaj period traje između 10 i 15 s za lako zapaljive materijale, odnosno oko 2 min za normalno zapaljive. Zračenjem iz plamena i neposrednim dejstvom plamenih gasova, goriva masa se priprema za paljenje. U prvih 10 do 15 min, ponašanje vatre zavisi isključivo od gorive materije i upravo je u tom vremenskom periodu neophodno reagovanje ljudi koji su se zadesili na mestu požara. Ukoliko početna vatra ne može bezbedno da se ugasi u tom periodu, neophodna je evakuacija iz zapaljenog objekta. Ukoliko je paljenje nastalo u odsustvu ljudi, požar u početnoj fazi može biti registrovan detektorima dima ili toplote. Aktivne mere suzbijanja širenja požara i njegovog gašenja podrazumevaju ručno gašenje protivpožarnim aparatima, sistemom prskalica ili od strane vatrogasne službe, uz kontrolu dima, dok pasivnim merama u ovoj fazi doprinose zapaljivost materijala i sistem pregrada sa ciljem ograničenja plamena. Po nastanku „flash-over“-a, uticaj ventilacionih uslova postaje izraženiji. Požar će biti kontrolisan prema količini goriva ukoliko ima dovoljno kiseonika za sagorevanje. Ukoliko nema dovoljno kiseonika, požar je kontrolisan od strane ventilacionog sistema. Nakon „flash-over“-a temperatura naglo raste, i do 1200 °C, i nastaje faza potpunog razvoja požara, koja traje od 20 do 40 min. (Cvetkovska, 2002) Smirivanje požara nastaje u sledećoj fazi, kada se temperatura vazduha smanjuje ispod 80 % maksimalne dostignute temperature, nakon čega dolazi do njegovog postepenog smanjenja i gašenja. Vremenski razvoj požara sa definisanim fazama prikazan je na slici 2.2.



Slika 2.2 Razvoj požara u zgradama (CEB-FIP, 1999)

Trajanje i intenzitet požara u svakoj od prethodno definisanih faza zavisi od niza faktora. Kritična količina toplote koja se oslobodi, neophodna za postizanje trenutka „flash-over“-a, zavisi od sledećih parametara (Cvetkovska, 2002):

- površine omotača (konture) prostorije,
- termičkih karakteristika elemenata koji čine omotač prostorije,
- veličine i oblika ventilacionih otvora,
- vremena gorenja primarno zapaljenog predmeta.

Ukoliko u pretpostavljenom vremenskom periodu količina toplote primarno zapaljenog predmeta uspe da održi kritičnu vrednost, nastaje faza „flash-over“-a. Naredna faza potpunog razvoja požara traje dok se temperatura gasova u prostoriji ne spusti ispod 80 % od maksimalno dostignute. Trajanje ove faze najviše zavisi od količine gorivog materijala po jedinici površine prostorije (specifično požarno opterećenje). Eksperimentalnim analizama utvrđeno je da specifično požarno opterećenje i procentualna zastupljenost ventilacionih otvora imaju veoma značajan uticaj na trajanje ove faze i temperature koje se pri tome razvijaju. Od površina kontura gorivog materijala i parametara ventilisanosti prostorije zavisi i brzina gorenja tog materijala.

Faza gašenja požara, u zavisnosti da li se ona odvija prirodnim putem do potpunog sagorevanja gorivih materijala ili se veštački ubrzava dejstvima vatrogasnih službi, traje dokle god postoji plamen.

Predviđanje mesta nastanka požara je praktično nemoguće. Moguće je eventualno zoniranje sa aspekta verovatnoće pojave, prema količini zapaljivog materijala, odnosno specifičnog požarnog opterećenja i delatnosti koja se u tom prostoru obavlja. Bez obzira na lokaciju požara, samo trajanje požara (po fazama), kao i temperature koje se pri tome razvijaju, zavise od velikog niza faktora, zbog čega su odstupanja od računskih i stvarnih požara često veoma velika. Međutim, za svaku prostoriju u zgradi, moguće je odrediti karakterističnu krivu temperatura-vreme, čiji uticaji neće biti prevaziđeni u toku životnog veka zgrade (Bangash, Al-Obaid, & Bangash, 2014).

Radi eksperimentalnog ispitivanja konstrukcijskih elemenata i uspostavljanja relativne klasifikacije sa aspekta njihove otpornosti i reagovanja/ponašanja u uslovima požara, neophodno je ustanoviti referentne požarne krive, nastale kao produkt konvencije, prema kojima je prikazan razvoj temperatura gasova u funkciji vremena, tzv. nominalne krive požara.

2.2 Nominalne krive požara

Eksperimentalno ispitivanje konstrukcijskih elemenata na dejstvo požara obavlja se u pećima u kontrolisanim temperaturnim vremenskim uslovima. Pri tome je poželjno da elementi ispitivani u različitim pećima, budu podvrgnuti istim temperaturnim dejstvima, zbog čega je bilo neophodno definisanje standardizovanih požarnih krivih. Najjednostavniji način predstavljanja požara je upotrebom nominalnih krivih, gde je razvoj temperatura gasova predstavljen u funkciji vremena.

U nacionalnim standardima preporučuje se upotreba nekoliko vrsta nominalnih krivih koje bi bile korišćene u procesu projektovanja za predstavljanje požarnih dejstava. Najčešće korišćene krive su ASTM E119 kriva (ASTM E-119-08a, 2008), ISO 834 požarna kriva (ISO 834, 1975), ugljovodonična požarna kriva i eksterna požarna kriva (EN 1991-1-2, 2002). Nominalne krive imaju slične karakteristike:

- Matematičke funkcije kojima su predstavljene su jednostavne relacije koje daju temperaturu gasova u prostoriji u funkciji jedne promenljive, vremena. Nominalne krive predstavljaju temperature potpuno razvijenih požara i konstantne su u okviru požarnog sektora. (CEB-FIP, 2008) U velikim prostorijama ovo naravno nije tačno, jer temperatura gasova nije ista u svakoj tački, odnosno, funkcija je prostornih koordinata.
- Nominalne krive su (uglavnom) monotono rastuće funkcije u toku vremena. Faza hlađenja, odnosno gašenja požara ne uzima se u obzir. Pri određivanju požarne otpornosti, dovoljno je ustanoviti nosivost konstrukcije u datom vremenskom periodu, pri čemu se ne uzima u obzir dešavanje nakon tog perioda. Eksperimentalnim ispitivanjima na modelima velikih dimenzija ustanovljeno je da je faza hlađenja od izuzetne važnosti za ponašanje konstrukcija, naročito u uslovima sprečenih termičkih dilatacija. (Lennon, 2011)

Metod ispitivanja ASTM E 119 prvi put je objavljen/publikovan 1918. godine od strane Američkog društva za ispitivanje i materijale (American Society for Testing and Materials). Proistekao je iz baze maksimalnih temperatura iz realnih celuloznih požara (Cvetkovska, 2002). Tokom vremena, standard je pretrpeo brojne izmene, poput klasifikovanja greda, tavanica i krovnih sklopova u zavisnosti od uslova oslanjanja. Međutim, kriva koja opisuje dejstvo požara ostala je nepromenjena. Osnovni ciljevi ispitivanja su procena otpornosti elemenata i sklopova u smislu vremena, sposobnosti zadržavanja i prostornog ograničavanja požara i očuvanja integriteta konstrukcije u uslovima ispitivanja prema datom standardu.

Konačni kriterijumi prema kojima se utvrđuje požarna otpornost, uzimaju u obzir (ASTM E-119-08a, 2008):

- provođenje toplote kroz ispitivane sklopove,
- sposobnost ispitivanih sklopova da spreče prenos plamena i gasova dovoljno toplih za paljenje gorivog materijala,
- sposobnost sklopova za očuvanje nosivosti u predviđenom vremenskom periodu,
- temperature čelika pod određenim uslovima.

Matematička formulacija krive temperatura-vreme zadata je sledećim empirijskim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 532 \cdot (1 - e^{-0,6t}) - 186 \cdot (1 - e^{-3t}) + 832 \cdot (1 - e^{-12t}) \quad (2.1)$$

gde je:

- θ_g - temperatura gasova u požarnom sektoru [°C]
- t - vreme [h].

Prema Evrokodu 1, deo 2 (EN 1991-1-2, 2002), moguća su dva različita pristupa pri projektovanju konstrukcija sa aspekta požarnih dejstava. Jedan u obzir uzima korišćenje nominalnih požarnih krivih, pri čemu se analiza sprovodi samo za određeni vremenski period zahtevane požarne otpornosti, bez uzimanja u obzir faze hlađenja, dok drugi koristi modele zasnovane na prirodnim požarima, kojima se analiza sprovodi za period ukupnog trajanja požara, uzimajući u obzir i fazu hlađenja.

Standardna ISO 834 požarna kriva koristi se u većem broju zemalja u Evropi i u saglasnosti je sa Evrokodom. Kao i ASTM E 119 metod, i ISO 834 požarna kriva se koristi pri ispitivanju požarne otpornosti elemenata u zgradarstvu. Jednačina ISO 834 krive temperatura-vreme data je sledećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (2.2)$$

gde je:

- θ_g - temperatura gasova u požarnom sektoru [°C]
- t - vreme [min].

ISO 834 kriva predstavlja tipičnu požarnu krivu u zgradarstvu koja potiče od celuloznog požara, u kojem osnovni zapaljivi materijal čine drvo, papir, tkanina i sl. (CEB-FIP, 2007) Karakteristično je da već posle prvih 30 min, temperatura gasova dostiže 842 °C i nastavlja polako da raste do 1000 °C nakon 2 h od nastanka požara.

Poređenjem ispitivanja korišćenjem ASTM E 119 i ISO 834 požarne krive, utvrđeno je da ASTM test daje nešto konzervativnije rezultate po pitanju trajanja požarne otpornosti, ali da svakako, razlika u trajanju požarne otpornosti u korist ISO testa nije veća od 5 min. (Harmathy & Sultan, 1988)

Standardne požarne krive ne zavise od specifičnosti situacije za koju se vrši projektovanje. Količina goriva, dimenzije prostorija, kao i uslovi ventilisanosti, pri tome se ne uzimaju u razmatranje. Da bi se konkretna situacija uzela u obzir, pored ISO 834 požarne krive, koja se najčešće koristi pri projektovanju zgrada, uvedene su dodatne krive, dobijene iz iskustva sa realnim požarima u petrohemijskoj industriji (ugljevodonična kriva) i tunelima (RWS, ZTV i modifikovana ugljevodonična kriva).

Ugljevodonična kriva razvijena je od strane naftne kompanije Mobil 1970-ih godina prošlog veka. Karakteriše je nagli porast temperature do 900 °C u prvih 5 min, sa maksimalnom temperaturom od 1100 °C. a definisana je sledećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) \quad (2.3)$$

gde je:

- θ_g - temperatura gasova u požarnom sektoru [°C]
- t - vreme [min].

Posledice tunelskih požara ukazuju da je neophodna analiza još ozbiljnijih požarnih scenarija. U tu svrhu, ustanovljen je niz nominalnih krivih koje predstavljaju požare koji se mogu desiti u tunelima. Pored „RWS“ požarne krive, kojom se simulira požar koji može da izazove zapaljena cisterna sa gorivom u tunelu sa naglim rastom temperature do 1200 °C i maksimalnom temperaturom od 1350 °C (Holandija), razvijena je i „ZTV“ požarna kriva (sa opadajućom granom u fazi gašenja), nešto slabijeg intenziteta, koja dostiže maksimalnu temperaturu od 1200 °C, nakon koje temperatura linearno opada do ambijentalne (Nemačka). (CEB-FIP, 2007) Modifikovana ugljevodonična kriva dobijena je tako što je ugljevodonična kriva uvećana za 18%, pri čemu maksimalne temperature u toku požara dostižu i 1300 °C (Denoël, 2007). Opis najčešće korišćenih nominalnih krivih prikazan je u tabeli 2.1.

Tabela 2.1 Nominalne krive temperatura-vreme (CEB-FIP, 2007)

Požarna kriva temperatura - vreme	Uobičajena primena	Brzina zagrevanja	Max temp. [°C]	Kriva hlađenja	Trajanje [min]
ISO 834 standardna kriva	Zgrade (preporučeno i za tunele)	821 °C posle 30 min (prosečna brzina zagrevanja 30 °C/min), 925 °C posle 60 min, 1000 °C posle 2 h i 1150 °C posle 4 h	Nije definisana (1000 °C posle 2 h)	Ne postoji	Bez ograničenja
Ugljovodična kriva (Evrokod 1) predstavlja toplotni fluks od 200 kW/m ²	Petrohemijska industrija / Priobalni objekti (Offshore)	900 °C posle 5 min (prosečna brzina zagrevanja 170 °C/min) i 1100 °C posle 45 min	1100	Ne postoji	Bez ograničenja
ZTV (D)	Tuneli	1200 °C posle 5 min (prosečna brzina zagrevanja 240 °C/min)	1200	Posle 30 min (55 za železnice) počinje linearan pad temperature u trajanju od 110 min	170 min, uključujući i opadajući deo krive
RWS (NL) (300 MW požar)	Tuneli	1100 °C posle 5 min i 1350 °C posle 60 min	1350	Redukcija temperature sa 1350 °C na 1200 °C posle 120 min	120
Modifikovana ugljovodonična kriva predstavlja toplotni fluks od 345 kW/m ²	Tuneli / Priobalni objekti	1200 °C za manje od 10 min i 1300 °C oko 20 min kasnije	1300	Ne postoji	Bez ograničenja ali očekivano < 120 min

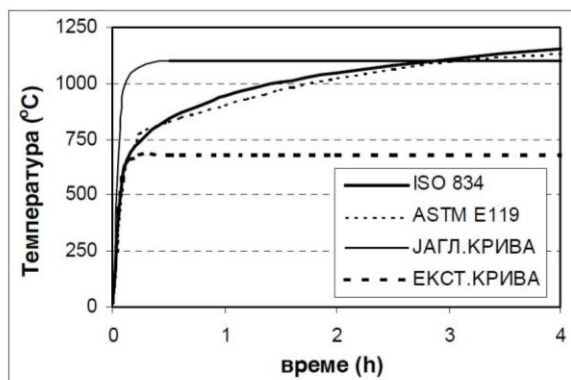
Eksterna požarna kriva primenjuje se za ispitivanje elemenata koji se nalaze izvan požarnog sektora i definisana je sledećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) \quad (2.4)$$

gde je:

- θ_g - temperatura gasova u požarnom sektoru [°C]
- t - vreme [min].

Na slici 2.3 prikazane su neke od karakterističnih nominalnih krivih.



Slika 2.3 Dijagram nominalnih krivih temperatura-vreme (Cvetkovska, 2002)

2.3 "Prirodni" požari – Parametarske krive za zgrade

Za razliku od nominalnih krivih požara, modeli prirodnih požara uzimaju u obzir način na koji okruženje (termičke karakteristike omotača), količina gorivog materijala i ventilisanost prostora utiču na razvoj požara. Prirodni požari ili parametarske krive požara koje se koriste u zgradarstvu opisane su nizom krivih temperatura-vreme definisanih za različita požarna opterećenja (25-3750 MJ/m²) i koeficijente otvora (0,01-0,3 m^{0.5}). (Magnusson & Thelandersson, 1970) Na taj način dobija se realniji prikaz požara koji može da se desi u nekom određenom prostoru. Metod definisanja parametarskih krivih požara je pojednostavljen, ali ipak veoma različit u odnosu na korišćenje nominalnih krivih požara.

Upotrebljivost ovog alternativnog metoda zavisi od ispunjenosti naredna dva uslova:

- Svojstva požarnog opterećenja sa aspekta brzine sagorevanja i radijacije su približna požarima nastalim usled sagorevanja drveta (celulozni požari).
- Koeficijent otvora prostorije zahvaćene požarom, treba da je poznat u toku svih faza razvoja požara i dat je izrazom (EN 1991-1-2, 2002) (Magnusson & Thelandersson, 1970):

$$O = A_V \sqrt{h_{eq}} / A_t \quad (2.5)$$

gde je:

- O - koeficijent otvora u požarnom sektoru [m^{1/2}]
- A_V - ukupna površina vertikalnih otvora u zidovima [m²]
- h_{eq} - prosečna visina na kojoj se prozori nalaze [m]
- A_t - ukupna površina omotača (zidovi, podovi i plafoni, uključujući i otvore) [m²].

U toku faze paljenja i razvoja požara, krive su definisane preko koeficijenta otvora, za vreme trajanja požara: (Magnusson & Thelandersson, 1970)

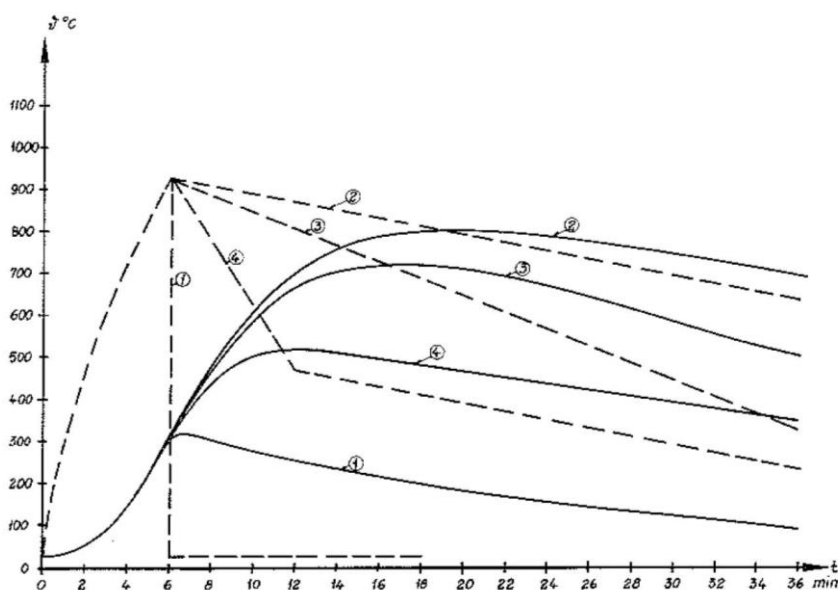
$$T = q A_t / (25 A_V \sqrt{h_{eq}}) \quad (2.6)$$

gde je:

- T - vreme trajanje požara [min]

- q - požarno opterećenje [Mcal/m^2 (površine omotača)].

Problem prilikom analize požarne otpornosti konstrukcija u istraživanju Magnussona i Thelanderssona, predstavljala je matematička reprezentacija faze hlađenja, koja je u dotadašnjoj tehničkoj regulativi (Swedish Building Regulations 1967) pretpostavljena kao linearna funkcija, sa brzinom opadanja od $10\text{ }^\circ\text{C/min}$, nezavisno od uslova u kojima se požar desio i metoda korišćenih prilikom njegovog gašenja. Ovo se naročito nepovoljno odražava na konstrukcije koje poseduju nisku termičku inerciju, poput neizolovanih ili slabo izolovanih nosećih čeličnih konstrukcija. Na slici 2.4 prikazane su temperature kojima je izložen čelični stub u toku vremena u zavisnosti od režima hlađenja.



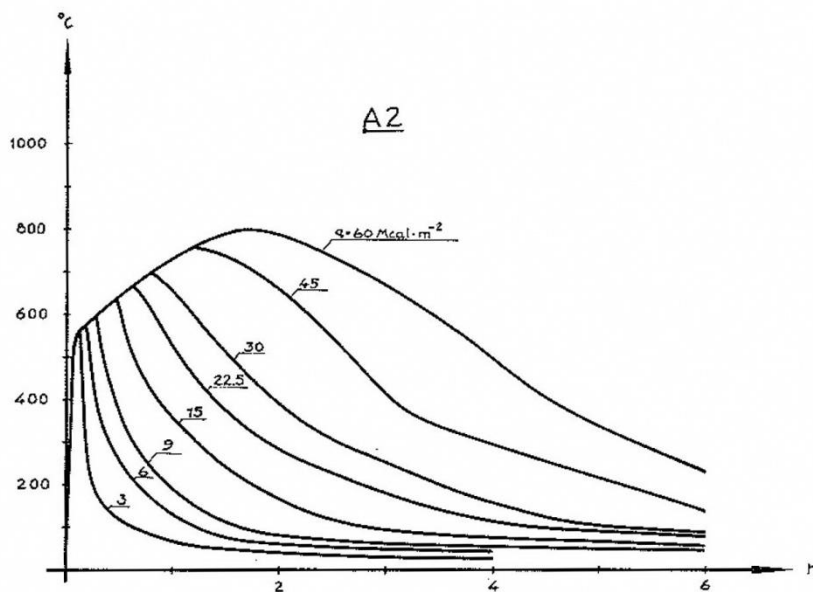
Slika 2.4 Promena temperature čeličnog stuba za različite faze hlađenja požara (Magnusson & Thelandersson, 1970)

Istraživanje koje definiše fazu hlađenja, zasnovano je na jednačini toplotnog balansa (ravnoteže) u zatvorenom prostoru, prema kojoj je količina toplote koja se oslobodi po jedinici vremena tokom gorenja I_C , jednaka zbiru količina toplote po jedinici vremena koja se izgubi, odnosno raseje iz zatvorenog prostora na različite načine (prenosom toplote kroz elemente konstrukcije I_W , radijacijom kroz otvore I_R , izmenom toplih gasova hladnim spoljašnjim vazduhom I_L i energijom koja je sadržana u zatvorenom prostoru I_B):

$$I_C = I_W + I_R + I_L + I_B \quad (2.7)$$

Na osnovu daljih analiza i eksperimentalnih istraživanja u kontrolisanim spoljašnjim uslovima, vremenski dijagrami količine energije oslobođene u jedinici vremena su varirani do poklapanja sračunatih i opaženih krivih temperatura-vreme, uz uslov da količina energije koja se oslobodi u toku požara bude jednaka energiji koju poseduje dostupno gorivo.

Konačno, krive temperatura-vreme su sračunate za različite vrednosti požarnog opterećenja i faktore otvora za sedam različitih tipova omotača konstrukcije, sa aspekta vrste materijala. Primer parametarkog prikaza požarnih krivih dat je na slici 2.5.



Slika 2.5 Dijagrami temperatura-vreme gasova za tip konstrukcije A (beton, opeka i laki beton) i koeficijent otvora 0.02 m^{1/2}, za različita požarna opterećenja (Magnusson & Thelandersson, 1970)

Parametarskim modelima požara predloženim od strane Magnussona i Thelanderssona 1970. godine prvi put su ustanovljene analitičke metode proračuna požarne otpornosti konstrukcija, koje su usvojene od strane tehničke regulative. Metodologija određivanja parametarskih krivih temperatura-vreme preuzeta je i u Evrokodu.

Prema (EN 1991-1-2, 2002), parametarske krive požara definisane su samo za požarne sektore sa korisnom površinom ispod 500 m², bez otvora na plafonu i sa maksimalnom visinom prostorija od 4 m. Pri tome se smatra da je u toku požara došlo do sagorevanja kompletnog gorivog materijala.

Krive temperatura-vreme za fazu razvoja požara date su sledećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7t^*} - 0,472 \cdot e^{-19t^*}) \quad (2.8)$$

gde je:

- $t^* = t \cdot \Gamma$ [h]
- t - vreme [h]
- $\Gamma = [O/b]^2 / (0,04/1160)^2$ [l]
- $b = \sqrt{\rho c \lambda}$ termička absorpcija kontura prostorije, uz ograničenja $100 \leq b \leq 2200$ [J/m²s^{1/2}K]
- ρ - gustina materijala koji obavlja prostoriju [kg/m³]
- c - specifična toplota materijala [J/kgK]
- λ - toplotna provodljivost materijala [W/mK]
- O - koeficijent otvora, definisan prema izrazu (2.5), uz ograničenja $0,02 \leq O \leq 0,20$ [m^{1/2}].

Za proračun koeficijenta b , termički koeficijenti se usvajaju sa vrednostima koje važe pri ambijentalnim temperaturama, bez obzira što nisu konstantni sa promenom temperature.

Vrednosti 0,04 i 1160 u izrazu za proračun bezdimenzionog koeficijenta Γ odnose se na koeficijent otvora i termičku inerciju (apsorpciju) „standardnog“ požarnog sektora korišćenog pri prvobitnom programu ispitivanja. (Pettersson, Magnusson, & Thor, 1976)

Maksimalna temperatura gasova u fazi razvoja požara nastaje u trenutku vremena $t^* = t_{max}^*$, gde je:

- $t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma$ [h]
- $t_{max} = \max[(0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/0); t_{lim}]$ [h]
- $q_{t,d}$ - projektna vrednosti gustine požarnog opterećenja u zavisnosti od A_t , uz ograničenja $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ [MJ/m²]; $q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f/A_t$
- $q_{f,d}$ - projektna vrednosti gustine požarnog opterećenja u zavisnosti od A_f [MJ/m²]
- A_f - površina poda [m²]
- t_{lim} - granično vreme, koje, u zavisnosti od brzine rasta temperature, može biti 15 min (brzi), 20 min (srednji) ili 25 min (spori rast temperature).

Krive temperatura-vreme u fazi hlađenja definisane su prema sledećim izrazima:

$$\theta_g = \theta_{max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{za } t_{max}^* \leq 0,5 \quad (2.9)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}^*) \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{za } 0,5 \leq t_{max}^* < 2 \quad (2.10)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{za } t_{max}^* \geq 2 \quad (2.11)$$

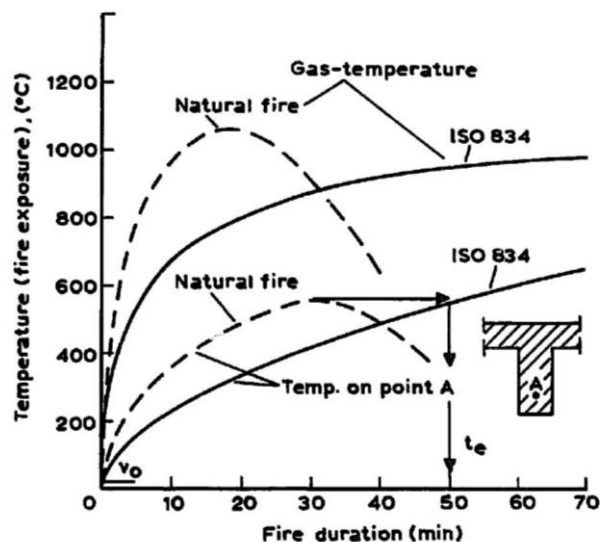
gde je:

- $x = 1,0$ ako je $t_{max} > t_{lim}$
- $x = t_{lim} \cdot \Gamma / t_{max}^*$ ako je $t_{max} = t_{lim}$.

„Prirodni“ požari, odnosno parametarske krive požara na realniji način predstavljaju stvaran razvoj požara u toku vremena, u odnosu na nominalne krive požara. Parametarske krive i dalje pretpostavljaju ujednačenu temperaturu unutar požarom zahvaćenog prostora. Međutim, razvoj temperature zavisi od dodatnih parametara koji moraju biti poznati, kao što su količina i vrsta goriva, uslovi ventilisanosti, termička inercija omotača itd. Parametarske krive nisu praktične za sprovođenje eksperimentalnih ispitivanja, budući da je teško kontrolisanje temperaturnih uslova unutar peći za zagrevanje, naročito u zoni hlađenja požara, ali su veoma pogodne za računski ispitivanja, pošto se na osnovu njih realnije može proceniti ponašanje konstrukcija u uslovima požara, a samim tim, projektovanje je ekonomičnije. (CEB-FIP, 2007) Ovo, međutim, zahteva poznavanje složenijih konstitutivnih modela materijala, naročito betona, u fazi hlađenja.

Kriterijumi prilikom projektovanja i verifikacija požarne otpornosti konstrukcijskih elemenata uglavnom se zasnivaju na standardnim požarnim ispitivanjima. Na taj način omogućava se poređenje ponašanja različitih elemenata u istim temperaturnim uslovima. Međutim, ekonomska analiza požarne otpornosti elemenata u okviru određene konstrukcije, podrazumeva definisanje realno dostupnog požarnog opterećenja, koje u zavisnosti od količine, može da izazove i dosta manje intenzivne uslove izloženosti požaru, zbog čega se standardnim ispitivanjima dobijaju konzervativniji rezultati.

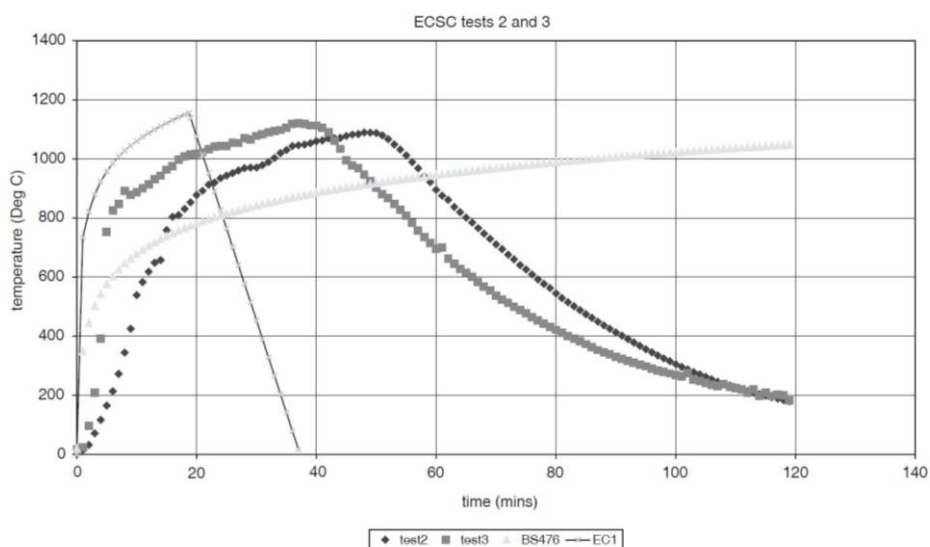
Za uspostavljanje relacija između rezultata dobijenih na osnovu standardnih (nominalnih) i parametarskih krivih požara, uvodi se pojam ekvivalentnog vremena požarnog dejstva. Ovim metodom, maksimalna temperatura u kritičnoj tački ispitivanog uzorka izloženog realnom požaru poredi se sa razvojem temperature u istoj tački u toku izlaganja elementa standardnom požaru. Ekvivalentno vreme požarnog dejstva predstavlja vreme za koje se prilikom standardnog požara dostigne temperatura jednaka maksimalnoj temperaturi u uslovima realnog požara (slika 2.6). Međutim, pri tome je neophodno uzeti u obzir statičke i mehaničke granične uslove ispitivanog nosećeg elementa u uslovima požara, ukoliko se uvodi racionalan pristup projektovanju u uslovima požara. (Kordina & Haksever, 1983)



Slika 2.6 Procena izloženosti požaru korišćenjem ekvivalentnog vremena požarnog dejstva (Kordina, 1991)

Koncept ekvivalentnog vremena požarnog dejstva obrađen je i u sklopu Aneksa F Evrokoda 1, Deo 1.2 (EN 1991-1-2, 2002).

U cilju eksperimentalne verifikacije koncepta prirodnih požara, u Kardingtonu, Velika Britanija, sprovedena su eksperimentalna istraživanja na osam uzoraka konstrukcije u punoj veličini. Između ostalog, cilj ispitivanja bio je i validacija pristupa proračuna usvojenog u Evrokodu, a rezultati ispitivanja ukazuju da metod proračuna temperatura u okviru požarnog sektora prema EN 1991-1-2 može biti poboljšán. (Lennon & Moore, 2003) Na osnovu ispitivanja, ustanovljeno je da parametarske krive, predložene u EN 1991-1-2, daju razumnu procenu maksimalnih temperatura u okviru prostorije, ali da je trajanje požara podceno, što može značajno da utiče na tipove konstrukcija kod kojih je vreme izloženosti visokim temperaturama od presudnog značaja. Na slici 2.7 prikazane su požarne krive za dva različita ispitivanja, za konstrukcije sa istim izolacionim svojstvima i koeficijentima otvora, sa razlikom u požarnom opterećenju (uvođenje polipropilena u okviru požarnog opterećenja), a za koje se prema EN 1991-1-2 uvodi ista projektna parametarska kriva, kao i standardna ISO 834 kriva.



Slika 2.7 Poređenje rezultata ispitivanja i predloženih krivih prema EN 1991-1-2 (Lennon & Moore, 2003)

Na osnovu ispitivanja, ustanovljeno je da niži koeficijenti otvora doprinose nižim temperaturama i dužem trajanju požara, što je u saglasnosti sa EN 1991-1-2 za fazu rasta požara. Međutim, po pitanju trajanja i brzine opadanja temperature u fazi hlađenja požara, ispitivanja su pokazala da faza hlađenja traje mnogo duže i da je opadanje temperature sporije u odnosu na predloženo u EN 1991-1-2.

Za definisanje parametarskih krivih za prostore većih površina, od 500 do 6000 m² i svetle visine od 6 do 20 m, uz količinu oslobođene snage od 2 do 25 MW i površinu gorivog materijala od 9 do 50 m², izvedene su posebne krive temperatura-vreme, karakteristične za objekte velikih unutrašnjih zapremina. (Du & Guo-Qiang, 2012) Uticaj ključnih faktora na vremenski razvoj temperatura unutar odeljka je sledeći:

- sa povećanjem brzine oslobađanja toplote, povećava se i maksimalna temperatura,
- sa povećanjem podne površine, maksimalna temperatura se smanjuje,
- sa povećanjem visine unutrašnjeg prostora, maksimalna temperatura se smanjuje,
- temperatura opada udaljavajući se od centralne ose vatre u horizontalnoj ravni.

Na osnovu teorijskih analiza predloženih modela parametarskih krivih požara, Blagojević i Pešić (Blagojević & Pešić, 2011) predložili su novi analitički model krive temperatura-vreme, matematičku familiju krivih koje sa zadovoljavajućom tačnošću opisuju sve faze požara:

$$y = a \left[\frac{x}{b} \exp \left(1 - \frac{x}{b} \right) \right]^c \quad (2.12)$$

gde je:

- y - temperatura [°C]
- x - vreme [min]
- a - maksimalna temperatura (zavisi od vrste goriva i ventilacije) [°C]
- b - vreme za koje se dostiže maksimalna temperatura [min]
- c - korekcionni faktor, koji zavisi od geometrije prostora, uslova paljenja itd. [/]

Modeli požara definisani preko parametarskih krivih, kao i preko nominalnih krivih, podrazumevaju konstantnu raspodelu temperature u okviru požarom zahvaćenog prostora. Kod realnih požara, međutim, naročito u velikim prostorima ili ukoliko požarno opterećenje nije ravnomerno raspoređeno, ovo nije slučaj. Napredniji modeli koji uzimaju u obzir temperaturni razvoj u prostoru su višezonski modeli i računski modeli dinamike fluida.

2.4 Višezonski & CFD modeli (računski modeli dinamike fluida)

Napredniji modeli požarnih krivih su višezonski modeli i modeli dinamike fluida. Modeli se zasnivaju na rešavanju jednačina održanja energije i mase za svaku zonu ili element. (CEB-FIP, 2007) Najjednostavniji je jednozonski model. Razvoj temperature u funkciji vremena izračunava se integracijom diferencijalnih jednačina održanja energije i mase. Pri tome se pretpostavlja ujednačena temperatura u okviru prostorije, gustina, unutrašnja energija i pritisak gasa (tzv. jedna zona). (Denoël, 2007) Jednozonski modeli se primenjuju u uslovima požara nakon flash-overa. Za sračunavanje temperatura, pored jednačina održanja energije i mase, neophodno je uzeti u obzir i razmenu mase između unutrašnjeg, spoljašnjeg gasa (preko otvora) i vatre, i razmena energije između vatre, unutrašnjeg gasa, zidova i otvora. (EN 1991-1-2, 2002)

Dvozonski modeli su numerički modeli kojima se predstavlja temperaturni razvoj u okviru dve zone, u gornjem i donjem sloju vazduha u prostoriji sa požarom (karakteristično za faze pre nastanka flash-

overa). Ravnoteža energije i mase sračunava se za svaki pojedinačni sloj, u okviru kojeg se pretpostavlja ravnomerna raspodela temperature. Vatra se na taj način može razdvojiti u dve zone koje se nakon nastanka flash-overa i mešanja gasova sjedinjuju u jednu (temperatura gasa u gornjem sloju prevazilazi 500°C ili ukoliko gornji sloj prekriva preko 80% visine prostorije (EN 1991-1-2, 2002). Korišćenje dvozonkih modela je pogodno u uslovima malih požara u poređenju sa veličinom prostorije. Donji sloj ostaje pri relativno niskim temperaturama i ne sadrži zapaljive materijale, za koje se pretpostavlja da su akumulirani u nivou ispod tavanice. Pojedini modeli se mogu razviti kao dvozonki, da bi nakon nastanka flash-overa, ili ispunjenja unapred zadatog kriterijuma, prešli u jednozonki model. (Cadorin J.-F. , 2001)

Osnovni parametri za definisanje razvoja temperature su isti kao kod parametarskih modela. Otvori imaju značajan uticaj jer se kroz njih doprema vazduh neophodan za razvoj požara i ventilaciju prostorije. Međutim, za razliku od parametarskih modela, gde je uticaj svih otvora obuhvaćen koeficijentom otvora O (izraz 2.5), kod višezonskih modela svaki otvor definisan je svojim dimenzijama i položajem. U obzir se uzimaju i otvori u zidovima i u plafonu. Mogu se razmatrati slučajevi aktiviranja pojedinih otvora u određenom trenutku (intervencija ljudi) ili pri dostizanju određenih temperaturnih kriterijuma (pucanje prozorskih stakala). (Franssen & Vila Real, 2012) Svaki pojedinačni zid se može predstaviti slojevima koji ga sačinjavaju. Na taj način može se odrediti apsorbirana energija na granicama požarnog odeljka preko toplote koja je apsorbirana i oslobođena u spoljašnjost odeljka preko kondukcije i radijacije. Količina požarnog opterećenja u prostoriji je od primarnog značaja. Pored ukupne količine, neophodno je poznavanje i stepena oslobađanja toplote (Rate of Heat Release – RHR), kao i stepena gubitka mase (stepen pirolize). Ukoliko su stepen pirolize i/ili stepen oslobađanja toplote u bilo kom trenutku veći od onog koji otvori mogu da omoguće, vrši se modifikacija stepena pirolize (čime se produžava trajanje požara) ili stepena oslobađanja toplote (čime se pretpostavlja i deo sagorevanja izvan požarnog odeljka).

Formiranje zonskih modela iziskuje vremensku integraciju diferencijalnih jednačina, zbog čega je postupak određivanja krive temperatura-vreme praktično nemoguće sprovesti bez korišćenja računara. Za potrebe određivanja zonskih modela, razvijen je softver OZone na univerzitetu u Liege-u, Belgija. (Cadorin, Pintea, & Franssen, 2001) Softverski kod se zasniva na modeliranju sektorskih požara sa jedne strane i uticaja lokalizovanih požara na konstrukcije sa druge. Sadrži model koji kombinuje dvozonki i jednozonki model požara, uz tranziciju u trenutku kada su ukupna energija i masa u dvozonskom modelu izjednačeni sa energijom i masom u jednozonskom modelu što je u saglasnosti i sa EN 1991-1-2. Verifikacija rezultata zonskih modela požara dobijenih iz numeričkih simulacija u programu OZone izvršena je poređenjem sa rezultatima izmerenim u realnim sektorskim požarima. (Cadorin & Franssen, 2003) (Cadorin J.-F. , Pintea, Dotreppe, & Franssen, 2003) (Remesh & Tan, 2007) (Cadorin J.-F. , 2001)

Još napredniji modeli od višezonskih, tzv. računarski modeli dinamike fluida, za određivanje kretanja gasova i prenosa toplote koriste osnovne jednačine dinamike fluida. Diferencijalne jednačine termodinamike i aerodinamike rešavaju se u velikom broju prostornih tačaka, ne bi li se raspodela temperatura dobila u zavisnosti od prostornih koordinata. Ove jednačine predstavljaju matematičku prezentaciju zakona održanja u fizici: (EN 1991-1-2, 2002)

- masa fluida je sačuvana,
- brzina promene inercije jednaka je sumi svih sila na česticu fluida (drugi Njutnov zakon),
- brzina promene energije jednaka je sumi brzine promene toplote i rada koji deluje na česticu fluida (prvi zakon termodinamike).

Rešavanjem jednačina dobijaju se raznovrsni izlazni podaci, poput pritiska, temperature, brzine, hemijskog sastava, čak i optičkih opstrukcija u svakoj prostornoj tački. Primena ovih modela zahteva upotrebu specifičnih softvera, moćnih računara i veoma obučenog i iskusnog osoblja. (Franssen & Vila Real, 2012) Veoma je složena metoda za korišćenje i uglavnom se koristi sa ciljem određivanja disperzije dima i toplote, a retko za određivanje ponašanja konstrukcije u slučaju požara. (Denoël, 2007) (CEB-FIP, 2007) (Sekret, Saleta, Sztarbała, & Smardz, 2013) (Wald, i drugi, 2012)

3 Termička svojstva armiranog betona pri povišenim temperaturama

Požar izaziva kretanje toplote unutar konstrukcije. Temperatura unutar elemenata raste, što izaziva termičko širenje njihovih sastavnih delova, isparavanje vlage, nagomilavanje pornih pritisaka i degradaciju mehaničkih svojstava.

Prvi značajan korak u procesu projektovanja konstrukcija na dejstvo požara je predviđanje razvoja temperaturnog polja unutar elemenata konstrukcije izloženih požarnom dejstvu. Pouzdanost proračunskih modela zavisi od poznavanja termičkih svojstava materijala korišćenih u gradnji, kako pri ambijentalnim, tako i pri povišenim temperaturama.

Za sprovođenje što tačnije termičke analize (prenos toplote) u armirano betonskim konstrukcijama, neophodno je poznavanje termičkih svojstava betona i čelika, poput:

- toplotne provodljivosti (λ)
- zapreminske specifične toplote (ρc_p) koju čine:
 - zapreminska masa materijala (ρ)
 - specifična toplota pri konstantnom pritisku (c_p).

Ove veličine se određuju eksperimentalnim metodama, za konkretan tip betona, ili se usvajaju na osnovu postojećih standarda/literature. Određivanje ovih parametara kod betona nije jednostavno, iz razloga što postoji mnoštvo drugih uticaja koje je teško razdvojiti, poput promene hemijskog sastava betona, poroznosti, apsorpcije latentne toplote. Kako u odgovarajućim termičkim uslovima nastaju fizičke i hemijske promene betona, termička svojstva takođe zavise i od brzine i istorije zagrevanja. (Bažant & Kaplan, 1996)

3.1 Toplotna difuzija

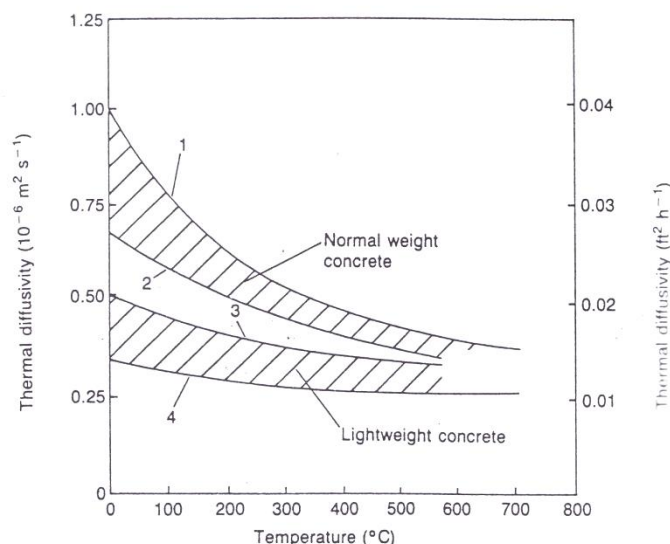
Za potrebe eksperimentalnog ispitivanja termičkih svojstava materijala, uvodi se pojam toplotne difuzije. Toplotna difuzija (D) predstavlja meru toplotne provodljivosti (stepen reagovanja materijala na promenu temperature) u uslovima vremenski promenljivih termičkih dejstava, i definiše se kao:

$$D = \lambda / \rho c_p \quad [m^2/s] \quad (1)$$

Što je veća toplotna difuzija, brži je i rast temperature unutar materijala, odnosno, promena temperature u preseku elementa je osetljivija na promenu temperature izložene površine (Kodur V. , 2014).

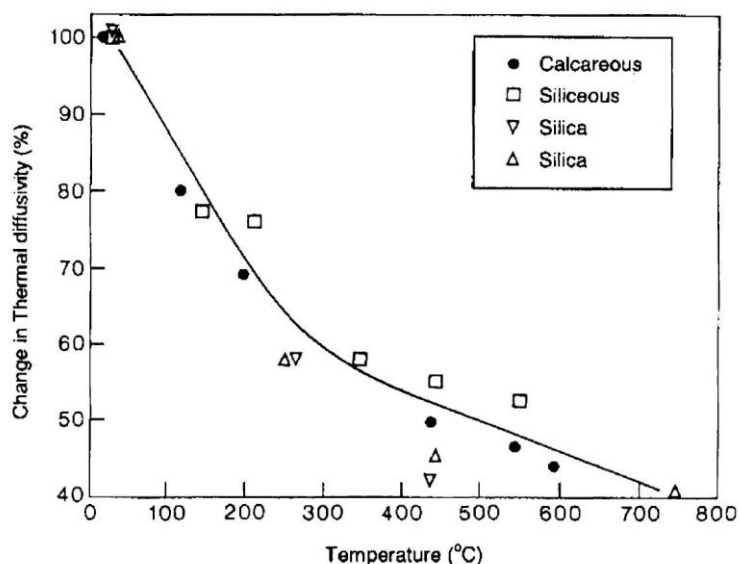
Pri ambijentalnim temperaturama, toplotna difuzija betona najviše zavisi od difuzije agregata, od kojeg je obično je za oko 15% manja. Kreće se u rasponu od $0,69 \times 10^{-6} m^2/s$ za beton spravljen od bazalta do $1,89 \times 10^{-6} m^2/s$ za beton spravljen od agregata na bazi kvarca. (Bažant & Kaplan, 1996) Toplotna difuzija betona opada značajno sa porastom temperature, usled smanjenja toplotne provodljivosti i povećanja specifične toplote. Iako je za za numeričku analizu neophodno odrediti ponašanje pojedinačnih parametara u dinamičkim uslovima povišene temperature, za eksperimentalnu analizu mnogo je lakše

odrediti veličinu toplotne difuzije. Ispitivanjem toplotne difuzije pri povišenim temperaturama, na uzorcima prethodno osušenim na 105 °C, dobijeni su rezultati prikazani na slici 3.1. Može se uočiti da se toplotna difuzija betona pri zagrevanju od ambijentalne temperature do 650 °C, smanjuje i do 50%. Najveće promene izražene su pri temperaturama ispod 200 °C, a posledice su uticaja gubitka vlage na toplotnu provodljivost i gustinu betona.



Slika 3.1 Uticaj temperature na toplotnu difuziju betona (Bažant & Kaplan, 1996)

Vremenski zavisne reakcije koje utiču na specifičnu toplotu betona pri zagrevanju, odražavaju se na vremenske promene toplotne difuzije. Pad difuzije je manji za betone sa amorfnim i lakim agregatom usled njihovog blagog povećanja toplotne provodljivosti u toku vremena (slika 3.2).



Slika 3.2 Uticaj temperature na promenu toplotne difuzije betona (CEB-FIP, 2007)

Za numeričku analizu neophodno je odrediti ponašanje pojedinačnih parametara u uslovima povišene temperature. Toplotna provodljivost i specifična toplota se obično mere u uslovima konstantne temperature, što ne daje reprezentativne rezultate u uslovima dinamičkog zagrevanja betona.

3.2 Toplotna provodljivost

Koeficijent toplotne provodljivosti (λ) je fizički parametar koji opisuje sposobnost materijala da provodi toplotu (kondukcija). (Cvetkovska, 2002) Prvi put je definisan od strane Fourier-a 1882. godine, kao odnos toplotnog fluksa i temperaturnog gradijenta, (CEB-FIP, 2007) i predstavlja protok toplote kroz jediničnu površinu elementa jedinične dužine, izloženog jediničnoj temperaturnoj razlici između dve suprotne strane. (Bažant & Kaplan, 1996) Iako se uglavnom meri u uslovima konstantne temperature, za definisanje koeficijenta provodljivosti u uslovima požarnih dejstava (brza promena temperature), poželjna bi bila ispitivanja u vremenski promenljivim temperaturnim uslovima, u toku kojih, u betonu dolazi do fizičko-hidro-hemijskih promena, koje dodatno utiču i na promenu toplotne provodljivosti. Zbog različitih uslova u kojima se vrši ispitivanje toplotne provodljivosti, izmerene temperature unutar poprečnog preseka elementa porede se sa vrednostima dobijenim iz numeričkih simulacija požarnih ispitivanja koje se zasnivaju na izmerenim koeficijentima toplotne provodljivosti i fiksnoj krivoj zapreminske specifične toplote. (CEB-FIP, 2007) Ukoliko postoji neslaganje, vrednosti se modifikuju do usaglašavanja, sa aspekta dozvoljene greške.

Toplotna provodljivost betona zavisi od njegovog hemijskog sastava, toplotne provodljivosti pojedinačnih sastojaka i njihove proporcije, sadržaja vlage i tipa agregata i cementa. (Wang, Burgess, Wald, & Gillie, 2013) U najvećoj meri na nju utiče tip agregata koji čini 60-80% zapremine betona (tabela 3.2), kao i sadržaj vlage u elementu, jer je provodljivost vode, iako mala, višetruko veća od provodljivosti vazduha (tabela 3.1). Samim tim, dehidracija betona prouzrokuje redukciju toplotne provodljivosti. Beton sušen na vazduhu sa 50% manjim sadržajem vlage od saturisanog betona može imati do 25% manju toplotnu provodljivost. U proseku, toplotna provodljivost betona normalne čvrstoće pri ambijentalnim temperaturama, kreće se u rasponu od 1,4 do 3,6 W/m°C. (Kodur V. , 2014)

Tabela 3.1 Toplotna provodljivost pri ambijentalnim temperaturama (CEB-FIP, 2007)

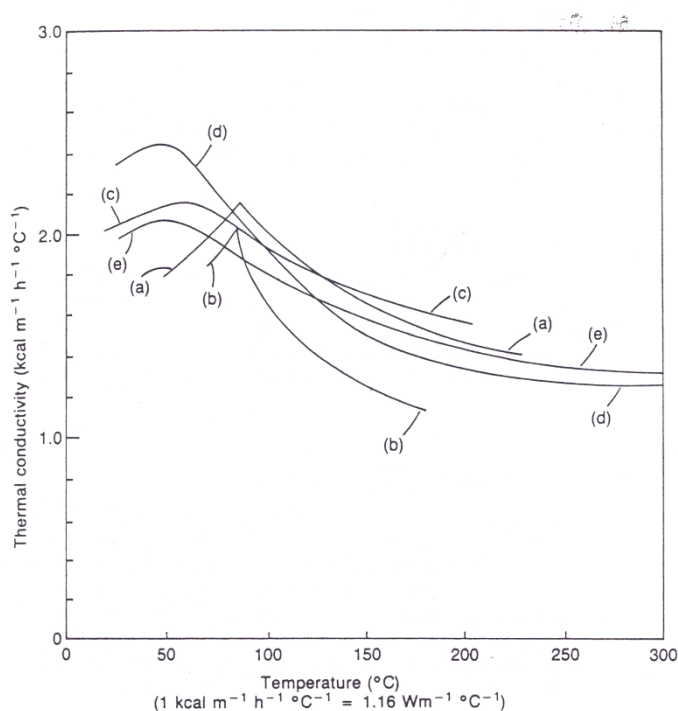
Materijal	Toplotna provodljivost [W/m°C]
Agregat	0,7 - 4,2
Zasićen beton	1,0 - 3,6
Zasićena očvrsla cementna pasta	1,1 - 1,6
Voda	0,515
Vazduh	0,034

Tabela 3.2 Toplotna provodljivost pri temperaturama od 5 do 25 °C (Bažant & Kaplan, 1996)

Agregat	Toplotna provodljivost agregata [W/m°C]	Toplotna provodljivost betona [W/m°C]
Kvarcit i peščar	3,3 - 4,2	2,4 - 3,6
Granit i gnajs Peščar i dolomit	2,3 - 2,8	1,9 - 2,8
Bazalt i dolerit	1,0 - 1,7	1,0 - 1,6

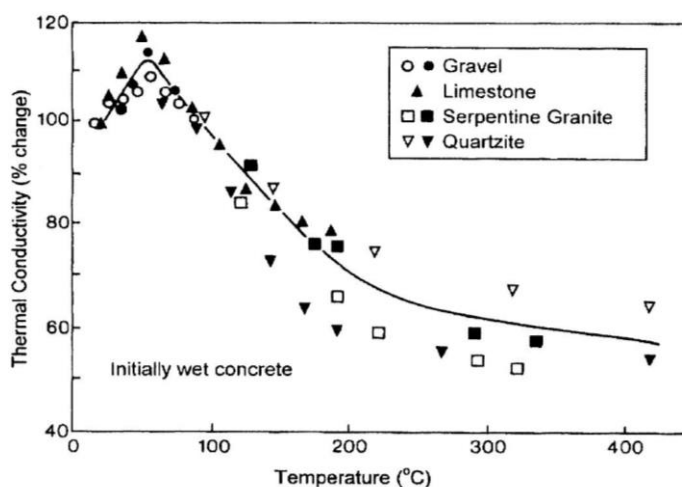
Uticaj povišene temperature na koeficijent toplotne provodljivosti u velikoj meri zavisi od početnih uslova vlažnosti betona. Za betone koji su prethodno osušeni, eksperimentalni rezultati ukazuju na približno linearno opadanje vrednosti koeficijenta. Međutim, određivanjem toplotne provodljivosti betona koji nije prethodno osušen, ustanovljeno je da pri temperaturama od 20 do 90 °C dolazi do povećanja toplotne provodljivosti između 5 i 15%. Smatra se da je ovo posledica povećanja toplotne

provodljivosti vode sa $0,60 \text{ W/m}^{\circ\text{C}}$ pri temperaturi od 25°C , na $0,68 \text{ W/m}^{\circ\text{C}}$ pri temperaturi od 130°C (oko 13%). Sa povećanjem temperature iznad 100°C uočava se značajan pad provodljivosti, koji potiče od redukcije sadržaja vlažnosti (slika 3.3).



Slika 3.3 Toplotna provodljivost betona sa različitim agregatima, koji nisu prethodno osušeni (Bažant & Kaplan, 1996)

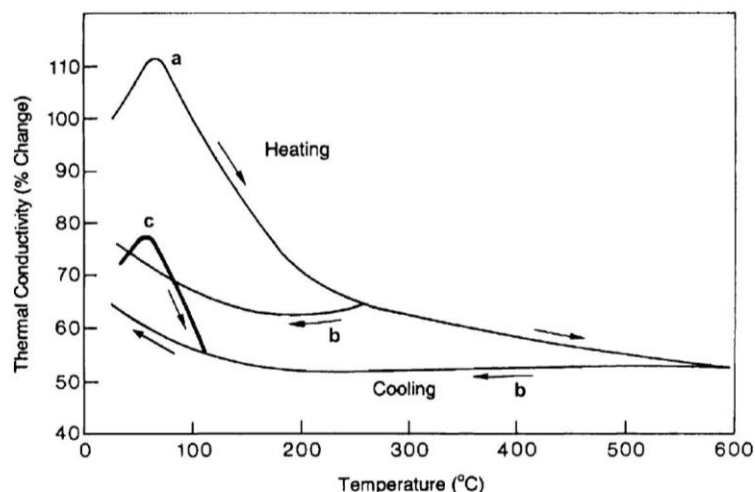
Pored navedenih uticaja, na veličinu toplotne provodljivosti utiče i poroznost elementa. Sa povećanjem vodocementnog faktora, povećava se i poroznost betona, čime se redukuje toplotna provodljivost. Iako je promena toplotne provodljivosti pri temperaturama bliskim ambijentalnim veoma mala, pri visokim temperaturama dolazi do značajne promene usled fizičko-hemijskih promena koje se u toku zagrevanja dešavaju u betonu (slika 3.4).



Slika 3.4 Uticaj temperature na toplotnu provodljivost zasićenog betona (CEB-FIP, 2007)

Toplotna provodljivost u fazi hlađenja zavisi od temperature pri kojoj je ta faza započela (slika 3.5). Nakon prvog zagrevanja, prilikom hlađenja, toplotna provodljivost se povećava za 10-20%, ali je ona, u suštini, ireverzibilna, i zadržava manje vrednosti nego pre zagrevanja. Pri ponovnom vlaženju betona i sa

sledećim zagrevanjem, dolazi do porasta toplotne provodljivosti do temperatura oko 50-60 °C, nakon čega sledi pad i povratak na krivu hlađenja pri temperaturi od 105 °C, što ukazuje da je porast toplotne provodljivosti posledica povećanja vlage betona u fazi hlađenja, a ne obnove provodničkih veza. Prvobitno zagrevanje dovodi do trajnih promena u toplotnoj provodljivosti izazvanih fizičko-hemijskim transformacijama u betonu, dok svako naredno zagrevanje doprinosi manjim promenama u zavisnosti od temperature sve dok početna maksimalna temperatura nije prekoračena.



Slika 3.5 Uticaj prvog zagrevanja (a) i hlađenja (b) i naknadnog (sledećeg) zagrevanja (c) na toplotnu provodljivost betona (CEB-FIP, 2007)

Prema EN 1992-1-2 (EN 1992-1-2, 2004), toplotna provodljivost betona normalne težine definisana je gornjom i donjom graničnom krivom, prema sledećim izrazima (slika 3.6):

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.1)$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.2)$$

gde je:

- λ_c - toplotna provodljivost betona normalne težine [W/m°C]
- θ - temperatura betona [°C].

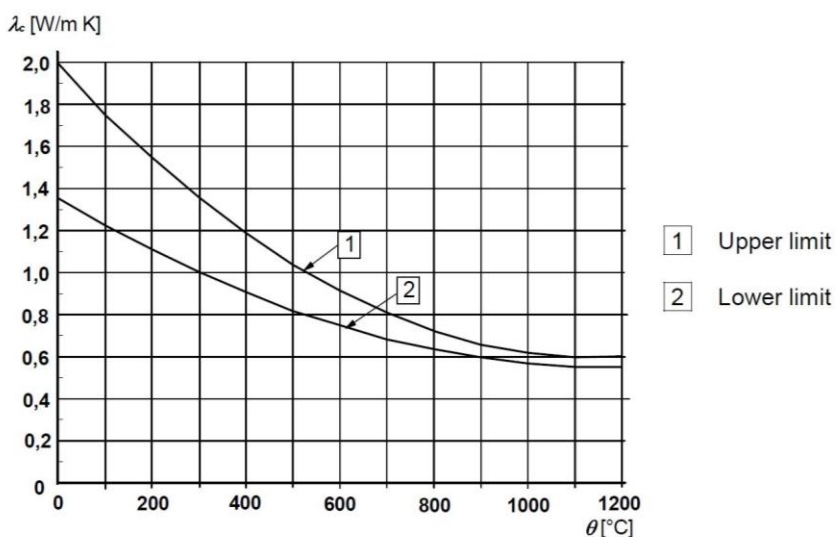
Toplotna provodljivost čelika u najvećoj meri zavisi od odnosa legura i postupka zagrevanja. (Mirza & Uy, 2009) Prema EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2002), ona linearno opada sa povećanjem temperature do 800 °C, nakon čega zadržava konstantnu vrednost i definisana je sledećim izrazima (slika 3.7):

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C} \quad (3.3)$$

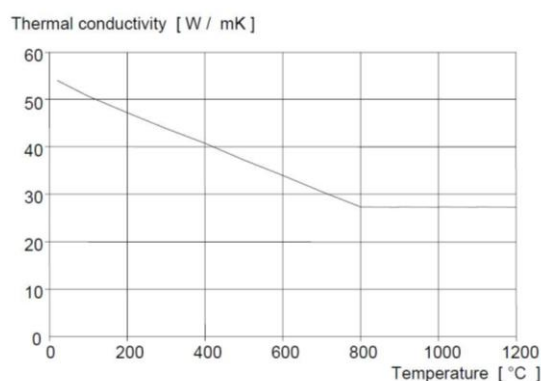
$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{za } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.4)$$

gde je:

- λ_a - toplotna provodljivost čelika za armiranje [W/m°C]
- θ_a - temperatura čelika [°C].



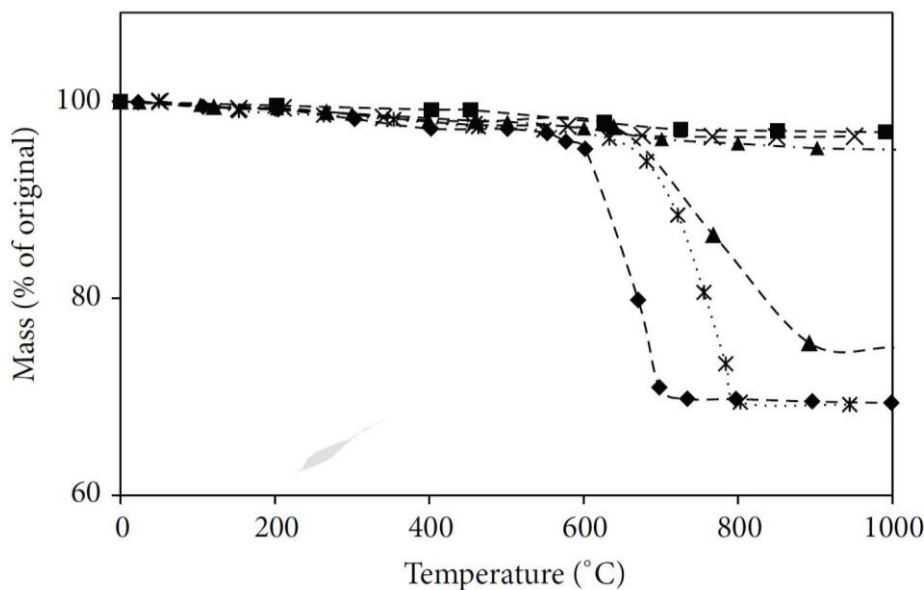
Slika 3.6 Toplotna provodljivost betona (EN 1992-1-2, 2004)



Slika 3.7 Toplotna provodljivost čelika za armiranje (EN 1993-1-2, 2002)

3.3 Gustina

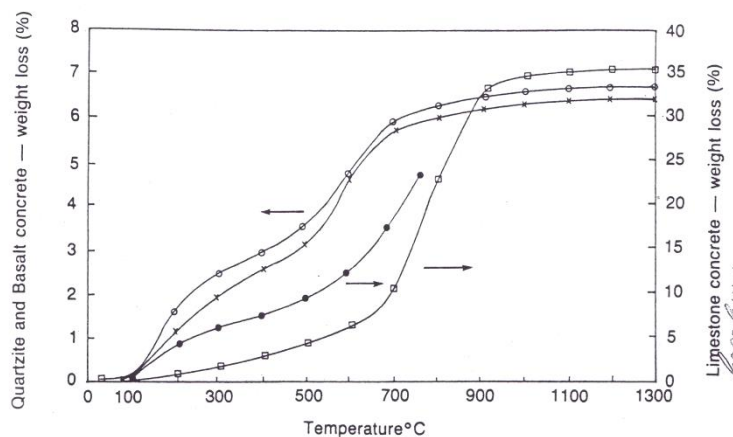
Gustina betona, ili zapreminska masa suvog uzorka predstavlja masu jedinične zapremine materijala koji se sastoji od čvrste materije i pora ispunjenih vazduhom. Sa povećanjem temperature, kod betona koji sadrži početnu vlažnost dolazi do gubitka mase usled hemijskih reakcija koje dovode do isparavanja vlage. (Kodur V. , 2014) Fizičko-hemijske transformacije uključuju dilatiranje vode do oko 80 °C, gubitak slobodne i fizički vezane vode na temperaturama 100-200 °C, koji prati gubitak hemijski vezane vode pri temperaturama višim od 100 °C. (CEB-FIP, 2007) Zadržavanje mase u velikoj meri zavisi od tipa agregata. Iako je gubitak mase minimalan do temperature od oko 600 °C, pri višim temperaturama, za betone spravljene sa karbonatnim agregatom, dolazi do znatno većeg pada mase zbog hemijskog razlaganja dolomita (dekarbonizacija) pri temperaturi od 600 °C, nego kod betona sa silikatnim agregatom (slika 3.8).



Slika 3.8 Promena mase betona sa različitim agregatom u funkciji temperature (Kodur V. , 2014)

- ▲- Hu et al.-carbonate
- Hu et al.-siliceous
- *· Lie and Kodur-carbonate
- X- Lie and Kodur-siliceous
- ◆- Kodur and Sultan-carbonate
- ▲- Kodur and Sultan-siliceous

Termogravimetrijskim ispitivanjima promene mase betona sa različitim agregatima dobijeni su rezultati prikazani na slici 3.9. Ispitivanja su sprovedena na cilindričnim uzorcima pri početnoj temperaturi od 20 °C i relativnoj vlažnosti od 65%, sa brzinom zagrevanja od 5 °C/min.



Slika 3.9 Promena mase betona u odnosu na početnu masu u zavisnosti od agregata: levo – kvarcit i bazalt, desno – krečnjak (Bažant & Kaplan, 1996)

Pored gubitka vode, promena gustine betona je i posledica termičkog širenja betona, skupljanja i tečenja, kao i uslova u kojima je izvršena nega betona (kod betona negovanih u vodi pri zagrevanju do 150 °C dolazi do gubitka od oko 100 kg/m³, dok je kod betona negovanih pri relativnoj vlažnosti od 65% primećena neznatna promena gustine). (Bažant & Kaplan, 1996)

Prema EN 1992-1-2, promena gustine betona normalne težine ne zavisi od vrste agregata i definisana je sledećim izrazima:

$$\rho(\theta) = \rho(20) \quad \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C} \quad (3.5)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20) \cdot \left(1 - 0.02 \frac{\theta - 115}{85}\right) \quad \text{za } 115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (3.6)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20) \cdot \left(0.98 - 0.03 \frac{\theta - 200}{200}\right) \quad \text{za } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \quad (3.7)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20) \cdot \left(0.95 - 0.07 \frac{\theta - 400}{800}\right) \quad \text{za } 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.8)$$

gde je:

- $\rho(\theta)$ - zapreminska masa betona normalne težine [kg/m^3]
- $\rho(20)$ = 2300 [kg/m^3] zapreminska masa betona pri temperaturi od 20 °C
- θ - temperatura betona [$^{\circ}\text{C}$].

Navedena promena gustine betona uzima se u obzir samo prilikom termičke analize i određivanja temperaturnog polja. Za mehaničku analizu, poželjno je da se usvaja konstantna vrednost gustine betona pri ambijentalnoj temperaturi, za celokupan temperaturni opseg. (Purkiss, 2007)

Gustina čelika za armiranje je prema EN 1993-1-2 nezavisna od temperature i usvaja se kao konstantna vrednost:

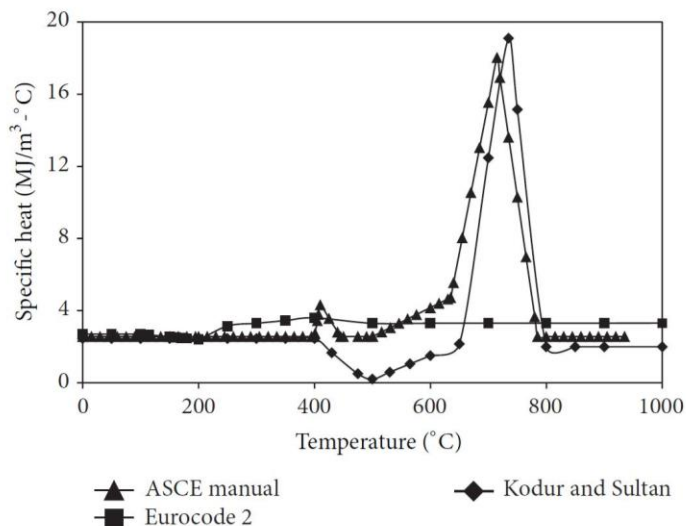
$$\rho_a = 7850 \quad \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.9)$$

gde je:

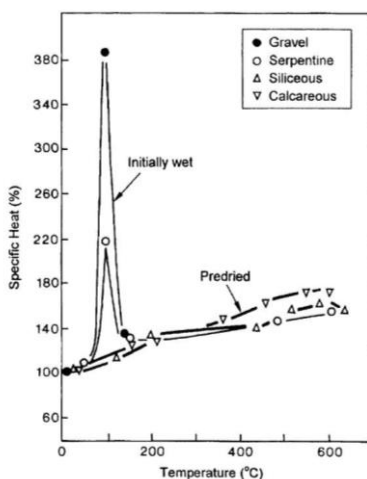
- ρ_a - zapreminska masa čelika za armiranje [kg/m^3]
- θ_a - temperatura čelika [$^{\circ}\text{C}$].

3.4 Specifična toplota

Specifična toplota (toplotni kapacitet) materijala predstavlja količinu toplote po jedinici mase, potrebnu za jediničnu promenu temperature materijala. Najčešće se izražava u obliku toplotnog kapaciteta koji predstavlja proizvod specifične toplote i gustine materijala. Na vrednosti specifične toplote najveći uticaj imaju sadržaj vlage, tip agregata i gustina betona. Pri ambijentalnim temperaturama, specifična toplota betona kreće se u rasponu 500-1130 J/kg°C, u zavisnosti od vrste agregata. (Bažant & Kaplan, 1996) Takođe, karakteristično je da je veoma osetljiva na fizičko-hemijske transformacije u betonu pri povišenim temperaturama, koje potiču od isparavanja vode pri temperaturi od 100 °C, razlaganja kalcijum-hidroksida na kalcijum-oksidi i vodu pri temperaturama 400-500 °C i transformaciju kvarca u pojedinim agregatima pri temperaturi od 600 °C (poslednji fenomen je obuhvaćen ASCE propisima, ali ne i prema EN 1992-1-2 (slika 3.10)). Veoma je osetljiva na sadržaj vlage i značajno se povećava sa povećanjem vodocementnog faktora. (Kodur V. , 2014) Zagrevanjem betona zasićenog vodom, dolazi do naglog rasta specifične toplote pri temperaturi od oko 90 °C do 380% usled oslobađanja slobodne vode iz betona i apsorbovanja latentne toplote isparavanja (vrednost specifične toplote vode je relativno velika i iznosi 4190 J/kg°C). Ovaj fenomen kod prethodno osušenih betona nije izražen (slika 3.11). U zavisnosti od procentualne zastupljenosti vlage u odnosu na težinu betona, EN 1992-1-2 predviđa skokovitu promenu vrednosti specifične toplote betona pri temperaturi od 100 °C, sa konstantnim vrednostima u zoni od 100 °C do 115 °C, nakon čega sledi linearno opadanje do 200 °C (slika 3.12).



Slika 3.10 Specifična toplota betona u zavisnosti od temperature (Kodur V. , 2014)



Slika 3.11 Uticaj temperature na specifičnu toplotu betona izuzimajući uticaje latentne toplote iznad 200 °C (CEB-FIP, 2007)

Prema EN 1992-1-2, specifična toplota suvog betona (sa silikatnim i karbonatnim agregatom) određena je sledećim izrazima (slika 3.12):

$$c_p(\theta) = 900 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (3.10)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad \text{za } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (3.11)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + \frac{\theta - 200}{2} \quad \text{za } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (3.12)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad \text{za } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.13)$$

gde je:

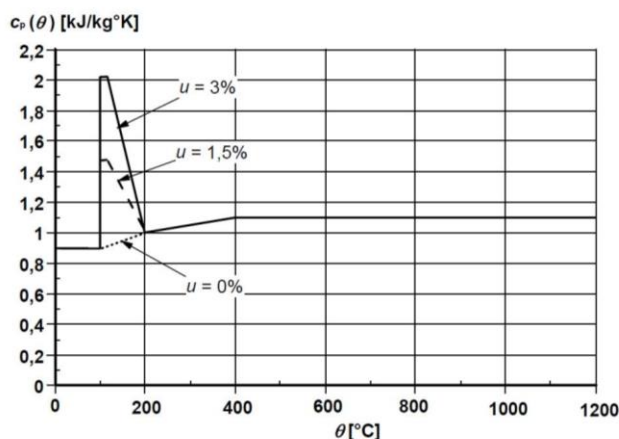
- θ - temperatura betona [°C]
- $c_p(\theta)$ - specifična toplota suvog betona ($u = 0\%$) [J/kg°C].

Ekstremne vrednosti specifične toplote pri temperaturama 100-115 °C za različite inicijane vlažnosti betona, date su u tabeli 3.3.

Tabela 3.3 Ekstremne vrednosti specifične toplote betona (EN 1992-1-2, 2004)

Sadržaj vlage (%)	$c_{p,peak}$ (J/kg°C)
0	900
1,5	1470
3,0	2020
10,0 *	5600 *

* - (Wang, Burgess, Wald, & Gillie, 2013)



Slika 3.12 Specifična toplota betona u zavisnosti od temperature i sadržaja vlage (EN 1992-1-2, 2004)

Specifična toplota čelika za armiranje postepeno se povećava sa povećanjem temperature. Međutim, u opsegu 700-800 °C, vrednosti se drastično povećavaju, usled endoternog procesa promene kristalne strukture čelika na bazi ugljenika pri temperaturi od 735 °C. (Wang, Burgess, Wald, & Gillie, 2013) Nagla promena specifične toplote čelika u relativno malom temperaturnom intervalu može da se zanemari, a da pri tom uticaj na rezultate proračuna ne bude značajan (Cvetkovska, 2002).

Prema EN 1993-1-2, specifična toplota čelika određuje se na osnovu sledećih izraza (slika 3.13):

$$c_a(\theta_a) = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta < 600^\circ\text{C} \quad (3.14)$$

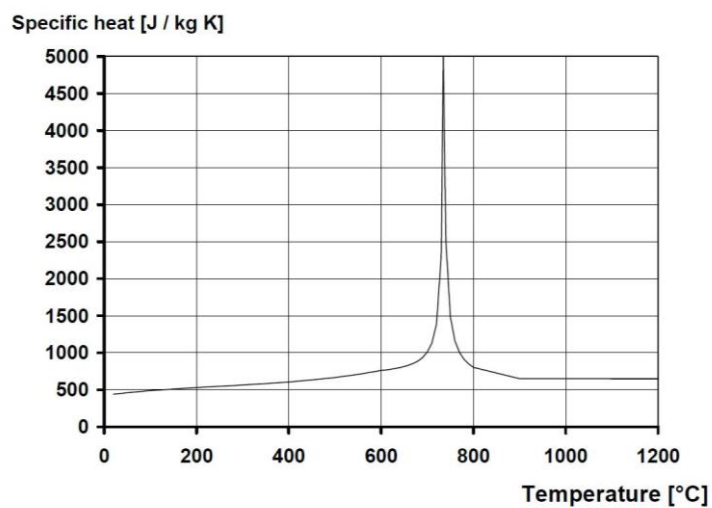
$$c_a(\theta_a) = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{za } 600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C} \quad (3.15)$$

$$c_a(\theta_a) = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{za } 735^\circ\text{C} \leq \theta < 900^\circ\text{C} \quad (3.16)$$

$$c_a(\theta_a) = 650 \quad \text{za } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.17)$$

gde je:

- θ_a - temperatura čelika [°C]
- $c_a(\theta_a)$ - specifična toplota čelika [J/kg°C].



Slika 3.13 Specifična toplota čelika u zavisnosti od temperature (EN 1993-1-2, 2002)

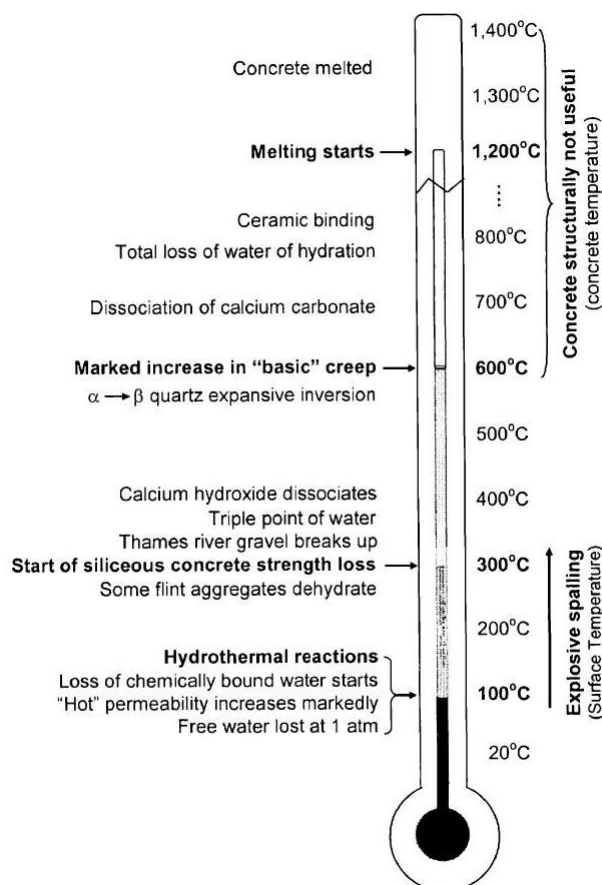
4 Mehanička svojstva armiranog betona pri povišenim temperaturama

Konstrukcije su u toku požara izložene veoma agresivnim spoljašnjim dejstvima, koja izazivaju promene fizičko-mehaničkih svojstava materijala koji je sačinjavaju. Povećanjem temperature vazduha u prostorijama zahvaćenim požarom, započinje proces prenosa toplote (kretanja) iz pravca polja sa višom temperaturom prema polju sa nižom, što izaziva prodiranje toplote unutar elemenata. Kako se preseči elemenata već nalaze u nekom početnom naponsko-deformacijskom stanju, porastom temperature u toku vremena menja se stanje napona i deformacija, bez obzira što je opterećenje za vreme trajanja požara konstantno. Ove promene posledica su promena mehaničkih svojstava betona i čelika pri povišenim temperaturama.

Iako beton, u poređenju sa drugim materijalima, pokazuje veoma dobra termička svojstva i često se koristi za oblaganje, odnosno zaštitu drugih materijala, poput čelika, neophodno je ustanoviti njegovo ponašanje u tačno definisanim požarnim uslovima. Fizičko-hemijske promene koje se dešavaju u betonu pri povišenim temperaturama su sledeće (Bažant & Kaplan, 1996):

- Ispod 100 °C. Gubitak mase usled isparavanja vode iz kapilarnih pora.
- Od 100 °C do 200 °C. Pojava pornih pritisaka u mikro-porama i započinjanje dehidracije cementnog kamena pri temperaturi od 180 °C.
- Od 200 °C do 500 °C. Gubitak mase primarno usled dehidracije i razlaganja cementnog kamena.
- Od 500 °C do 700 °C. Razlaganje kalcijum-hidroksida na kalcijum-oksid i vodu u cementnom kamenu, praćeno isparavanjem hemijski vezane vode. Silikatni agregat pri temperaturama između 500 °C i 650 °C trpi promenu u kristalnoj strukturi pri kojoj α -kvarc prelazi u β -kvarc. Ova promena je povratna i praćena je zapreminskom ekspanzijom.
- Od 700 °C do 900 °C. Dekarbonizacijom krečnjaka oslobađa se velika količina ugljen-dioksida. Kalcijum-oksid, koji pri tome nastaje, prilikom hlađenja (faza gašenja požara) apsorbuje vodu i prelazi u kalcijum-hidroksid, što je praćeno povećanjem zapremine od 44%. Usled ekspanzije pojavljuju se prsline i dodatno slabljenje cementnog kamena.
- Iznad 900 °C. Topljenje cementnog kamena i agregata pri temperaturama od 1150 °C do 1200 °C, kao i nepovratna transformacija β -kvarca u silicijum-dioksid.

Fizičko-hemijske promene u betonu sa povećanjem temperature prikazane su i grafički na slici 4.1.

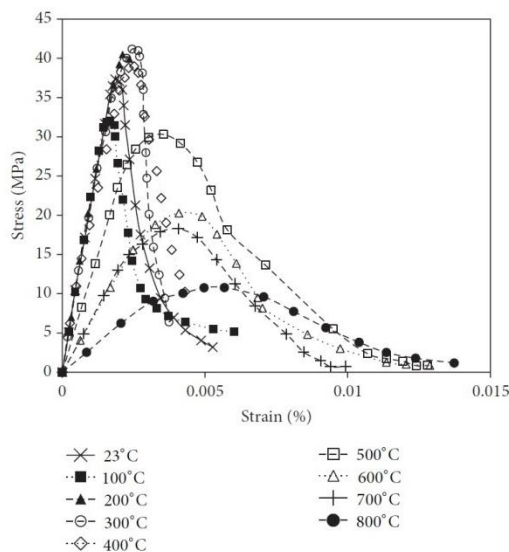


Slika 4.1 Pojednostavljena prezentacija fizičko-hemijskih procesa betona u toku zagrevanja – „termometar“ analogija (CEB-FIP, 2007)

4.1 Odnos napon/dilatacija i projektovanje betonske mešavine

Čvrstoća betona pri pritisku se najčešće meri u uslovima konstantnih temperaturnih uticaja, dok je zavisnost čvrstoće od temperature izvedena iz ispitivanja pri različitim vrednostima konstantne temperature. Mehanička svojstva samim tim zavise od ponašanja materijala pri povišenim temperaturama. Rezultati ispitivanja dobijeni na ovaj način ne odgovaraju uslovima dinamičkog zagrevanja betona pri kojima dolazi do termo-hidro-mehaničkih promena unutar poprečnih preseka elemenata. (CEB-FIP, 2007)

Pri projektovanju konstrukcija u uslovima požara, mora se uzeti u obzir celokupna familija krivih napon-dilatacija u zavisnosti od temperature. Za očekivati je da će konstrukcija u uslovima izrazitih termičkih i mehaničkih naprezanja prevazići linearan odgovor, zbog čega je, osim modula elastičnosti, neophodno definisati zavisnost napona i dilatacija izvan zone linearnosti. Generalno, usled opadanja čvrstoće pri pritisku i povećanja duktilnosti betona, nagib krive napon-dilatacija opada sa povećanjem temperature. Na slici 4.2 prikazane su krive napon-dilatacija pri različitim temperaturama. Linearni odgovor je praćen paraboličnim delom krive do maksimalnog napona, nakon čega sledi nagli pad pre samog loma. Visina temperature značajno utiče na odnos napona i dilatacija, kao i stepen rasta temperature. Dilatacija koja odgovara maksimalnim vrednostima napona se povećava sa porastom temperature, naročito pri temperaturama iznad 500 °C, kada dostiže vrednosti i do 4 puta veće u poređenju sa dilatacijama pri ambijentalnim temperaturama. (Kodur V. , 2014)



Slika 4.2 Veza napon-dilatacija betona normalne čvrstoće pri povišenim temperaturama (Kodur V. , 2014)

Za ispitivanje čvrstoće betona pri povišenim temperaturama, veoma je bitan nivo prethodnog opterećenja elementa. Za neopterećene betone, povećanje temperature izaziva pad nagiba krive u zoni elastičnog dejstva (redukcija modula elastičnosti), pad maksimalnih napona (redukcija pritisne čvrstoće), kao i pad nagiba opadajućeg dela krive (povećana duktilnost materijala), dok se granična dilatacija pri maksimalnom naponu i dilatacija pri lomu povećavaju. Međutim, rezultati ispitivanja betona pod opterećenjem ukazuju da je uticaj povišene temperature značajno manji, naročito u zoni između 20 °C i 500 °C, u kojoj je rastući deo krive napon-dilatacija veoma sličan. Rezultati eksperimentalnih ispitivanja su podeljeni, od toga da procentualno povećanje opterećenja izaziva pozitivan uticaj na ponašanje betona, do toga da se povećanjem opterećenja ne izaziva primetna razlika u poboljšanju čvrstoće betona pri pritisku. Uticaj opterećenja prilikom zagrevanja je veoma složen i zavisi od tipa betona i uslova zagrevanja/hlađenja, ali se može smatrati da u opštem slučaju, izaziva pozitivan uticaj na ponašanje betona. (CEB-FIP, 2007)

Uticaj prethodnog opterećenja na definisanje dijagrama napon-dilatacija pri modelovanju procesa i sprovođenju numeričkih analiza često nije obuhvaćen, kao što je slučaj i prema Evrokodu. Na taj način, dobijaju se konzervativniji rezultati, na strani sigurnosti.

Prema EN 1992-1-2 (EN 1992-1-2, 2004), odnos između napona i dilatacija je definisan sa dva parametra:

- čvrstoća pri pritisku $f_{c,\theta}$
- dilatacija $\varepsilon_{c1,\theta}$ koja odgovara $f_{c,\theta}$.

Implicitno, na ovaj način, veze između napona i dilatacija su veštački omeškane, kako bi se u obzir uzeli uticaji vremenskog tečenja (transient creep). (CEB-FIP, 2008) Vrednosti ovih parametara date su u Tabeli 4.1 i mogu se koristiti za betone normalnih čvrstoća spravljene sa silikatnim i karbonatnim agregatom. Vrednosti graničnih dilatacija koje su neophodne za definisanje opadajućeg dela krive napon-dilatacija, takođe su date u Tabeli 4.1. Za međuvrednosti može se koristiti linearna interpolacija.

Tabela 4.1 Vrednosti parametara za definisanje veze između napona i dilatacija betona normalne čvrstoće spravljenog sa silikatnim ili karbonatnim agregatom pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)

Temperatura betona θ [°C]	Silikatni agregat	Karbonatni agregat	Silikatni i karbonatni agregat	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{cu1,\theta}$ [-]
20	1,00	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	0,00	-	-

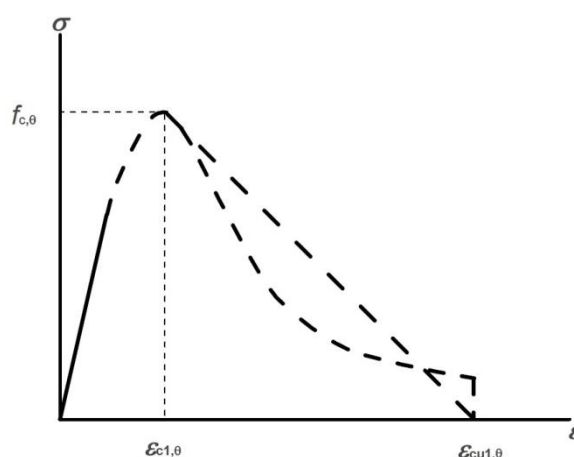
Veza napon-dilatacija pri pritisku, određuje se iz sledećih izraza (slika 4.3):

$$\sigma(\theta) = 3\varepsilon f_{c,\theta} / \left(\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + (\varepsilon/\varepsilon_{c1,\theta})^3 \right) \right) \quad \text{za } \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad (4.1)$$

$$\text{linearna ili nelinearna kriva opadanja} \quad \text{za } \varepsilon_{c1,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta} \quad (4.2)$$

Linearna kriva opadanja definisana je sledećim izrazom:

$$\sigma(\theta) = f_{c,\theta} \frac{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon}{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} \quad (4.3)$$



Slika 4.3 Veza napon-dilatacija za pritisnuti beton pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)

U nedostatku empirijskih veza između napona i dilatacija u betonu pri zatezanju, EN 1992-1-2 preporučuje da se čvrstoća betona pri zatezanju, kao konzervativno rešenje, zanemari. Ukoliko je

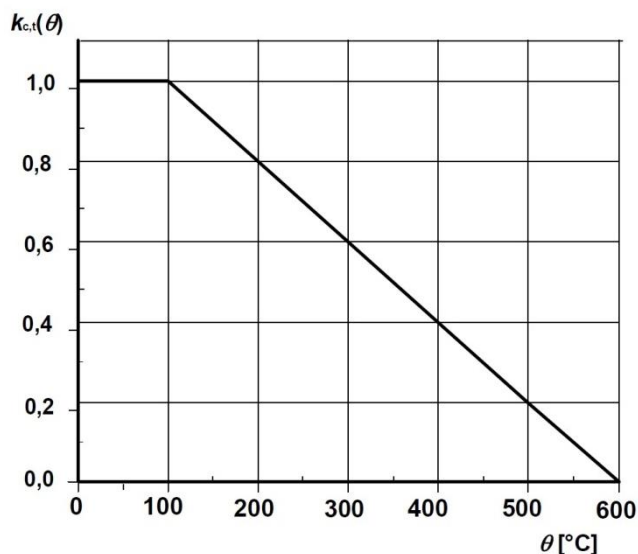
neophodno uzeti u obzir čvrstoću betona pri zatezanju, ona se, prema EN 1992-1-2, redukuje sledećim izrazom:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta)f_{ck,t} \quad (4.4)$$

pri čemu je zavisnost koeficijenta redukcije od temperature definisana prema (slika 4.4):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \quad (4.5)$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - (\theta - 100)/500 \quad \text{za } 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \quad (4.6)$$



Slika 4.4 Koeficijent redukcije čvrstoće betona pri zatezanju pri povišenim temperaturama (EN 1992-1-2, 2004)

U zoni zatezanja, Thelandersson (Thelandersson, 1982) pretpostavlja krta lom nakon dostizanja granične dilatacije i formiranja prsline. U ranijim ispitivanjima na cilindričnim uzorcima betona spravljenog sa kvarcnim agregatom (Thelandersson, 1972), dobijene su čvrstoće betona na zatezanje pri povišenim temperaturama, pri čemu je zaključeno da je pad čvrstoće pri zatezanju relativno veći nego pri pritisku, što je i razumljivo, budući da formiranje prsline i gubitak adhezije između cementa i agregata više utiču na zateznu čvrstoću. Može se uočiti da je predloženi pad čvrstoće prema EN 1992-1-2, na strani sigurnosti.

Prema (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013), ponašanje betona pri zatezanju se do pojave prsline pretpostavlja kao linearno elastično. Nakon dostizanja graničnog napona (lom površine dominantno opterećene na zatezanje), zatežući napon se postepeno smanjuje sa povećanjem dilatacije. Predviđena dilatacija naprslog betona zavisi od veličine elementa. Kako bi se dobili rezultati koji ne zavise od konfiguracije konačnih elemenata, (Bažant & Oh, 1983) potrebno je definisati krivu napona aktiviranja prsline i pomeranja, radi definisanja ponašanja naprslog betona. Kriva zavisi od čvrstoće pri zatezanju i energije loma betona. Čvrstoća betona pri zatezanju može da se usvoji sa 10% čvrstoće pri pritisku f_{ck} , dok se energija loma betona pri ambijentalnoj temperaturi G_f (parametar koji zavisi od materijala i određuje se ekperimentalno), može odrediti iz sledećeg izraza (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013):

$$G_f = (0,0469d_a^2 - 0,5d_a + 26) \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{0,7} \quad (4.7)$$

gdje je d_a maksimalna veličina zrna agregata.

Prema (CEB-FIP, 1993), energija loma betona prvenstveno zavisi od vodocementnog faktora betona, maksimalne veličine zrna agregata i starosti betona, a zatim i od veličine konstrukcijskog elementa kao i visine elementa u zoni iznad prsline. Iako eksperimentalna istraživanja nisu dala konačnu potvrdu, neki izveštaji ukazuju da se energija loma betona ne smanjuje pri povišenim temperaturama. Šta više, može se u manjoj meri i povećati. (CEB-FIP, 2008) Kao gruba procena veličine energije loma, može se koristiti sledeći izraz:

$$G_f = G_{fo} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0,7} \quad \text{za } f_{cm} \leq 80 \text{ MPa} \quad (4.8)$$

$$G_f = 4,30 \cdot G_{fo} \quad \text{za } f_{cm} > 80 \text{ MPa} \quad (4.9)$$

gde je:

- G_f - energija loma [N/mm]
- G_{fo} - osnovna vrednost energije loma koja zavisi od veličine zrna agregata (tabela 4.4)
- f_{cm} - srednja vrednost čvrstoće pri pritisku betona [MPa]
- $f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$.

Tabela 4.2 Uticaj maksimalne veličine agregata na osnovnu vrednost energije loma (CEB-FIP, 1993)

d_{max} [mm]	8	16	32
G_{fo} [N/mm]	0,025	0,03	0,058

Prosečno rastojanje između prsline l_s zavisi od prečnika armature ϕ_s , debljine zaštitnog sloja betona s_0 i koeficijenta armiranja ρ_s i može se odrediti iz izraza:

$$l_s = \frac{2}{3} \left(2s_0 + \frac{\phi_s}{\gamma\rho_s} \right) \quad (4.10)$$

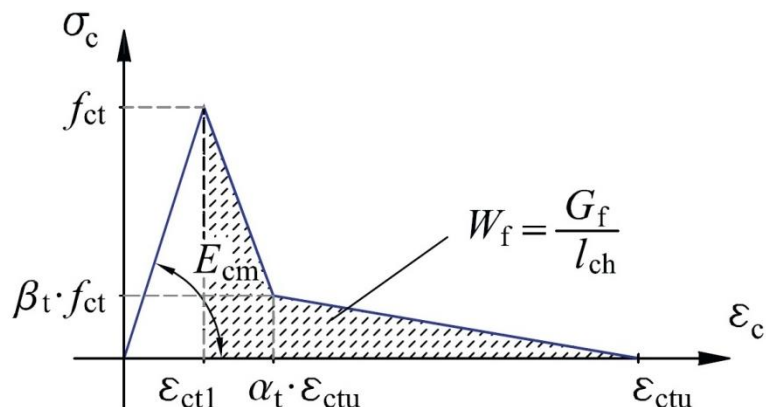
gde je γ koeficijent koji ima vrednost 4 za deformisane šipke, odnosno 2 za ravne šipke armature. Koeficijent armiranja određuje se kao količnik ukupne površine armature u preseku i bruto površine poprečnog preseka. (CEB-FIP, 1993)

Efektivna dužina naprsle trake u betonu h , približno jednaka karakterističnoj dužini l_{ch} , računa se iz izraza (Marković, Krauberger, Saje, Planinc, & Bratina, 2013):

$$h = \frac{G_f}{W_f} \quad (4.11)$$

gde W_f predstavlja površinu ispod krive napon-dilatacija u zoni omekšavanja betona pri zatezanju (slika 4.5).

Parametri α_t i β_t definišu krajnje tačke intenzivnog omekšavanja i usvojeni su kao $\alpha_t = 0,14$ i $\beta_t = 0,25$ za betone sa čvrstoćom pri pritisku $f_{ck} \leq 30 \text{ MPa}$, dok se za betone kod kojih je $f_{ck} > 30 \text{ MPa}$, koeficijent β_t određuje kao $\beta_t = 0,25 - 0,0015 \cdot (f_{ck} [\text{MPa}] - 30)$. (Rabczuk, Akkermann, & Eibl, 2005) Za određivanje granične dilatacije pri zatezanju, neophodno je poznavati veličinu osenčene površine sa dijagrama na slici 4.5.



Slika 4.5 Model betona pri zatezanju (Marković, Krauberger, Saje, Planinc, & Bratina, 2013)

Karakteristična dužina l_{ch} odgovara polovini dužine uzorka izloženog aksijalnom zatezanju u kojem je skladišteno dovoljno energije za stvaranje jedne potpune površine loma. Samim tim, smanjenje karakteristične dužine odgovara smanjenju duktilnosti. Sa povećanjem pritiskne i zatezne čvrstoće betona, odnosno sa povećanjem krutosti betona, karakteristična dužina se smanjuje, a određuje se iz sledećeg izraza: (CEB-FIP, 1999)

$$l_{ch} = \frac{E_{cm} \cdot G_f}{f_{ctm}^2} \quad (4.12)$$

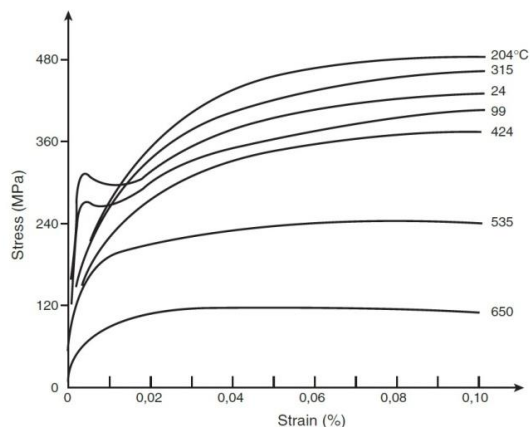
gde je:

- l_{ch} - karakteristična dužina [mm]
- E_{cm} - moduo elastičnosti [MPa]
- G_f - energija loma [N/mm]
- f_{ctm} - čvrstoća betona na zatezanje [MPa].

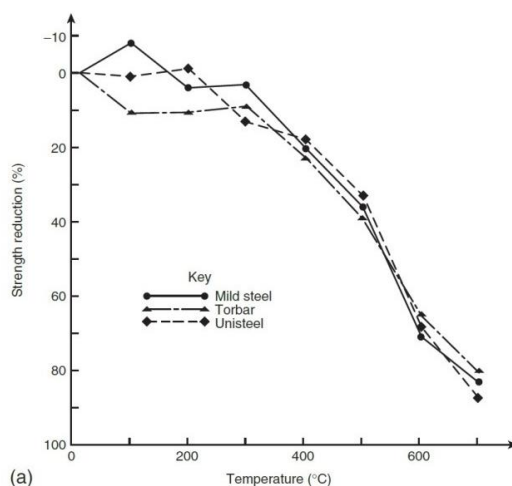
Ukoliko je beton opterećen na zatezanje, a u kasnijoj fazi dolazi do smanjenja dilatacija, rasterećenje se obavlja prema modelu oštećenja, odnosno linearno opada od maksimalne dilatacije do tačke porekla u ravni dijagrama napon-dilatacija. (Gernay & Franssen, 2012)

Promena čvrstoće čelika u zavisnosti od temperature se ogleda u različitim vrednostima modula elastičnosti u linearno-elastičnom području, granici proporcionalnosti i maksimalnom naponu pri povišenim temperaturama. Na slici 4.6 je prikazana familija krivih napon-dilatacija za čelik A36 (Purkiss, 2007), na kojima je jasno uočljivo opadanje čvrstoće pri povišenim temperaturama, iako je pri relativno niskim temperaturama, primetan i rast. Takođe, normalizovanjem čvrstoće čelika u odnosu na čvrstoću pri ambijentalnim temperaturama, uočava se da je pad čvrstoće izražen pri temperaturama višim od 350 °C (slika 4.7).

Oblik dijagrama napon-dilatacija pri povišenim temperaturama je modifikovan u odnosu na ambijentalnu temperaturu. Prema EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2002), umesto linearnog-idealno plastičnog ponašanja pri normalnim temperaturama, predlaže se upotreba linearno elastičnog-eliptičnog-idealno plastičnog modela, koji prati i linearno opadajući deo krive pri izraženim dilatacijama. Pri incidentnim graničnim stanjima, kao u slučaju požara, očekuju se veće vrednosti dilatacija, zbog čega se prema Evrokodu preporučuje da se čvrstoća pri razvlačenju, umesto za uobičajenih 0,2%, usvoji za ukupnu dilataciju od 2%. (Franssen & Vila Real, 2012)



Slika 4.6 Krive napon-dilatacija za čelik A36 pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007)

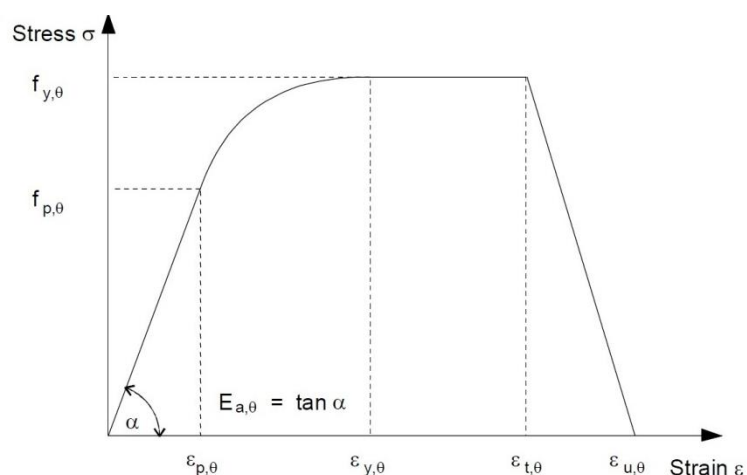


Slika 4.7 Promena normalizovane čvrstoće čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007)

Za brzinu zagrevanja između 2 i 50 °C/min, parametri čvrstoće i deformacije čelika pri povišenim temperaturama, usvajaju se prema tabelama 4.3 i 4.4 i slikama 4.8 i 4.9.

Tabela 4.3 Matematički model krive napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)

Raspon dilatacija	Napon σ	Tangentni moduo elastičnosti
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,0	-
Parametri	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$	
Funkcije	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	



Slika 4.8 Dijagram napon-dilatacija za čelik pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)

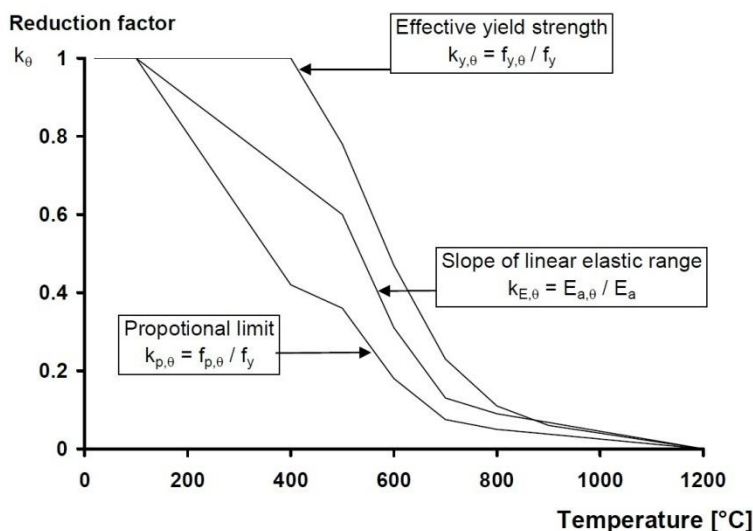
Oznake:

- $f_{y,\theta}$ - efektivna čvrstoća pri razvlačenju
- $f_{p,\theta}$ - granica proporcionalnosti
- $E_{a,\theta}$ - nagib linearno-elastičnog dela krive
- $\varepsilon_{p,\theta}$ - dilatacija na granici proporcionalnosti
- $\varepsilon_{y,\theta}$ - dilatacija pri razvlačenju
- $\varepsilon_{t,\theta}$ - granična dilatacija za čvrstoću pri razvlačenju
- $\varepsilon_{u,\theta}$ - granična dilatacija.

Tabela 4.4 Koeficijenti redukcije za vezu napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)

Temperatura čelika θ_a	Koeficijenti redukcije pri temperaturi θ_a u zavisnosti od vrednosti f_y ili E_a pri 20 °C		
	Koeficijent redukcije (u odnosu na f_y) za efektivnu čvrstoću pri razvlačenju $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Koeficijent redukcije (u odnosu na f_y) za granicu proporcionalnosti $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Koeficijent redukcije (u odnosu na E_a) za nagib linearno-elastičnog dela krive $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

Napomena: Za međuvrednosti se koristi linearna interpolacija



Slika 4.9 Koeficijenti redukcije za vezu napon-dilatacija čelika za armiranje pri povišenim temperaturama (EN 1993-1-2, 2002)

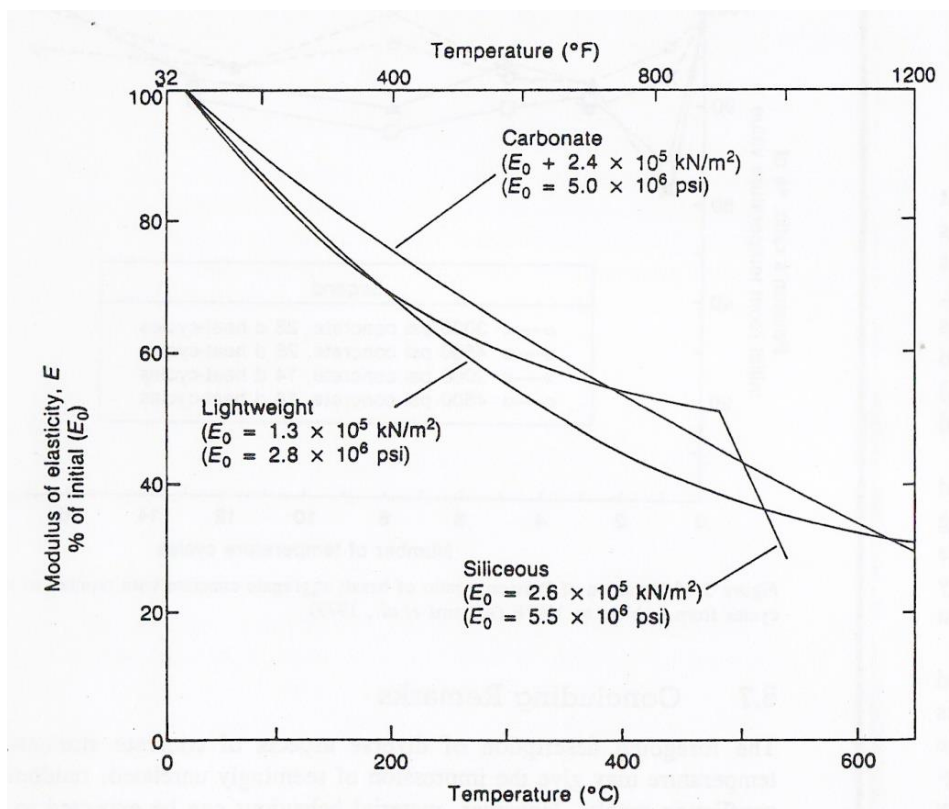
4.2 Moduo elastičnosti

Ponašanje konstrukcije pri povišenim temperaturama je zavisno od modula elastičnosti betona. Narušavanje veza u mikrostrukturi cementnog kamena pri povišenim temperaturama, izaziva pad modula elastičnosti betona. Početni, tangentni moduo elastičnosti je od malog praktičnog značaja, pošto je primenjiv samo u slučaju malih dilatacija. Sekantnim modulom elastičnosti utvrđuje se elastična deformacija od opterećenja, dok se za dodatno povećanje dilatacija smatra da je posledica uticaja tečenja. Sekantni moduo elastičnosti se određuje za nivo napona između 15% i 30% referentne čvrstoće pri odgovarajućoj temperaturi, ili u odnosu na zaostalu čvrstoću nakon hlađenja. (CEB-FIP, 2007) Uticaj tipa agregata na pad modula elastičnosti je mali, ali se može zaključiti da bolje ponašanje pokazuju betoni spravljeni sa karbonatnim agregatom u odnosu na betone sa silikatnim agregatom (slika 4.10). (Bažant & Kaplan, 1996)

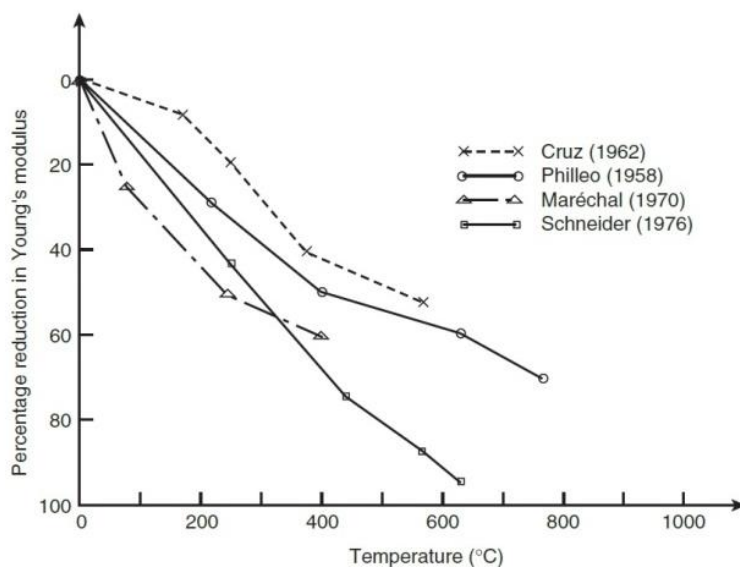
Takođe je utvrđeno da je, bez obzira na korišćenu ekperimentalnu metodu za određivanje modula elastičnosti, karakteristična slična zavisnost u odnosu na temperaturu (slika 4.11).

Visoke temperature mnogo više utiču na vrednosti modula elastičnosti betona, nego na njegovu čvrstoću. Persson (Persson, 2003), na osnovu niza eksperimentalnih ispitivanja predlaže zavisnost modula elastičnosti betona od temperature (za uzorke ispitivane pri odgovarajućim temperaturama) sledećim izrazom (slika 4.12):

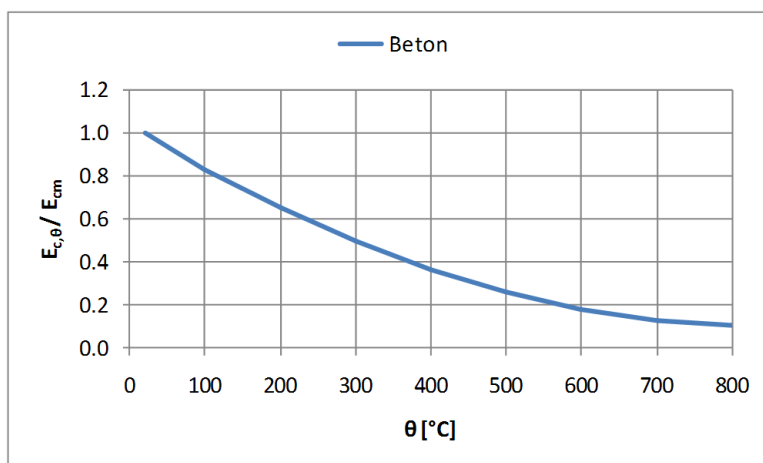
$$E_{c,\theta} = 13 \cdot 10^{-7} \theta^2 - 221 \cdot 10^{-5} \theta + 1,04 \quad (4.13)$$



Slika 4.10 Promena modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Bažant & Kaplan, 1996)



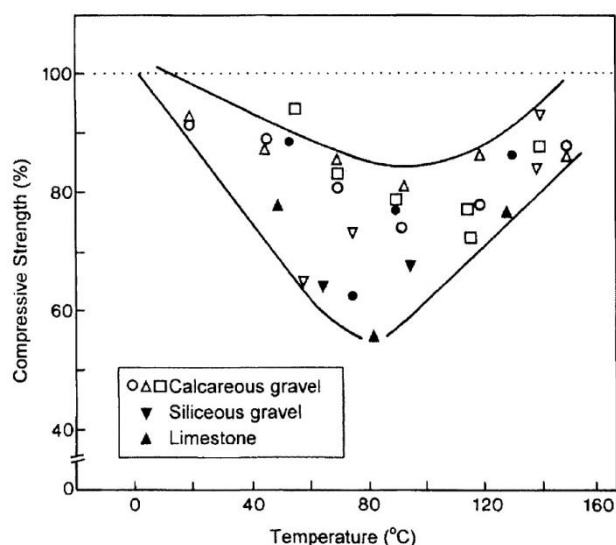
Slika 4.11 Redukcija modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Purkiss, 2007)



Slika 4.12 Redukcija modula elastičnosti betona pri povišenim temperaturama (Persson, 2003)

4.3 Pritisna čvrstoća

Pritisna čvrstoća betona sa omogućenim izlaskom vlage izvan elementa, se smanjuje sa povećanjem temperature do 80 °C (slika 4.13). (CEB-FIP, 2007) Ovaj očigledan pad čvrstoće pripisuje se oslabljenim van der Waal-ovim silama usled ekspanzije molekula vode. Eksperimentalnim istraživanjima često se uočava pojava porasta čvrstoće betona do temperatura 200-300 °C u odnosu na čvrstoću pri ambijentalnoj temperaturi. Kod većine betona, međutim, dolazi do pada čvrstoće pri temperaturama iznad 300 °C, koji prvenstveno zavisi od vrste agregata i cementa korišćenog pri spravljanju betonske mešavine. Pri temperaturama iznad 550-600 °C dolazi do značajnog porasta "osnovnog" tečenja portland cementne paste i betona, što uzrokuje značajan pad čvrstoće betona, nakon čega beton prestaje da bude konstrukcijski upotrebljiv. (CEB-FIP, 2007) Usled visokih termičkih izolacionih svojstava betona, zona visokih temperatura u betonu obuhvata samo relativno tanak sloj betona blizu površine izložene požaru. Ukoliko se ne pojavi pucanje betona, ovaj sloj, iako kasnije neupotrebljiv u nosećem smislu, u toku požara služi kao zaštitni termo-izolacioni sloj za čelik i unutrašnji beton.



Slika 4.13 Varijacija čvrstoće betona usled termalne ekspanzije vode pri temperaturi od 80 °C i ponovno povećanje čvrstoće pri temperaturama do 200 °C usled gubitka vlage (CEB-FIP, 2007)

Bitno je napomenuti da je ponašanje betona pri temperaturama nešto iznad 100 °C različito u zavisnosti od toga da li je beton "izolovan" ili ne, po pitanju oslobađanja vlage. Kod prvog su dominantni procesi vezani za hidrotermičke hemijske reakcije dok su kod drugih vezani za različite oblike gubitka vode (slobodne, absorbovane ili hemijski vezane).

4.4 Koeficijent termičkog širenja

Dilatacije koje se razvijaju u toku prvobitnog zagrevanja mogu se razdvojiti na komponentu dilatacije koja ne zavisi od opterećenja i komponentu indukovanu odgovarajućim stepenom opterećenja (LITS). Termička dilatacija podrazumeva dilataciju izmerenu u slučaju zagrevanja betona bez nanošenja opterećenja i u sebi ne sadrži komponentu skupljanja betona usled sušenja. (CEB-FIP, 2007) U praksi, termička dilatacija i skupljanje betona usled sušenja određuju se istovremeno i obično se ne mogu razdvojiti. Termička dilatacija nije linearno zavisna od temperature, a na njenu veličinu najveći uticaj imaju sastav i tip agregata.

Red veličine termičkog izduženja dostiže oko 1% pri visokim temperaturama u zoni oko 800 C. Ovaj fenomen je veoma značajan pri određivanju ponašanja konstrukcija, jer uvodi u proračun velika pomeranja koja mogu da izazovu uticaje drugog reda ili, ukoliko su pomeranja sprečena, posredno uvodi dodatne uticaje i dejstva unutar elemenata. (CEB-FIP, 2008) Ovi uticaji ne moraju nužno uvek biti negativni po ponašanje konstrukcije, ali je svakako, njihovo uvođenje u proračun neophodno.

Zbog različitog termičkog odgovora unutar preseka, termičko izduženje izaziva termičke napone i unutar preseka statički određenih nosača, na lokalnom nivou, kao posledica nelinearne raspodele temperature po visini poprečnog preseka. (CEB-FIP, 2008)

Termička dilatacija zavisi od rasta temperature unutar preseka i koeficijenta termičkog širenja, koji je karakteristika odgovarajućeg materijala, a ne zavisi od veličine napona unutar preseka. Prema tome, ukoliko je poznat temperaturni profil unutar poprečnog preseka, veličina termičke dilatacije može direktno biti određena.

Pri temperaturama bliskim ambijentalnim, termička dilatacija se određuje na osnovu linearne zavisnosti u odnosu na temperaturu:

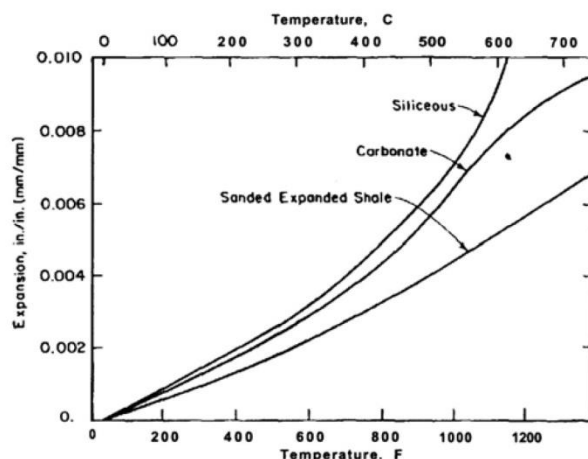
$$\varepsilon_{th,c} = \alpha_{t,c} \cdot (\theta - \theta_0) \quad (4.18)$$

gde je:

- $\alpha_{t,c}$ - koeficijent termičkog širenja [1/°C]
- θ_0 - početna temperatura [°C].

Pri povišenim temperaturama koje se javljaju kao posledica razvoja požara, koeficijent α_t ne može se više posmatrati kao konstantan, već njegova vrednost zavisi od temperature i određuje se eksperimentalno. Za betone normalne čvrstoće, Lie (Lie, 1992), na osnovu eksperimentalnih rezultata koje je sproveo Cruz (slika 4.14), daje preporuku određivanja koeficijenta prema izrazu:

$$\alpha_{t,c} = (0,008 \cdot \theta + 6) \cdot 10^{-6} \quad (4.19)$$



Slika 4.14 Koeficijent termičkog širenja betona (Phan, McAllister, Gross, & Hurley, 2010)

Prema EN 1992-1-2, zavisnost termičke dilatacije i temperature data je za beton sa silikatnim i krečnim agregatom prema sledećim izrazima (slika 4.15):

- Silikatni agregat

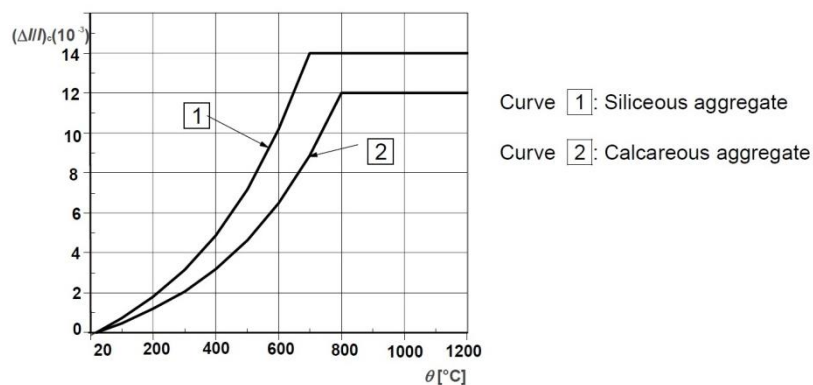
$$\varepsilon_{th,c}(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\theta + 2,3 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (4.20)$$

$$\varepsilon_{th,c}(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{za } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.21)$$

- Karbonatni agregat

$$\varepsilon_{th,c}(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6}\theta + 1,4 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \quad (4.22)$$

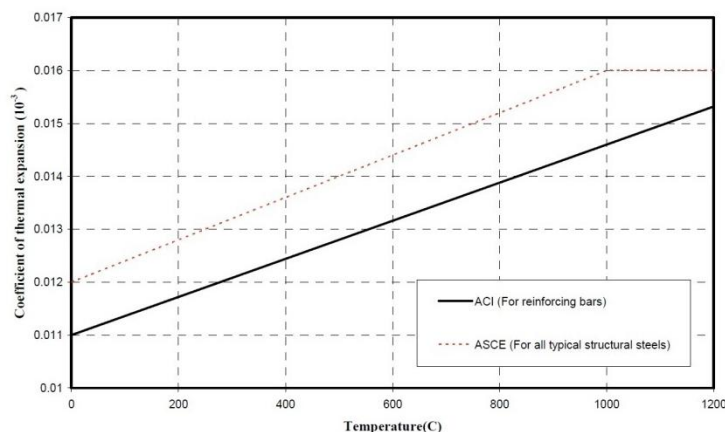
$$\varepsilon_{th,c}(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{za } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.23)$$



Slika 4.15 Promena termičke dilatacije pri povišenoj temperaturi (EN 1992-1-2, 2004)

Za uobičajene vrste čelika za armiranje, ACI standard predlaže sledeći izraz za određivanje koeficijenta termičkog širenja pri povišenim temperaturama (slika 4.16):

$$\alpha_{t,s}(\theta) = (0,0036 \cdot \theta + 11) \cdot 10^{-6} \quad (4.24)$$



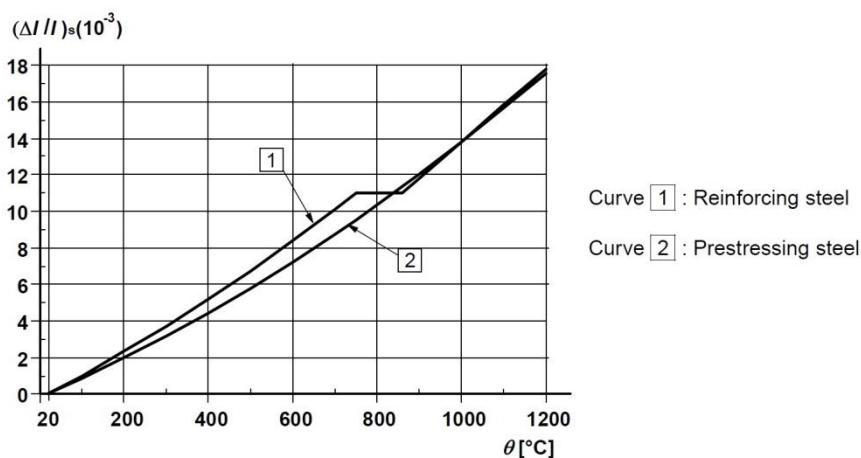
Slika 4.16 Promena koeficijenta termičkog širenja čelika za armiranje pri povišenoj temperaturi (Willam, Xi, Lee, & Kim, 2009)

Termička dilatacija čelika za armiranje, prema EN 1993-1-2 određuje se iz sledećih izraza (slika 4.17):

$$\varepsilon_{th,s}(\theta) = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5}\theta + 0,4 \cdot 10^{-8}\theta^2 \quad \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 750^{\circ}\text{C} \quad (4.25)$$

$$\varepsilon_{th,s}(\theta) = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{za } 750^{\circ}\text{C} < \theta \leq 860^{\circ}\text{C} \quad (4.26)$$

$$\varepsilon_{th,s}(\theta) = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5}\theta \quad \text{za } 860^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (4.27)$$



Slika 4.17 Promena termičke dilatacije čelika za armiranje pri povišenoj temperaturi (EN 1992-1-2, 2004)

Kako je koeficijent termičkog širenja jednak odnosu promene dužine elementa i početne dužine, po jedinici temperature, može se zaključiti da za datu temperaturu, predstavlja nagib tangente na krivu dijagrama termičke dilatacije. Iz izraza (4.20)-(4.23) i (4.25)-(4.27), sledi da je koeficijent termičkog širenja betona, odnosno čelika, za koji se dobija data termička dilatacija, može definisati sledećim izrazima (slika 4.18):

- Silikatni agregat

$$\alpha_{th,c}(\theta) = 9 \cdot 10^{-6} + 6,9 \cdot 10^{-11}\theta^2 \quad \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700^{\circ}\text{C} \quad (4.28)$$

$$\alpha_{th,c}(\theta) = 0 \quad \text{za } 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (4.29)$$

- Karbonatni agregat

$$\alpha_{th,c}(\theta) = 6 \cdot 10^{-6} + 4,2 \cdot 10^{-11}\theta^2 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \quad (4.30)$$

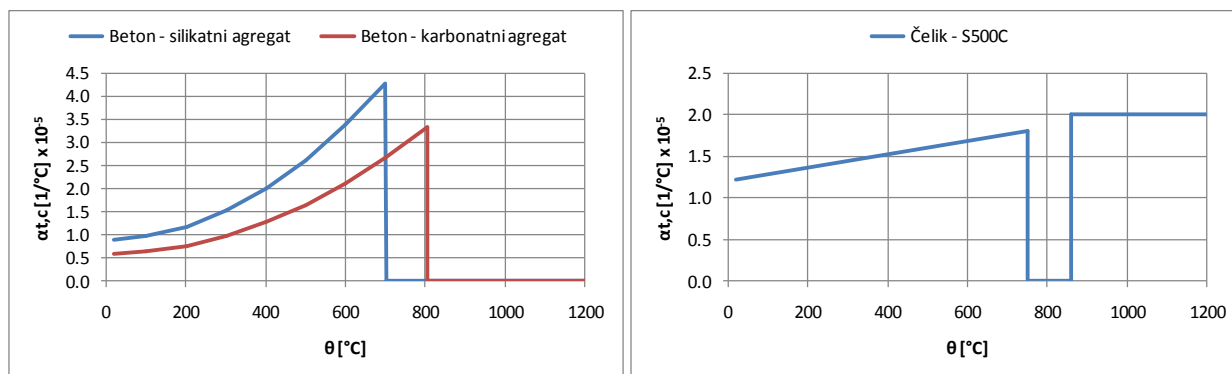
$$\alpha_{th,c}(\theta) = 0 \quad \text{za } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.31)$$

- Čelik za armiranje

$$\alpha_{th,s}(\theta) = 1,2 \cdot 10^{-5} + 0,8 \cdot 10^{-8}\theta \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \quad (4.32)$$

$$\alpha_{th,s}(\theta) = 0 \quad \text{za } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \quad (4.33)$$

$$\alpha_{th,s}(\theta) = 2 \cdot 10^{-5} \quad \text{za } 860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.34)$$



Slika 4.18 Koeficijent termičkog širenja betona i čelika prema EN 1992-1-2 i EN 1993-1-2

Može se uočiti da termičko širenje betona prestaje pri temperaturama višim od 700 °C, dok u slučaju čelika dolazi do privremenog prestanka širenja pri temperaturama između 750 °C i 860 °C, kao posledica promena u kristalnoj strukturi čelika.

5 Metod konačnih elemenata (MKE) u termo-mehaničkoj analizi konstrukcija

MKE je metoda numeričke analize zasnovana na fizičkoj diskretizaciji, gde je osnova svih razmatranja element konačnih dimenzija, tj. konačni element. (Kovačević, 2006) Jednačine za definisanje stanja fenomena koji se određuje u okviru konačnog elementa, a time implicitno i problema u celini, nisu diferencijalne ili integralne, već algebarske. Pored diskretizacije domena mrežom konačnih elemenata, karakteristična je i transformacija kontinualnih konturnih uslova i dejstava u oblik koji odgovara suštini MKE.

Modeliranje konstrukcije je kreiranje idealizovane i pojednostavljene reprezentacije ponašanja konstrukcije za neko dejstvo. Formulisanje modela podrazumeva najpre vremensku termičku analizu (uzimajući u obzir kondukciju, konvekciju i radijaciju pri proračunu prenosa toplote), nakon čega se sprovodi nelinearna mehanička analiza. Numeričkim modelovanjem ponašanja AB konstrukcija u uslovima požarnih dejstava bavili su se (Hawileh & Naser, 2012), (Kodur, Naser, Pakala, & Varma, 2013), (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013), (Cvetkovska, 2002) i drugi.

Eksperimentalna istraživanja ponašanja armiranobetonskih konstrukcija u punoj veličini usled požara pokazala su da je neophodno bolje razumevanje ponašanja celih konstrukcija u uslovima požara, kako bi se obezbedila sigurnost od preranog kolapsa. Sprovođenje eksperimenata na konstrukcijama u punoj veličini je veoma skupo, zbog čega se za procenu ponašanja armiranobetonskih konstrukcija potencijalno koriste alternativne računске metode validiranih numeričkih proračuna.

Za proračun konstrukcija izloženih požaru mogu se koristiti dva numerička pristupa modeliranju:

- sekvencijalni pristup
- spregnuti pristup termo-mehaničkoj analizi.

Sekvencijalni (redni) pristup podrazumeva najpre proračun prenosa toplote i određivanja rasporeda temperatura u okviru elemenata konstrukcije u toku izloženosti požaru. Mehanička analiza se zatim sprovodi za statička opterećenja, uz obuhvatanje promena mehaničkih svojstava i termičkih deformacija usled temperaturnih uticaja u toku trajanja analize. Ovim pristupom, pretpostavlja se da temperaturno polje ne zavisi od mehaničkog odgovora usled zagrevanja. Većina trenutnih računskih programa koristi ovaj pristup. Nedostatak korišćenja ove metode je nemogućnost obuhvatanja fenomena pucanja betona, pošto se zanemaruje veza između termičke i mehaničke analize. U okviru spregnutog sistema termo-mehaničke analize, prenos toplote i mehanički proračun se sprovode istovremeno u svakom vremenskom koraku trajanja požara. Međutim, ovaj pristup je računski mnogo zahtevniji i veoma se retko koristi u praksi, imajući u vidu da numeričko predviđanje pucanja betona nije moguće pouzdano odrediti. (Phan, McAllister, Gross, & Hurley, 2010)

Problem računarskog modelovanja armiranobetonskih konstrukcija u uslovima požara predstavlja validacija korišćenjem eksperimentalnih podataka kojima se opisuje ponašanje realnih konstrukcija u realnim požarima. Pored toga, uprkos značajnim naporima za razvijanje računskih numeričkih modela, njihova upotreba u svakodnevnoj inženjerskoj praksi nije jednostavna, naročito ako se poredi sa dostupnim numeričkim modelima za proračun konstrukcija pri ambijentalnim temperaturama. Računске metode za beton su mnogo manje razvijene, uz ograničenu validaciju u odnosu na modele proračuna čeličnih konstrukcija.

Jedan od postojećih računskih alata specijalizovan za procenu odgovora konstrukcija u požaru je SAFIR (Franssen, 2005). Primena SAFIR koda je validirana pojedinačnim primerima različitih konstrukcijskih sistema, uključujući i eksperimentalna ispitivanja betonskih elemenata. Drugi specijalizovan softver je VULCAN (Huang, The Behaviour of Reinforced Concrete Slabs in Fire, 2010), koji je najveću primenu ostvario pri analiziranju ponašanja spregnutih ploča (ali i armiranobetonskih) u okviru čeličnih okvirnih konstrukcija. Prednost softvera VULCAN je i implementirana mogućnost predviđanja proklizavanja armature i narušavanja veze čelik-beton u armiranobetonskim elementima. (Huang, Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire, 2010). Veza armature i okolnog betona ima značajan uticaj na požarnu otpornost armiranobetonskih konstrukcija, naročito u slučaju visokih temperatura čelika (preko 500 °C), čime je pretpostavka o savršenom kontaktu između armature i betona nekonzervativna.

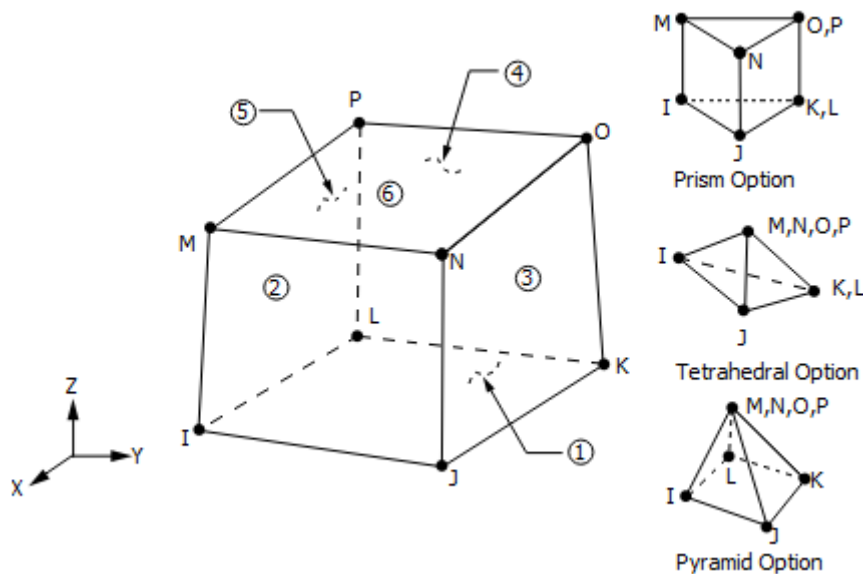
Poslednjih godina, publikovano je više radova na temu „makroskopskog modela“ u metodi konačnih elemenata (Kodur, Dwaikat, & Raut, 2009) za analizu AB elemenata izloženih požaru. Pojedini modeli sadrže i sposobnost predikcije pucanja betona preko higro-termalnog modela (uticaj migracije vlage i određivanja pornih pritisaka). Međutim, model pucanja betona je još uvek teško opravdati na osnovu dostupne literature i uticaja koji dovode do pucanja, zbog čega je upotreba ovih modela u računskoj analizi još uvek isključivo ograničena u istraživačke svrhe.

Pojedini računski modeli su razvijeni za modelovanje pojedinačnih armiranobetonskih elemenata ojačanih FRP materijalima (fiber reinforced polimers), za standardne požarne testove. (Firmo, Correia, & Bisby, 2015) Komercijalni programi bazirani na metodi konačnih elemenata, kao što su ABAQUS (Bailey & Ellobody, 2009), (Ellobody & Bailey, 2009), (Gao, Dai, Teng, & Chen, 2013), (Mirza & Uy, 2009) ili ANSYS (Ding & Wang, 2008), (Dwaikat & Kodur, 2013), (Hawileh & Naser, 2012), (Hawileh R. , Naser, Zaidan, & Rasheed, 2009), (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010), (Kodur, Naser, Pakala, & Varma, 2013), (Zhou & Vecchio, 2005) se takođe koriste za simuliranje odgovora armiranobetonskih konstrukcija u požaru. Osnovni nedostatak komercijalnih softvera je nedovoljna validacija dobijenih rezultata na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja na konstrukcijama u punim veličinama. Trenutno dostupni podaci uglavnom se odnose na ispitivanja pojedinačnih konstrukcijskih elemenata u uslovima standardnih požara, iz čega ne može da se generalizuje zaključak na celokupne konstrukcije.

5.1 Elementi korišćeni za proračun termičkog odgovora konstrukcije

Programski paket ANSYS Workbench 16.0 (ANSYS® Academic Teaching Mechanical, 2015) je komercijalna platforma koja objedinjuje tehnologije naprednih inženjerskih simulacija, zasnovana na metodi konačnih elemenata.

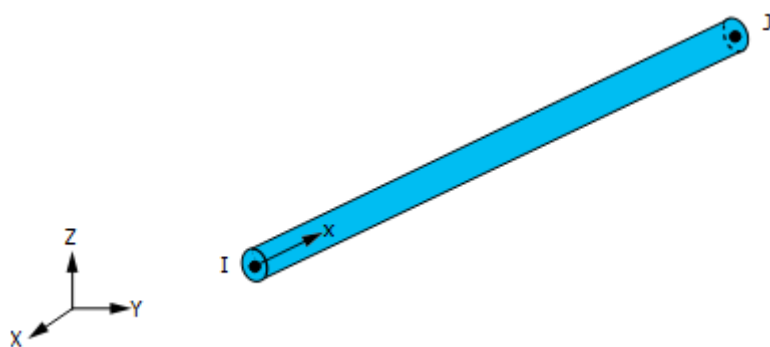
Za modeliranje betonskog dela elemenata okvirne konstrukcije korišćen je prostorni 3D konačni element SOLID70. (ANSYS® Academic Teaching Mechanical, 2015) SOLID70 element poseduje svojstva trodimenzionalnog provođenja toplote. Element je definisan sa 8 čvorova sa po jednim stepenom slobode, temperaturom, u svakom čvoru (slika 5.1). Element se primenjuje u trodimenzionalnim stacionarnim i vremenskim termičkim analizama.



Slika 5.1 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem prostornog konačnog elementa SOLID70

SOLID70 element je definisan sa 8 čvorova i ortotropnim svojstvima materijala, koja odgovaraju koordinatnim pravcima elementa. Za proračun vremenskog prenosa toplote, neophodno je definisati zavisnost termičkih svojstava materijala, poput njegove zapreminske mase, specifične toplote i koeficijenta toplotne provodljivosti, od temperature. Konvekcija ili toplotni fluks, kao i radijacija, definišu se kao površinska opterećenja na stranicama konačnih elemenata. Rezultati koji se dobijaju korišćenjem ovih elemenata predstavljaju vremenski razvoj temperatura u čvorovima konačnih elemenata.

Za modeliranje podužne i poprečne armature korišćen je linijski 1D konačni element LINK33 (slika 5.2), koji poseduje sposobnost provođenja toplote između svojih čvorova. Element poseduje jedan stepen slobode, temperaturu, u svakom čvoru. Koristi se za proračun stacionarnog i vremenskog termičkog odgovora.



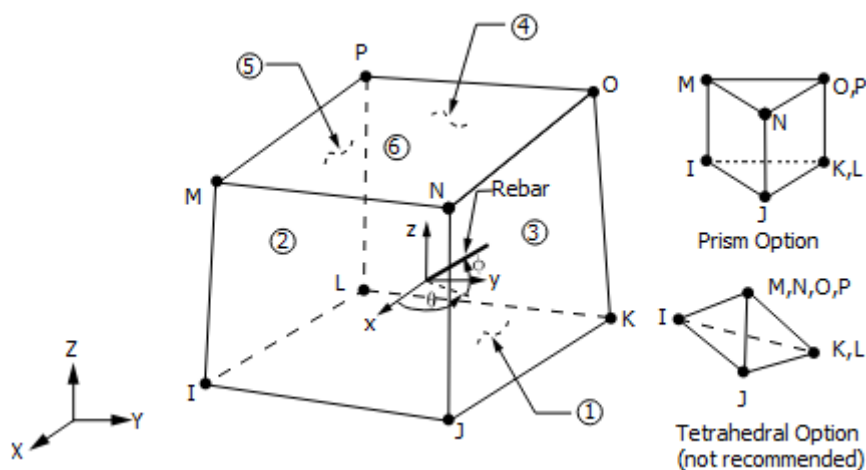
Slika 5.2 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK33

Element je definisan položajem dva krajnja čvora, površinom poprečnog preseka i svojstvima materijala (zapreminska masa, specifična toplota i toplotna provodljivost). Provodljivost toplote je definisana samo u podužnom pravcu elementa. Rezultati su predstavljeni temperaturom čvorova u toku vremena.

Veza između betonskog dela konstrukcije i armature je uspostavljena vezom između čvorova prostornih konačnih elemenata betona i linijskih elemenata armature. Na osnovu definisane tolerancije između dva susedna čvora, koja podrazumeva rastojanje susednih čvorova betona i armature, formira se veza između čvorova koji se nalaze na rastojanju manjem od unapred definisanog.

5.2 Elementi korišćeni za proračun mehaničkog odgovora konstrukcije

Za određivanje mehaničkog odgovora konstrukcije, betonski deo elemenata modeliran je prostornim 3D elementima SOLID65 (slika 5.3). SOLID65 element se koristi za modeliranje trodimenzionalnih tela sa ili bez armature. Korišćenjem elementa je moguće obuhvatiti uticaje prekoračenja napona zatezanja i formiranja prslina, kao i drobljenja pri prekoračenju graničnih napona pri pritisku. Element je definisan sa 8 čvorova sa po tri stepena slobode u svakom čvoru: translatorska pomeranja u X, Y i Z pravcu. Za razliku od uobičajenih prostornih elemenata, kojima je moguće obuhvatiti uticaje plastičnih deformacija i tečenja, prednost betonskog elementa je sposobnost obuhvatanja efekata prskanja betona pri zatezanju i drobljenja pri pritisku. Prskanje betona je omogućeno u tri upravna pravca. Armaturu u okviru elementa je moguće definisati implicitno u takozvanom „razmazanom“ obliku. Međutim, ova opcija u sprovedenim analizama nije korišćena, već je armatura modelirana eksplicitno korišćenjem linijskih elemenata.



Slika 5.3 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem prostornog konačnog elementa SOLID65

SOLID65 element je definisan sa 8 čvorova i izotropnim svojstvima materijala. Moguće je definisati i dodatne podatke o materijalu, poput koeficijenata prenosa smicanja i čvrstoće materijala na zatezanje i pritisak. Uobičajeni koeficijenti prenosa sile smicanja kreću se u granicama od 0 do 1, gde vrednost 0 opisuje glatku prslinu (potpun gubitak prenosa smicanja), dok vrednost 1 opisuje grubu prslinu (bez gubitka prenosa smicanja). Ove koeficijente je moguće definisati i za otvorene i za zatvorene prsline. Kada element prekorači dozvoljenu čvrstoću pri pritisku ili zatezanju, pridodaje mu se mala vrednost krutosti radi numeričke stabilnosti. Duž zdrobljenog elementa uvodi se koeficijent kojim se množi krutost elementa, a čija opšta vrednost iznosi $1.0E-6$. U okviru numeričkih analiza sprovedenih u radu, koeficijenti prenosa smicanja za otvorene i zatvorene prsline usvojeni su kao 0,4 i 0,8, redom.

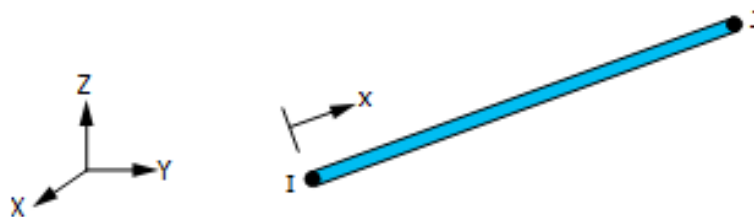
Opterećenje elemenata se uvodi preko opterećenja u čvorovima. Pritisak može da se definiše kao površinsko opterećenje na stranicama elemenata, sa pozitivnim predznakom, ukoliko pritisak deluje ka unutrašnjosti elementa. Temperatura se definiše kao unutrašnje opterećenje u čvorovima elementa.

Relaksacija napona se koristi za ubrzanje konvergencije proračuna kada je neminovna pojava prskanja elementa i ne predstavlja izmenjeni odnos napona i dilatacija pri određivanju ponašanja nakon nastanka prslina. Nakon konvergiranja rešenja za stanje prslina, modul upravno na ravan prsline uzima vrednost 0, zbog čega je i krutost elementa upravno na ravan prsline takođe jednaka 0.

Prsline su dozvoljene u tri ortogonalna pravca u svakoj integracionoj tački. Pri pojavi prskanja u integracionoj tački, prslina se modelira regulisanjem svojstava materijala pri čemu se prslina tretira kao „razmazana traka“, a ne kao diskretna prslina. Pored prskanja i drobljenja betona, moguće je uvesti i efekte plastičnosti materijala, pri čemu se najčešće koristi površina loma prema Drucker-Prager-u, ili uz multilinearano izotropno ošvrščavanje, koje je korišćeno u ovom radu. Pri tome, plastifikacija se sprovodi pre provere prskanja i drobljenja elementa.

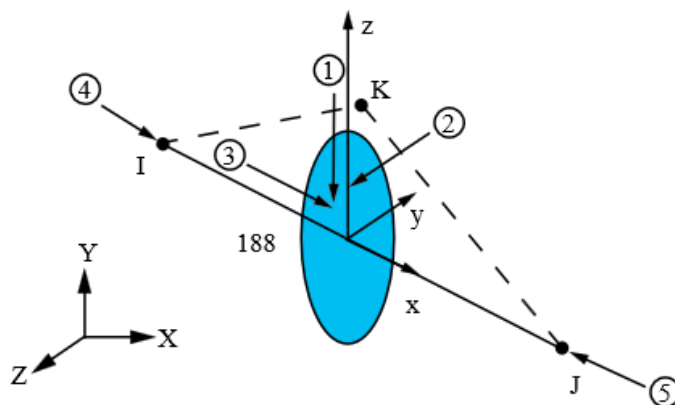
Podužna i poprečna armatura mogu se modelirati na dva načina, korišćenjem linijskih konačnih elemenata. U prvom slučaju, u analizama ponašanja okvira samo na dejstvo požara, korišćen je linijski 1D element LINK180 (slika 5.4) za određivanje mehaničkog odgovora. Element obuhvata jednoaksijalan pritisak i zatezanje i definisan je sa po tri stepena slobode u svakom od dva krajnja čvora: translatorno pomeranje u X, Y i Z pravcu. Plastičnost, tečenje, rotacija, velika pomeranja i dilatacije su obuhvaćeni proračunom, dok savijanje elementa nije uzeto u obzir. Podržani su elastičnost, kao i izotropno očvrščavanje pri definisanju veze napon-dilatacija.

Element je definisan položajem dva krajnja čvora, površinom poprečnog preseka i svojstvima materijala. X-osa je orijentisana duž elementa. Temperatura je definisana kao opterećenje u čvorovima elementa, sa pretpostavljenom linearnom promenom. Promena površine poprečnog preseka definisana je kao funkcija promene dužine elementa, uz očuvanje ukupne zapremine, čak i nakon deformacije. Izlazni podaci definisani su u formi pomeranja čvorova, napona, elastičnih, plastičnih, ukupnih mehaničkih i termičkih dilatacija.



Slika 5.4 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK180

U analizama kombinovanog seizmičkog i požarnog dejstva, korišćen je linijski 1D element BEAM188 (slika 5.5), zasnovan na Timoshenko-voj teoriji, uzimajući u obzir i uticaje smicanja prvog reda na deformaciju, uz pretpostavku konstantne dilatacije smicanja u poprečnom preseku (poprečni presek ostaje ravan posle deformacije). Element poseduje po šest stepeni slobode na oba krajnja čvora: translatorna pomeranja u X, Y i Z pravcu i rotacije oko X, Y i Z ose. Koristi se u linearnim analizama i u nelinearnim analizama sa velikim rotacijama i/ili velikim dilatacijama. Element podržava nelinearne elastične i plastične materijalne modele, kao i modele tečenja.



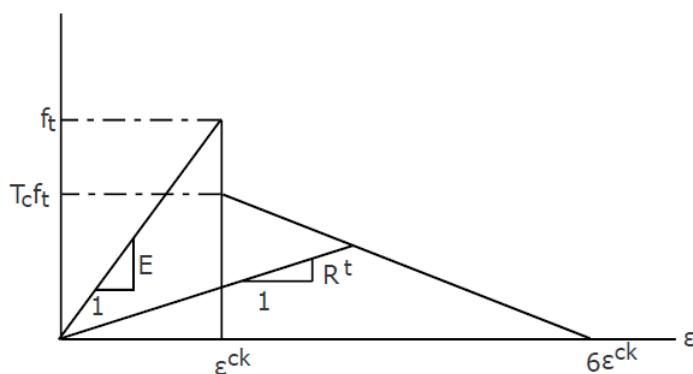
Slika 5.5 Geometrija, položaj čvorova i koordinatni sistem linijskog konačnog elementa LINK180

5.3 Modeliranje prslina u betonu

Ukoliko je neophodno obuhvatiti efekte prskanja i drobljenja betona, elastična matrica napon-dilatacija je izmenjena kako bi odgovarala odgovarajućem kriterijumu loma. Prisustvo prslina u integracionoj tački obuhvaćeno je modifikacijama između veze napona i dilatacija uvođenjem takozvane ravni slabosti u pravcu upravnom na površinu prslina. Takođe, uvodi se koeficijent prenosa smicanja β_t koji predstavlja koeficijent redukcije čvrstoće na smicanje za naknadna opterećenja koja izazivaju klizanje (smicanje) preko površine prslina. Veza između napona i dilatacija za materijal koji je isprskao u jednom pravcu postaje:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

gde eksponent ck označava da se veza napona i dilatacija odnosi na koordinatni sistem paralelan pravcima glavnih napona, gde je x^{ck} osa upravna na lice prslina. R^t je nagib (sekantni modul) prikazan na slici 5.6, čija vrednost opada na 0 kako rešenje konvergira, f_t je jednoosijalna čvrstoća betona pri zatezanju, a T_c je koeficijent kojim se obuhvata umanjjenje napona zatezanja usled relaksacije.



Slika 5.6 Čvrstoća isprskaloga betona

Pri zatvaranju prslina, svi naponi pritisaka upravno na ravan prslina prenose se po njenoj dužini uz uvođenje koeficijenta prenosa smicanja β_c koji predstavlja udeo prenete smičuće sile. Izraz $[D_c^{ck}]$ može se predstaviti kao:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Veza napon-dilatacija za beton koji je isprskao u dva pravca:

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Ukoliko se prsline zatvore u oba pravca, veza se definiše na sledeći način:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

Veza napon-dilatacija za beton koji je isprskao u sva tri pravca:

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Ako se sve tri prsline zatvore, primenjuje se izraz (5.4). Postoji ukupno 16 kombinacija rasporeda prsline i odgovarajućih promena u vezi napon-dilatacija.

Status formirane otvorene ili zatvorene prsline u okviru integracione tačke zasniva se na vrednosti dilatacije ε_{ck}^{ck} , koja se naziva dilatacija prsline. U slučaju prsline u x pravcu, vrednost dilatacije se određuje iz sledećeg izraza:

$$\varepsilon_{ck}^{ck} = \begin{cases} \varepsilon_x^{ck} + \frac{\nu}{1-\nu} \varepsilon_y^{ck} + \varepsilon_z^{ck} & \text{ako nije došlo do prskanja} \\ \varepsilon_x^{ck} + \nu \varepsilon_z^{ck} & \text{ako je došlo do prskanja u } y \text{ pravcu} \\ \varepsilon_x^{ck} & \text{ako je došlo do prskanja u } y \text{ i } z \text{ pravcu} \end{cases} \quad (5.6)$$

gde su ε_x^{ck} , ε_y^{ck} i ε_z^{ck} međusobno upravne komponente dilatacija u lokalnom koordinatnom sistemu prsline. Vektor $\{\varepsilon_{ck}^{ck}\}$ se izračunava prema izrazu:

$$\{\varepsilon_{ck}^{ck}\} = [T^{ck}]\{\varepsilon'\} \quad (5.7)$$

gde je $\{\varepsilon'\}$ modifikovana ukupna dilatacija (u lokalnom koordinatnom sistemu elementa), a $[T^{ck}]$ je matrica transformacije definisana na sledeći način:

$$[T^r] = \begin{bmatrix} a_{11}^2 & a_{12}^2 & a_{13}^2 & a_{11}a_{12} & a_{12}a_{13} & a_{11}a_{13} \\ a_{21}^2 & a_{22}^2 & a_{23}^2 & a_{21}a_{22} & a_{22}a_{23} & a_{21}a_{23} \\ a_{31}^2 & a_{32}^2 & a_{33}^2 & a_{31}a_{32} & a_{32}a_{33} & a_{31}a_{33} \\ 2a_{11}a_{21} & 2a_{12}a_{22} & 2a_{13}a_{23} & a_{11}a_{22}^+ & a_{12}a_{23}^+ & a_{11}a_{23}^+ \\ 2a_{21}a_{31} & 2a_{22}a_{32} & 2a_{23}a_{33} & a_{12}a_{21} & a_{13}a_{32} & a_{13}a_{21} \\ 2a_{11}a_{31} & 2a_{12}a_{32} & 2a_{13}a_{33} & a_{21}a_{32}^+ & a_{22}a_{33}^+ & a_{21}a_{33}^+ \\ & & & a_{22}a_{31} & a_{23}a_{32} & a_{13}a_{21} \\ & & & a_{11}a_{32}^+ & a_{12}a_{33}^+ & a_{11}a_{33}^+ \\ & & & a_{12}a_{31} & a_{13}a_{32} & a_{13}a_{31} \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

gde koeficijenti a_{ij} predstavljaju vektore glavnih pravaca. Ukupna dilatacija $\{\varepsilon'\}$ je definisana kao:

$$\{\varepsilon'_n\} = \{\varepsilon_{n-1}^{el}\} + \{\Delta\varepsilon_n\} - \{\Delta\varepsilon_n^{th}\} - \{\Delta\varepsilon_n^{pl}\} \quad (5.9)$$

gde je:

- n - vremenski inkrement proračuna (broj podkoraka)
- $\{\varepsilon_{n-1}^{el}\}$ - elastična dilatacija iz prethodnog inkrementa
- $\{\Delta\varepsilon_n\}$ - inkrement ukupne dilatacije
- $\{\Delta\varepsilon_n^{th}\}$ - inkrement termičke dilatacije
- $\{\Delta\varepsilon_n^{pl}\}$ - inkrement plastične dilatacije.

Ako je $\varepsilon_{ck}^{ck} < 0$, prsline se posmatra kao zatvorena. Ako je $\varepsilon_{ck}^{ck} \geq 0$, prsline je otvorena. Ako se prsline prvo pojavi u integracionoj tački, u sledećoj iteraciji se pretpostavlja da je otvorena.

5.4 Modeliranje drobljenja betona

Ako se prekorači čvrstoća pri pritisku u integracionoj tački (jednoaksijalna, dvoaksijalna ili toaksijalna), smatra se da je došlo do drobljenja materijala u toj tački. Drobljenje je definisano kao potpuni gubitak nosivosti, gde je doprinos čvrstoće materijala krutosti elementa u integracionoj tački zanemarljiva.

Kriterijum loma betona pri multiaksijalnom naponskom stanju definisan je prema sledećem izrazu (William & Warnke, 1974):

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (5.10)$$

gde je:

- F = funkcija glavnih napona ($\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$)
- S = površina loma izražena preko glavnih napona i pet ulaznih parametara (f_t, f_c, f_{cb}, f_1 i f_2)
- f_c = čvrstoća pri jednoaksijalnom pritisku
- $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ = glavni naponi u glavnim pravcima.

Ukoliko je izraz (5.10) zadovoljen, nastaje prskanje ili drobljenje materijala. Potrebno je definisati ukupno pet parametara (svaki može biti temperaturno zavisano) kako bi se definisala površina loma, kao i ambijentalno hidrostatičko stanje napona. Parametri su prikazani u tabeli 5.1.

Tabela 5.1 Parametri za definisanje modela betona

Oznaka	Opis
f_t	Granična čvrstoća pri zatezanju
f_c	Granična čvrstoća pri jednoaksijalnom pritisku
f_{cb}	Granična čvrstoća pri dvoaksijalnom pritisku
f_h^a	Stanje ambijentalnog hidrostatičkog pritiska
f_1	Granična čvrstoća pritisku za stanje dvoaksijalnog pritiska superponiranog na hidrostatičko stanje pritiska σ_h^a
f_2	Granična čvrstoća pritisku za stanje jednoaksijalnog pritiska superponiranog na hidrostatičko stanje pritiska σ_h^a

Površina loma može se definisati uvođenjem najmanje dve konstante, f_t i f_c . Preostale konstante izvode se na osnovu sledećih izraza:

$$f_{cb} = 1,2f_c \quad (5.11)$$

$$f_1 = 1,45f_c \quad (5.12)$$

$$f_2 = 1,725f_c \quad (5.13)$$

Međutim, ove vrednosti važe samo u slučaju da je zadovoljena sledeći uslov:

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3}f_c \quad (5.14)$$

$$\left(\sigma_h = \text{hidrostatičko stanje pritiska} = \frac{1}{3}(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \right) \quad (5.15)$$

Shodno tome, izraz (5.14) primenjuje se u situacijama gde je komponenta hidrostatičkog pritiska relativno mala. U slučaju da se očekuje velika komponenta hidrostatičkog pritiska, potrebno je definisati svih pet parametara loma. U suprotnom, podrazumevane vrednosti koeficijenata iz izraza (5.11)-(5.13) mogu dovesti do pogrešne procene čvrstoće betona. Ukoliko je isključena mogućnost drobljenja betona, prskanje materijala se dešava u slučaju da komponenta glavnih napona prekorači graničnu čvrstoću pri zatezanju f_t .

Funkcije F i S su izražene preko glavnih napona označenih kao σ_1 , σ_2 i σ_3 , pri čemu je:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (5.16)$$

$$\sigma_2 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (5.17)$$

i važi da je $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Lom betona je definisan u četiri oblasti:

- $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (pritisak – pritisak – pritisak)
- $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (zatezanje – pritisak – pritisak)
- $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (zatezanje – zatezanje – pritisak)
- $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (zatezanje – zatezanje – zatezanje)

U okviru svake od navedenih oblasti, nezavisne funkcije opisuju F i površinu loma S . Funkcije koje opisuju opštu funkciju F označavaju se kao F_1 , F_2 , F_3 i F_4 dok se funkcije koje opisuju površinu S označavaju kao S_1 , S_2 , S_3 i S_4 . Površina koju opisuju S_i funkcije je neprekidna, ali površinski gradijenti u slučaju promene predznaka nekog od glavnih napona nisu neprekidni.

Oblast (pritisak – pritisak – pritisak)

U slučaju da su sva tri glavna napona negativna ($0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$), primenjuje se kriterijum loma prema William i Warnke (William & Warnke, 1974). Funkcija F definisana je prema sledećem izrazu:

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (5.18)$$

Funkcija S definisana je na sledeći način:

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2) \cos \eta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (5.19)$$

gde je:

$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (5.20)$$

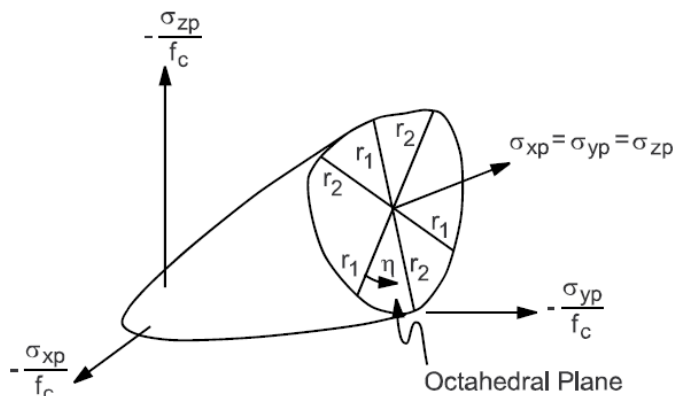
$$r_1 = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 \quad (5.21)$$

$$r_2 = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 \quad (5.22)$$

$$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c} \quad (5.22)$$

Površina loma je prikazana na slici 5.5. Ugao η opisuje relativan odnos veličina glavnih napona. Ako je $\eta = 0^\circ$, na osnovu izraza (5.20) sledi da je stanje napona takvo da je $\sigma_3 = \sigma_2 > \sigma_1$ (jednoaksijalni pritisak, dvoaksijalno zatezanje). Za vrednost ugla $\eta = 60^\circ$, naponsko stanje je $\sigma_3 > \sigma_2 = \sigma_1$ (jednoaksijalno zatezanje, dvoaksijalan pritisak). Za sva ostala višeksijalna stanja napona, ugao η ima vrednosti $0^\circ \leq \eta \leq 60^\circ$. Kada je $\eta = 0^\circ$, prema (5.19) $S_1 = r_1$, dok je u slučaju $\eta = 60^\circ$, $S_1 = r_2$. Prema

tome, r_1 i r_2 predstavljaju površine loma za naponska stanja kod kojih su vrednosti ugla $\eta = 0^\circ$ i $\eta = 60^\circ$. Površina loma u prostoru glavnih napona prikazana je na slici 5.7.



Slika 5.7 Površina loma u prostoru glavnih napona

Poprečni presek ravni loma je rotaciono simetričan za ugao od 120° oktaedralne ravni usled raspona ugla η između 0° i 60° . Funkcija r_1 je definisana izborom odgovarajućih vrednosti a_0 , a_1 i a_2 tako da f_t , f_{cb} i f_1 leže na površini loma, rešavanjem sledećeg sistema jednačina:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{cb}) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (5.23)$$

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_c}, \xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_c}, \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{2f_1}{3f_c} \quad (5.24)$$

Funkcija r_2 je definisana izborom vrednosti b_0 , b_1 i b_2 , rešavanjem sledećeg sistema jednačina:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -f_c) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a, \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_2) \\ \frac{F_1}{f_c} 0 \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (5.25)$$

$$\xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{f_2}{3f_c} \quad (5.26)$$

$$r_2(\xi_0) = a_0 + a_1 \xi_0 + a_2 \xi_0^2 = 0 \quad (5.27)$$

Pošto površina loma mora da ostane konveksna, odnos r_1/r_2 ograničen je na raspon:

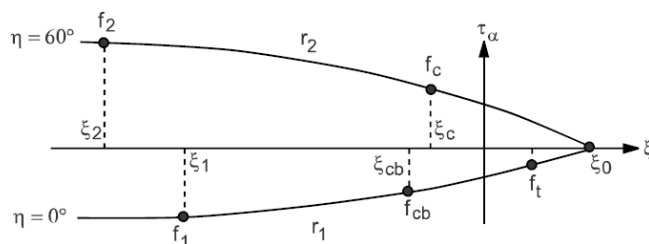
$$0,5 < r_1/r_2 < 1,25 \quad (5.28)$$

Pored toga, koeficijenti a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 i b_2 moraju da zadovolje i sledeće uslove:

$$a_0 > 0, a_1 \leq 0, a_2 \leq 0 \quad (5.29)$$

$$b_0 > 0, b_1 \leq 0, b_2 \leq 0 \quad (5.30)$$

Na osnovu izraza (5.27), vrh površine loma javlja se kada je $\xi = \xi_0$. Grafički prikaz funkcija r_1 i r_2 u zavisnosti od ξ prikazan je na slici 5.8.



Slika 5.8 Profil površine loma

Donja granična kriva odnosi se na naponska stanja kod kojih je $\eta = 0^\circ$, dok gornja kriva važi za $\eta = 60^\circ$. U slučaju da je zadovoljen kriterijum loma, pretpostavlja se da je nastupilo drobljenje materijala.

Oblast (zatezanje – pritisak – pritisak)

U slučaju pozitivnog glavnog napona σ_1 i negativnih napona σ_2 i σ_3 ($\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$), funkcije F i S računaju se prema sledećim izrazima:

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2]^{\frac{1}{2}} \quad (5.31)$$

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2) \cos \eta + p_2(2p_1 - p_2)[4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (5.32)$$

$$p_1 = a_0 + a_1\chi + a_2\chi^2 \quad (5.33)$$

$$p_2 = b_0 + b_1\chi + b_2\chi^2 \quad (5.34)$$

$$\chi = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{3f_c} \quad (5.35)$$

Ako je kriterijum loma zadovoljen, prslina se javlja u ravni upravnoj na pravac glavnog napona σ_1 . Drobljenje je takođe moguće u okviru ove oblasti.

Oblast (zatezanje – zatezanje – pritisak)

U slučaju rasporeda glavnih napona ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$), funkcije F i S računaju se prema sledećim izrazima:

$$F = F_3 = \sigma_i; i = 1,2 \quad (5.36)$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c}\right); i = 1,2 \quad (5.37)$$

Ako je kriterijum loma zadovoljen za $i = 1,2$, prsline se javljaju u ravnima upravnim na pravce glavnih napona σ_1 i σ_2 . Ako je kriterijum loma zadovoljen samo za $i = 1$, prslina se javlja samo u ravni upravnoj na pravac glavnog napona σ_1 . Drobljenje je takođe moguće u okviru ove oblasti.

Oblast (zatezanje – zatezanje – zatezanje)

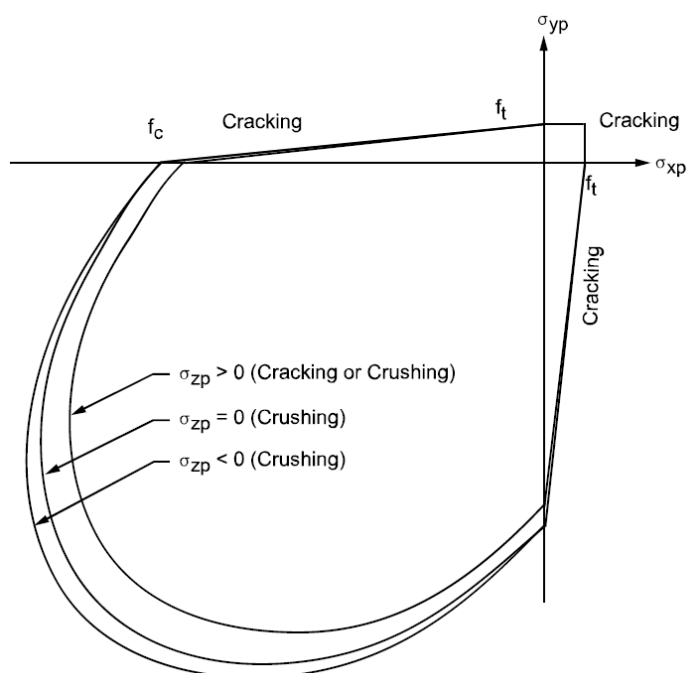
U slučaju da su svi glavni naponi pozitivni ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$), funkcije F i S računaju se prema sledećim izrazima:

$$F = F_4 = \sigma_i; i = 1,2,3 \quad (5.38)$$

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \quad (5.39)$$

Ako je kriterijum loma zadovoljen za $i = 1,2,3$, prsline se javljaju u ravnima upravnim na pravce glavnih napona σ_1 , σ_2 i σ_3 . Ako je kriterijum loma zadovoljen za $i = 1,2$, prsline se javljaju u ravnima upravnim na pravac glavnih napona σ_1 i σ_2 . Ako je kriterijum loma zadovoljen samo za $i = 1$, prslina se javlja samo u ravni upravnoj na pravac glavnog napona σ_1 .

Na slici 5.9 prikazana je površina loma u ravni glavnih napona za približno dvoaksijalno stanje napona.



Slika 5.9 Površina loma u ravni glavnih napona za približno dvoaksijalno stanje napona

U slučaju da su najznačajniji glavni naponi u σ_{xp} i σ_{yp} pravcima, tri predstavljene površine važe u slučajevima da je σ_{zp} nešto veće od 0, jednako 0 i nešto manje od 0. Iako su tri površine, prikazane kao projekcije na $\sigma_{xp} - \sigma_{yp}$ ravan, praktično ekvivalentne, sa neprekidnom 3D površinom loma, lom materijala je funkcija predznaka σ_{zp} . Na primer, ako su oba napona σ_{xp} i σ_{yp} negativna, a σ_{zp} je pozitivan, prslina se pretpostavlja u pravcu upravnom na σ_{zp} napon. Međutim, ako je $\sigma_{zp} \leq 0$, pretpostavlja se da je nastupilo drobljenje materijala.

Položaj lokacija prslina i drobljenja materijala omogućen je pozivanjem odgovarajuće funkcije prilikom obrade rezultata analize. Krugovima su prikazana mesta pojave prslina odnosno drobljenja betonskih elemenata. Prskanje betona je prikazano krugom u ravni prslina, a drobljenje oktaedrom. Ako je prslina najpre otvorena, a zatim zatvorena, krug je dopunjen oznakom X. U svakoj integracionoj tački moguće je formiranje prslina u tri različite ravni. Prva prslina u integracionoj tački je prikazana krugom crvene boje, druga zelenom, a treća prslina plavom bojom.

5.5 Stvarna i inženjerska veza napon-dilatacija

Za analize u kojima se očekuju velike dilatacije, za definisanje plastičnosti neophodno je konvertovati podatke o vezi između napona i dilatacija iz inženjerskog u realni oblik, korišćenjem sledećih izraza (ANSYS® Academic Teaching Mechanical, 2015):

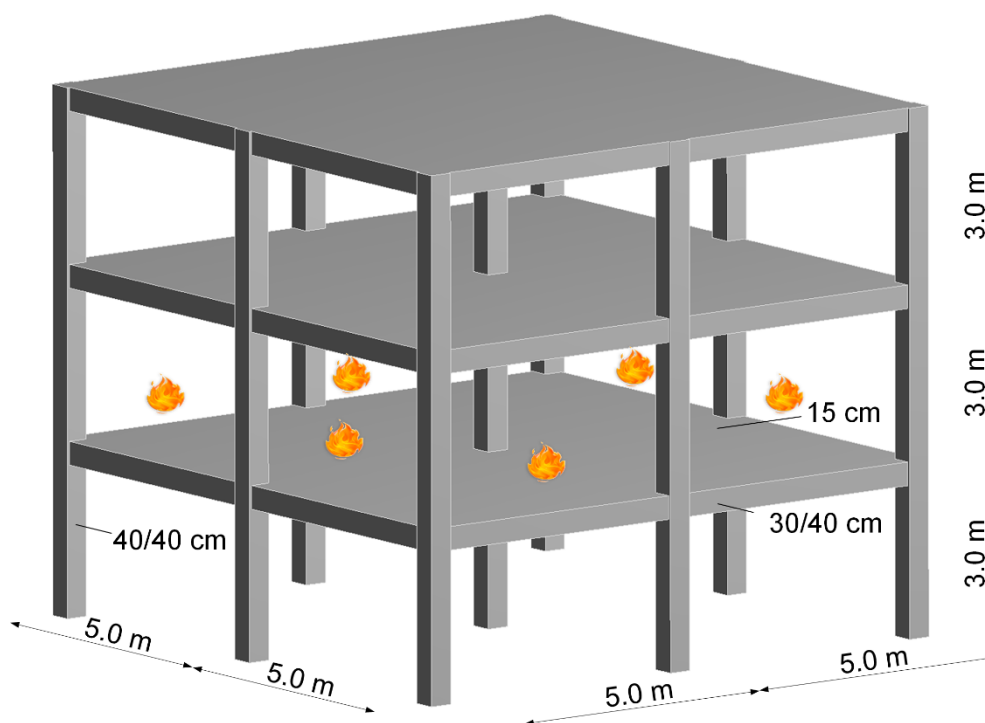
$$\sigma = \sigma_{eng} \quad \varepsilon = \varepsilon_{eng} \quad (5.40)$$

$$\sigma = \sigma_{eng}(1 + \varepsilon_{eng}) \quad \varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (5.41)$$

Izraz (5.40) važi za vrednosti dilatacija koje odgovaraju dvostrukim vrednostima dilatacija na granici proporcionalnosti, dok se izraz (5.41) primenjuje za definisanje zone plastifikacije, pri čemu uslov o nestišljivosti materijala mora biti zadovoljen.

6 Numerička analiza ponašanja okvirnih konstrukcija u uslovima požara

U okviru disertacije je analizirana armiranobetonska okvirna konstrukcija (slika 6.1) dimenzionisana prema EN 1998-1-1 (EN 1998-1-1, 2004) za srednju klasu duktilnosti (DCM) i slučaj seizmičkog dejstva izražen preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g. Konstrukcija je simetrična u dva upravna pravca, regularna u osnovi, zbog čega je analizirana kao ravanski model. Izdvojen je srednji ram konstrukcije na koji su preneti uticaji prostorne konstrukcije okvira. Statički model okvira prikazan je na slici 6.2.

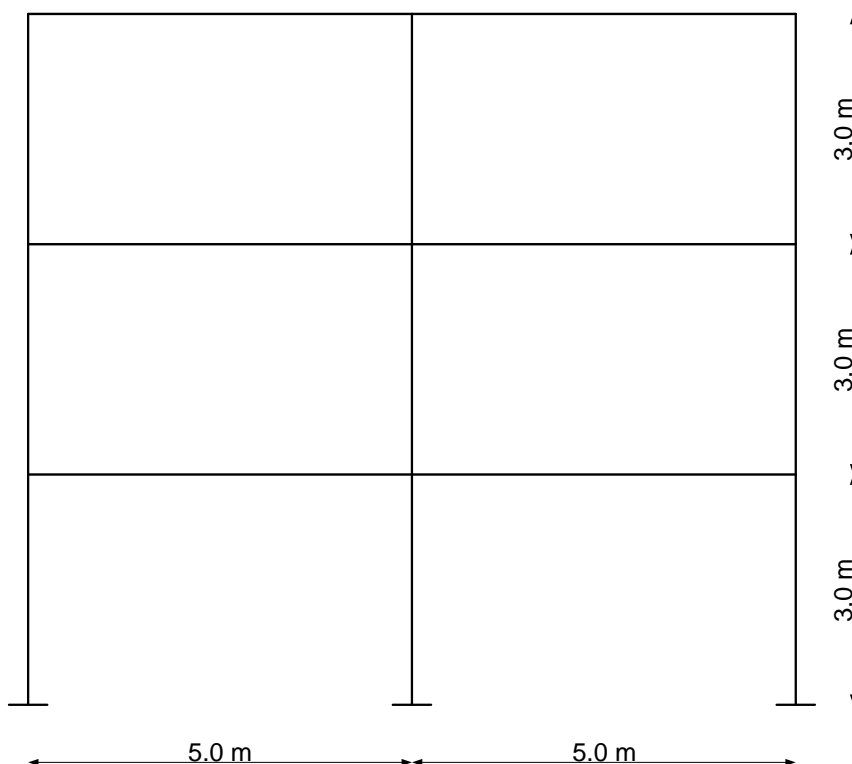


Slika 6.1 Geometrija analizirane trodimenzionalne okvirne konstrukcije

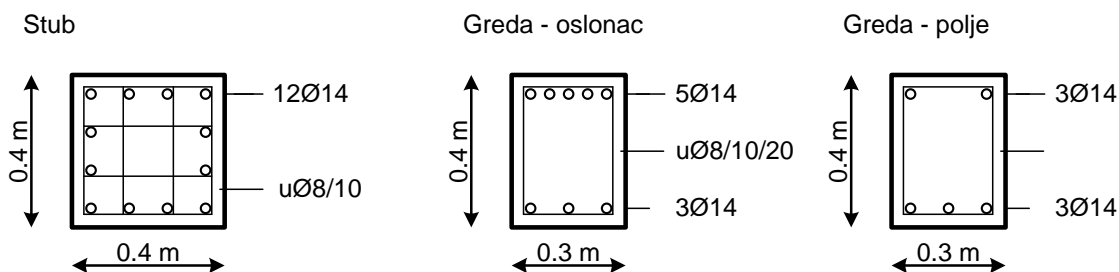
Stubovi su kvadratnog poprečnog preseka, dimenzija $b/d = 40/40$ cm, dok su grede pravougaonog poprečnog preseka, dimenzija $b/d = 30/40$ cm. Usvojena je projektovana klasa čvrstoće betona C 30/37, a armature S 500 C. sa karakterističnom granicom razvlačenja $f_{yk} = 500$ MPa. Dimenzionisanje konstrukcije izvršeno je prema EN 1992-1-1 (EN 1992-1-1, 2004), uz dopunske kriterijume za konstrukcije srednje klase duktilnosti (DCM) prema EN 1998-1-1. Usvojena podužna i poprečna armatura stubova i gređa prikazana je na slici 6.3.

Stubovi su armirani podužnom armaturom sa po 12 šipki prečnika $\varnothing 14$ mm, koje se prostiru celom visinom stubova kroz sve tri etaže. Usvojena je poprečna armatura u vidu četvorosečnih uzengija na svakih 10 cm visine stuba, prečnika $u \varnothing 8$ mm. Gređe su u polju armirane sa po 3 šipke prečnika $\varnothing 14$ mm u donjoj zoni i 2 šipke prečnika $\varnothing 14$ mm u gornjoj zoni, dok su u zoni oslonaca (na dužini $\Delta l = 0,2l = 1,0$ m) u gornjoj zoni ojačane sa dodatne 3 šipke prečnika $\varnothing 14$ mm, radi prijema negativnih momenata usled kombinacija opterećenja koje uključuju stalno i povremeno opterećenje. Poprečna

armatura greda je prečnika u \varnothing 8 mm sa međusobnim rastojanjem od 20 cm u polju, odnosno 10 cm u zoni oslonaca, radi prijema smičućih napona.



Slika 6.2 Statički model analiziranih armiranobetonskih ramova



Slika 6.3 Poprečni presezi i usvojena armatura stubova i greda

Požarna otpornost okvirnih konstrukcija zavisi od velikog broja parametara, kao što su: geometrija, oblik i dimenzije konstrukcijskih elemenata, temperaturna zavisnost fizičko-mehaničkih svojstava primenjenih materijala, tip primenjenog agregata za spravljanje betonske mešavine, požarni scenario, početni nivo opterećenja i prethodna istorija opterećenja izražena preko početnog naponsko-deformacijskog stanja konstrukcije.

Numeričkom analizom obuhvaćeni su uticaji sledećih parametara:

- položaj požara u konstrukciji (požarni scenario)
- početni nivo opterećenja
- tip agregata za spravljanje betona
- kombinovani hazard seizmičkog i požarnog dejstva.

Položaj požara u konstrukciji (požarni scenario)

Požarni sektor ograničen je na pojedinačne etaže. Širenje požara po vertikali onemogućeno je usled horizontalnih barijera, koje predstavljaju međuspratne armiranobetonske ploče debljine 15 cm. Uticaj ploča uzet je u obzir prilikom termičkog proračuna (prenos toplote) i određivanja temperaturnih profila elemenata u toku požara, dok je njihovo prisustvo u mehaničkim analizama zanemareno. Uzimajući u obzir da požar zahvata oba polja okvira u samo jednoj etaži, analizirana su tri slučaja požarnog scenarija, sa pojavom požara u svakoj od tri etaže okvira.

Početni nivo opterećenja

Konstrukcija je analizirana za stalno, dodatno stalno i povremeno opterećenje. Sopstvena težina konstrukcije generisana je automatski od strane softvera, na osnovu dimenzija elemenata i specifične zampeminske mase, odnosno težine betona i čelika. Pored sopstvene težine, u obzir su uzete i težine elemenata prostornog okvira iz pravaca upravnih na ravan analiziranog okvira. Stalno opterećenje je dopunjeno dodatnim stalnim opterećenjem intenziteta $\Delta g = 2,5 \text{ kN/m}^2$ površine polja prostornog okvira, odnosno svedeno prema pripadajućoj površini na elemente ravanskog okvira. Povremeno opterećenje je usvojeno sa intenzitetom $\Delta p = 2,5 \text{ kN/m}^2$ površine ploče. Osnovna kombinacija opterećenja usled požarnog dejstva obuhvata parcijalne koeficijente definisane za incidentnu projektnu situaciju, prema EN 1990 (EN 1990, 2002):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \quad (6.1)$$

pri čemu su $\psi_{1,1}$ i $\psi_{2,1}$ dati u Nacionalnom aneksu, ili usvojeni prema Aneksu A (EN 1990, 2002).

Varijacija početnog nivoa opterećenja analizirana je uz vrednosti parcijalnog koeficijenta povremenog opterećenja kojima se pretpostavlja da u trenutku pojave požara na konstrukciju deluje 50% ili 80% povremenog opterećenja.

Tip agregata za spravljanje betona

Vrsta agregata se ne uzima u obzir prilikom dimenzionisanja konstrukcija prema EN 1992-1-1 i EN 1998-1-1. Uticaj korišćenog agregata na ponašanje konstrukcije u toku požara analiziran je uz pretpostavku korišćenja silikatnog i karbonatnog agregata za spravljanje betona, prema EN 1991-1-2.

Kombinovani hazard seizmičkog i požarnog dejstva

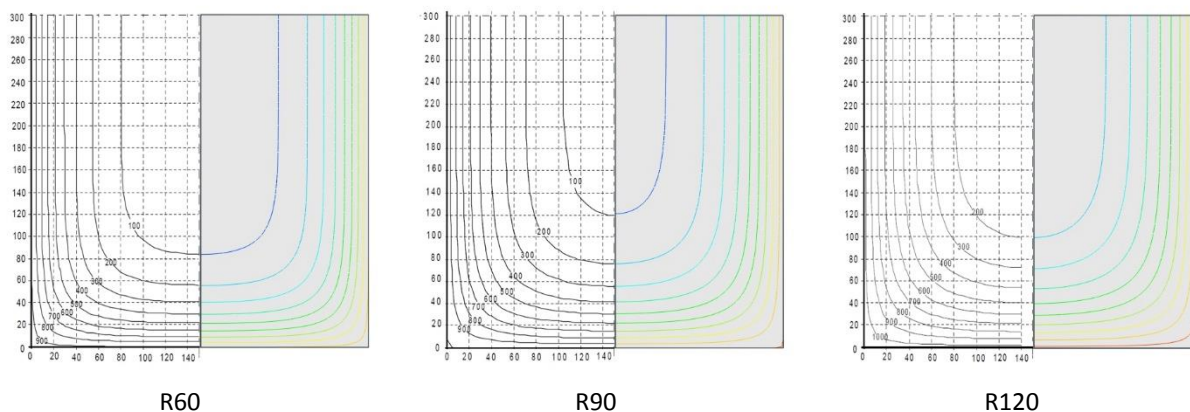
Veliki zemljotresi su često praćeni brojnim požarima, čiji je uzrok nastanka vezan za oštećenja energetske instalacije u sklopu objekata i sistema pasivne i aktivne zaštite od požara. Analiziran je uticaj požarnog dejstva na konstrukciju koja je prethodno bila izložena seizmičkom dejstvu, pri čemu je kapacitet nosivosti konstrukcije pre početka požara redukovana usled seizmičkih oštećenja (poglavlje 7).

6.1 Validacija termičkog računskog modela

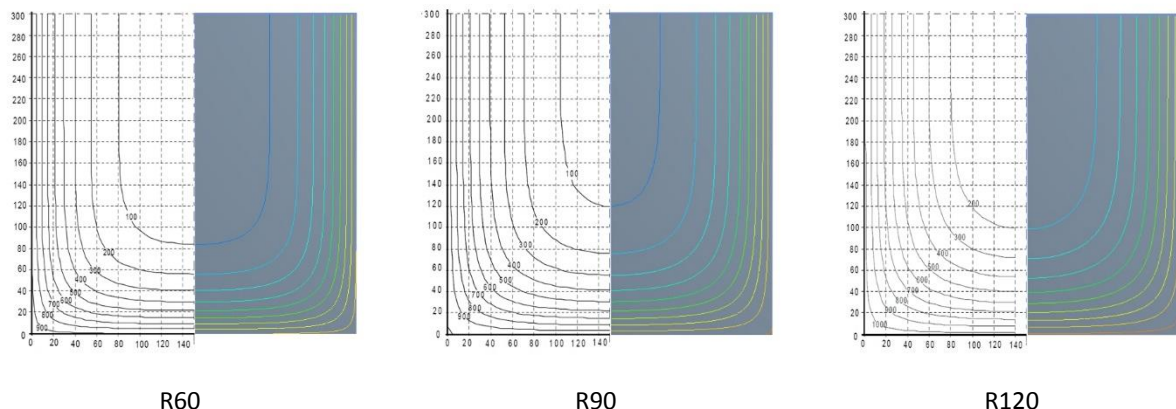
Na osnovu Aneksa A u Evrokod standardu EN 1992-1-2, validacija termičkog računskog modela izvedena je poređenjem temperaturnih profila u presecima pravougaonih betonskih elemenata opožarenih sa sve četiri strane standardnom požarnom krivom ISO 834. (Džolev I., Cvetkovska, Lađinović, Radonjanin, & Rašeta, 2015)

Vremenski proračun prenosa toplote sproveden je korišćenjem dva različita programska paketa: MIDAS NFX 2014 (Midas IT, 2014) i ANSYS 16.0. Kako bi se eliminisao uticaj eventualnih prostornih oscilacija rešenja, u slučaju termičkog šoka, usvojene su donja i gornja granica vremenskog inkrementa proračuna, u zavisnosti od primenjene veličine mreže konačnih elemenata. Za veličinu elementa $\Delta x = 0,5$ cm, usvojeni vremenski inkrement iznosi $\Delta t = 15$ s. Proračunom su obuhvaćeni uticaji kondukcije, konvekcije i radijacije prema EN 1991-1-2.

Rezultati analiza temperaturnih profila nakon 60, 90 i 120 minuta trajanja požara, dobijeni korišćenjem programa MIDAS NFX i ANSYS, sa uporednim vrednostima iz Aneksa A EN 1992-1-2, za betonski element dimenzija poprečnog preseka $b/d = 30/60$ cm, prikazani su na slikama 6.4 i 6.5.



Slika 6.4 Poređenje temperaturnih profila nakon 60, 90 i 120 minuta
(levo) Aneks A EN 1992-1-2 i (desno) MIDAS NFX



Slika 6.5 Poređenje temperaturnih profila nakon 60, 90 i 120 minuta
(levo) Aneks A EN 1992-1-2 i (desno) ANSYS

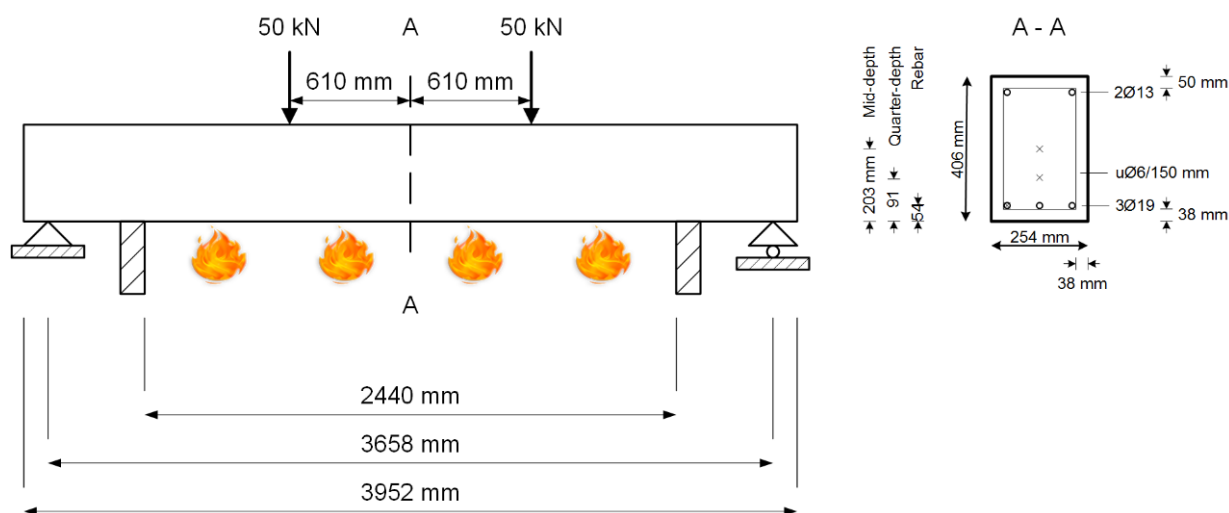
Rezultati dobijeni korišćenjem oba programska paketa su zadovoljavajuće tačni. Prednost programa koji se zasnivaju na MKE, uprkos numeričkim aproksimacijama proračuna, je mogućnost sprovođenja termičke analize na elementima proizvoljne geometrije i za različite tipove spoljašnjeg požarnog dejstva.

Usled nemogućnosti obuhvatanja mehaničke materijalne nelinearnosti, u svemu prema Evrokod standardima, dalje numeričko modeliranje je nastavljeno samo u programu ANSYS, a od strane razvojnog tima koji radi na kreiranju programa MIDAS NFX, dobijena je informacija da će kompleksniji materijalni modeli biti razvijeni u nekoj od narednih verzija programa.

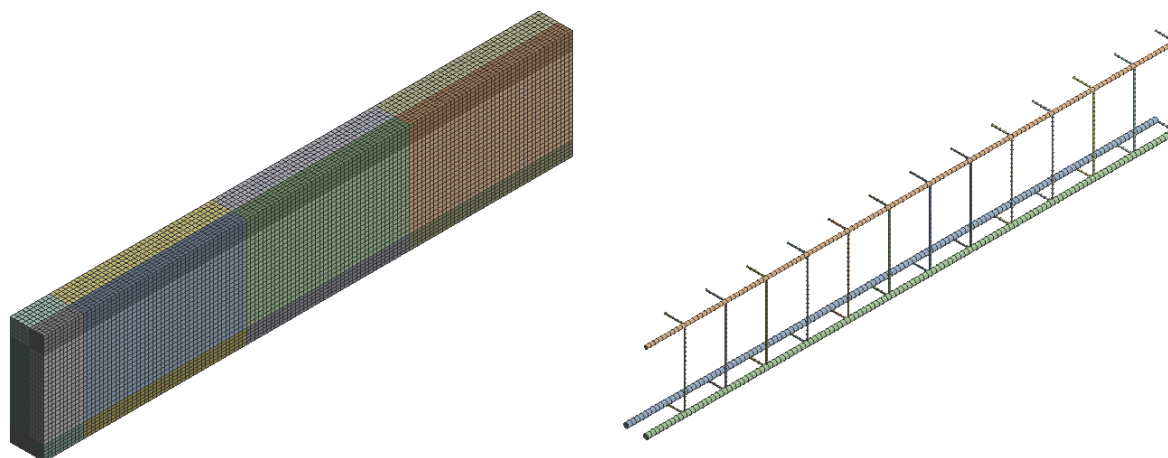
6.2 Validacija termo-mehaničkog računskog modela

Eksperimentalna ispitivanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija u punoj veličini su veoma retka. Numerički model korišćen u analizama je validiran poređenjem rezultata proračuna termičkog i mehaničkog odgovora konstrukcije sa podacima registrovanim u okviru eksperimentalnih požarnih ispitivanja sprovedenih od strane autora Dwaikat i Kodur (Dwaikat & Kodur, 2009) i rezultatima numeričkog modela razvijenog u okviru programskog paketa ABAQUS, od strane autora Kodur i Agrawal (Kodur & Agrawal, 2016).

Ispitivanje je obavljeno na grednom nosaču spravljenom od betona normalne čvrstoće. U toku ispitivanja nije uočeno eksplozivno pucanje betona, što je i neophodna pretpostavka predloženog računskog modela. Geometrija nosača i plan armiranja, kao i postavka opterećenja i graničnih uslova, prikazani su na slici 6.6. Mreže konačnih elemenata kojima su diskretizovani beton i armatura 1/4 analiziranog nosača, prikazane su na slici 6.7. Korišćena je simetrija u odnosu na dve ravni kojom je značajno smanjeno vreme trajanja numeričkog proračuna.

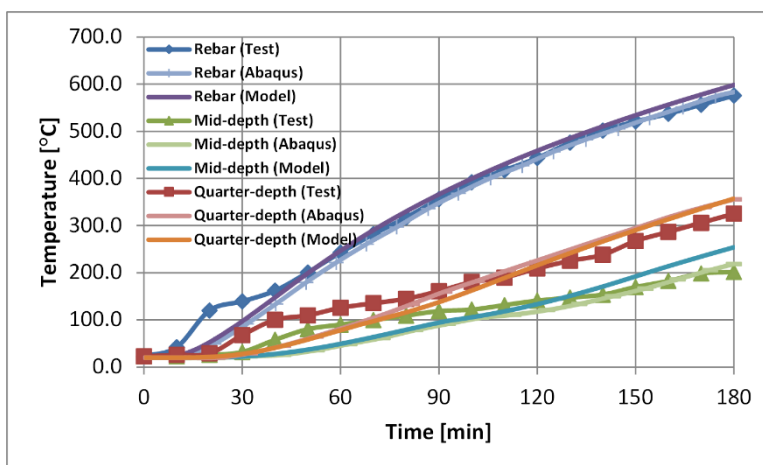


Slika 6.6 Ispitivani gredni nosač korišćen pri validaciji numeričkog modela



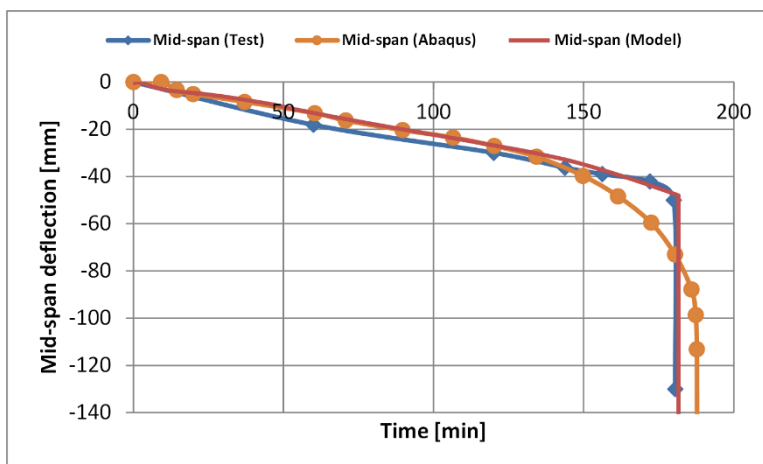
Slika 6.7 Mreže konačnih elemenata za beton i armaturu za 1/4 modela gredog nosača korišćenog pri validaciji numeričkog modela

Gredni nosač je opterećen sa dve koncentrisane sile, čiji je intenzitet zadržan konstantnim u toku požarne analize. Greda je izložena standardnom požarnom opterećenju ASTM E119 (ASTM E-119-08a, 2008) sa tri strane, preko donje i bočnih površina, u delu nosača između zidova kojima je definisana zona požarnog sektora. Računske i registrovane temperature u betonu i armaturi su prikazane na slici 6.8.



Slika 6.8 Poređenje registrovanih (eksperimentalnih) i računskih temperatura korišćenjem programa ABAQUS (Kodur & Agrawal, 2016) i predloženog modela razvijenog u programu ANSYS

Računske temperature dobijene korišćenjem programa ABAQUS i ANSYS su veoma slične i pokazuju dobro slaganje sa rezultatima registrovanim eksperimentalnom analizom. Odstupanja su evidentna u okviru početnih 30-60 minuta, pri čemu su računskim modelima dobijene relativno niže temperature u odnosu na eksperimentalna merenja, što za posledicu ima sporiju degradaciju materijala i očekivano manje vrednosti ugiba u sredini grede. Ugib nosača pre početka delovanja požara usvojen je kao početno stanje za određivanje ugiba u toku požara, a promena ugiba u toku vremena prikazana je na slici 6.9.

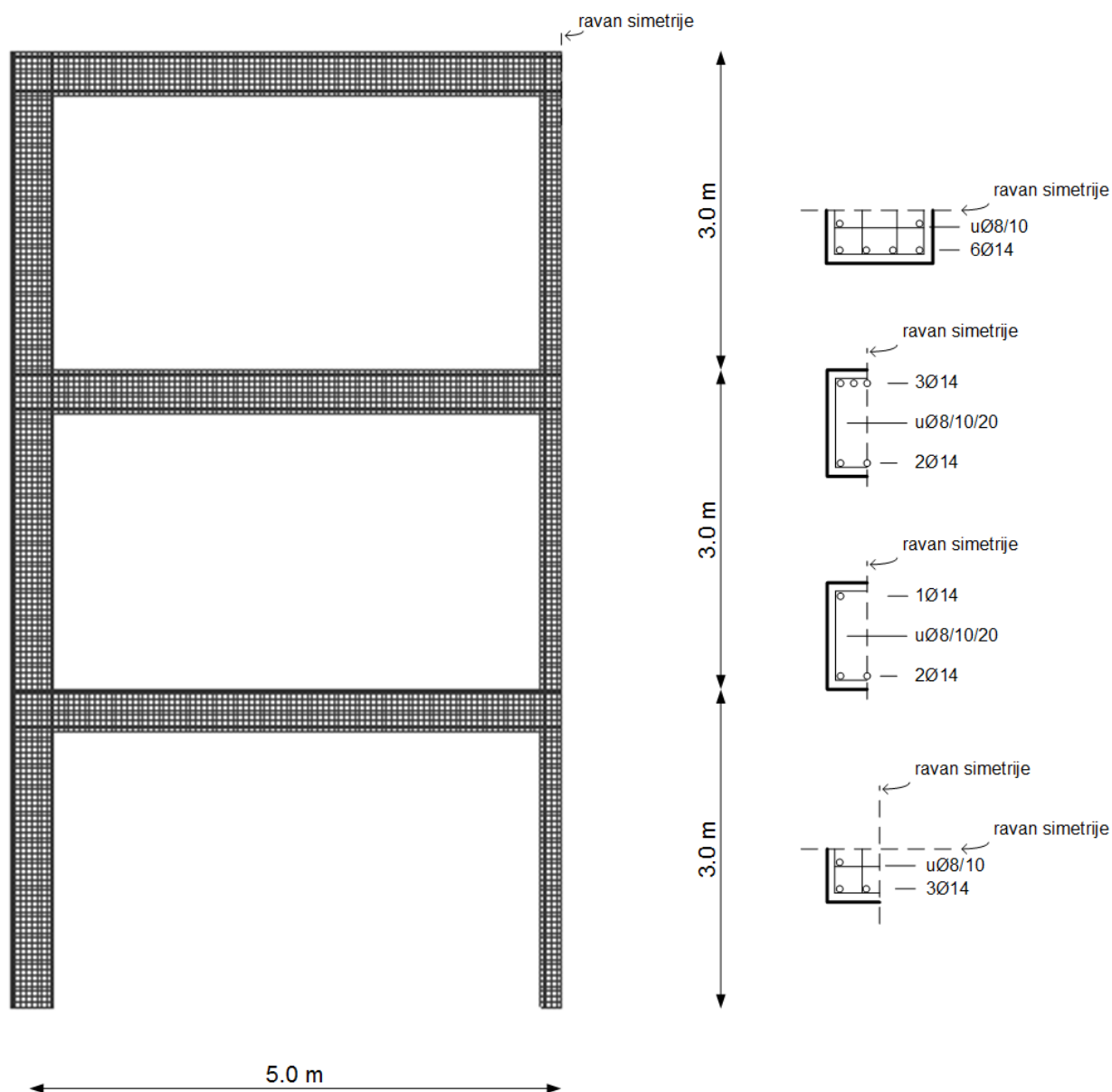


Slika 6.9 Poređenje registrovanih i računskih ugiba sredine grednog nosača korišćenjem programa ABAQUS (Kodur & Agrawal, 2016) i predloženog modela razvijenog u programu ANSYS

Numeričkim analizama dobijene su nešto niže vrednosti ugiba od registrovanih, ali praktično identične u prvih 130 minuta požara. Nakon 130 minuta, krutost grede počinje naglo da opada u modelu programa ABAQUS, dok model razvijen u okviru ANSYS-a pokazuje bolje slaganje sa podacima registrovanim u eksperimentu, do trenutka loma nosača, oko 180 minuta od početka dejstva požara.

6.3 Modeliranje konstrukcije armiranobetonskog okvira

Usled simetrije nosača, mehaničkog i požarnog dejstva (osim u slučaju sukcesivnog seizmičkog i požarnog dejstva), analizirana je 1/4 ramovske konstrukcije, korišćenjem dve ravni simetrije. Na taj način ostvarena je značajna ušteda u procesorskom vremenu trajanja računskih analiza. Analizirani model okvira prikazan je na slici 6.10 (osim okvira za analizu uticaja požara i seizmike).



Slika 6.10 Analizirani model armiranobetonskih ramova usvajanjem dve ravni simetrije

Kako se najpre izvršava termička analiza, a zatim mehanička, formirana su dva proračunska modela: termički i mehanički.

Analizirane kombinacije (osim kombinacija seizmičkog i požarnog dejstva)

Tabela 6.1 Analizirane kombinacije (osim kombinacija seizmičkog i požarnog dejstva)

Redni broj	Požarni scenario	Opterećenje	Agregat	Oznaka
1	Prva etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P105S
2			Karbonat	P105C
3		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P108C
4	Druga etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P205S
5			Karbonat	P205C
6		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P208C
7	Treća etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P305S
8			Karbonat	P305C
9		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P308C

Termički model

Okvirna konstrukcija je modelirana korišćenjem prostornih konačnih elemenata za beton, odnosno linijskih elemenata za armaturu. Beton je modeliran korišćenjem SOLID70 elemenata, dimenzija 1,25 cm x 1,25 cm x 1,25 cm, dok je armatura modelirana korišćenjem LINK33 elemenata veličine 1,25 cm. Ukupan broj elemenata korišćen u analizi termičkog odgovora iznosi 1 120 908, koji sadrže ukupno 1 267 198 čvorova, sa po jednim stepenom slobode (temperatura).

Termički proračun je izveden uzimajući u obzir uticaje konvekcije, kondukcije i radijacije, u svemu prema EN 1991-1-2 (EN 1991-1-2, 2002).

Nakon definisanja geometrije konstrukcije i diskretizacije elemenata betona, podužne i poprečne armature u vidu mreže konačnih elemenata, definisani su granični uslovi u smislu ravni simetrije i požarnog opterećenja. Kako bi se obezbedila veza između čvorova armature i okolnih betonskih elemenata, mreža je formirana na način da se čvorovi elemenata armature fizički postave na istom mestu kao i čvorovi betona, i izvršeno je njihovo spajanje. Na taj način, prodor temperature preko opožarene površine betonskih elemenata, prenosi se i na elemente armature u kontaktnoj zoni.

Termička računrska analiza je podeljena u pet vremenskih koraka. U prvom vremenskom koraku nema uticaja temperature, jer se u njemu u okviru mehaničke analize konstrukcija opterećuje stalnim, dodatnim stalnim i povremenim gravitacionim opterećenjem, koje u daljem nastavku analize zadržava konstantan intenzitet. Uticaj temperature počinje od drugog koraka i podeljen je u četiri koraka. U

početnom periodu trajanja požara, zbog naglog porasta spoljašnje temperature i izraženog termičkog gradijenta u zoni zaštitnog sloja betona, računska analiza praćena je vremenskim podkorakom u trajanju između 1 i 2 sekunde, da bi se, kako se nagib temperaturne krive smanjuje, vremenski korak povećavao, sve do trajanja između 60 i 120 sekundi (tabela 6.2). Numerička konvergencija proračuna ostvarena je korišćenjem Newton-Raphson-ovih ravnotežnih iteracija. Divergencija proračuna u okviru termičke analize može nastupiti ukoliko je varijacija temperature u svakom čvoru između ravnotežnih iteracija veća od 0,5 °C. (Kodur, Naser, Pakala, & Varma, 2013)

Tabela 6.2 Parametri numeričke analize termičkog proračuna

Redni broj vremenskog koraka	Trajanje vremenskog koraka [s]	Trajanje vremenskog podkoraka [s]
1	0 - 1	1
2	1 - 501	1 - 2
3	501 - 1501	5 - 10
4	1501 - 10001	30 - 60
5	10001 - 20001	60 - 120

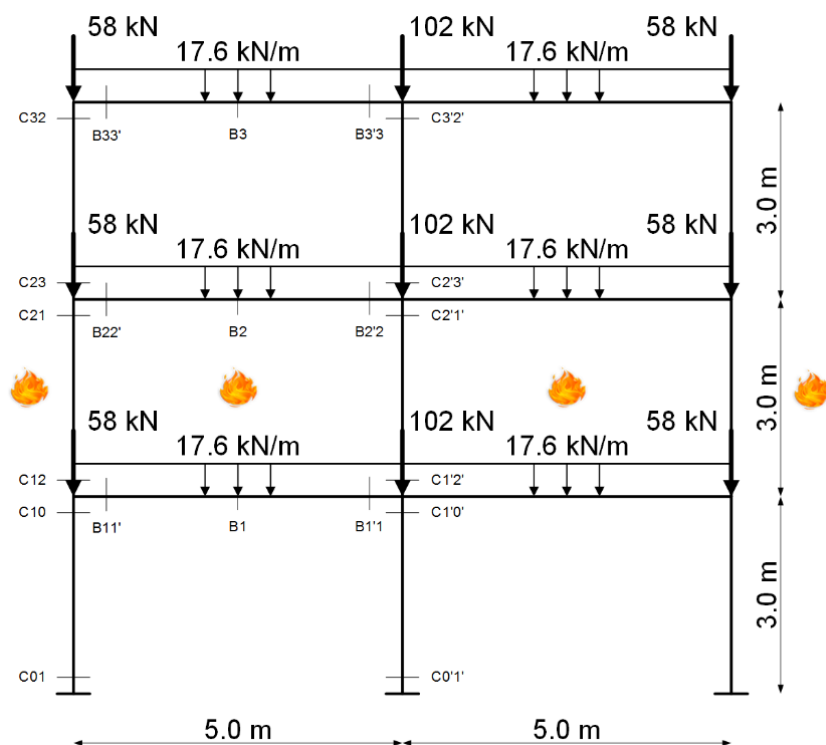
Kako je prenos toplote praktično konstantan po dužini elemenata (stub, greda) rezultati proračuna su prikazani u vidu temperaturnih profila karakterističnih opožarenih elemenata: stub (izložen požaru sa sve četiri strane), greda iznad (izložena požaru sa donje i bočnih strana, i sa donje površine armiranobetonske ploče) i greda ispod požarnog sektora (izložena požaru sa gornje strane i sa gornje strane armiranobetonske ploče). Pored rezultata na nivou preseka, prikazan je i razvoj temperature unutar šipki podužne armature u toku vremena.

Mehanički model

Model konstrukcije kojim se procenjuje mehanički odgovor sastoji se od prostornih konačnih elemenata SOLID65, kojim se modelira ponašanje betona, i linijskih konačnih elemenata LINK180, kojim se diskretizuje armatura. Veličina konačnih elemenata u mehaničkoj analizi je višestruko veća nego u termičkoj analizi, budući da na nivou preseka nije neophodna relativno „gusta“ mreža, kao što je slučaj u termičkoj analizi, radi tačnijeg obuhvatanja fizičke pojave. Beton je modeliran elementima veličine 5 cm x 5 cm x 5 cm, osim u zoni zaštitnog sloja gde je veličina elementa duplo manja, kako bi se tačnije obuhvatio uticaj naprezanja koja su posledica izrazitih termičkih gradijenata, koji se javljaju u prvih pola sata trajanja požara. Na taj način, pored navedenih, model sadrži još dve varijacije veličine elemenata: 2,5 cm x 5 cm x 5 cm i 2,5 cm x 2,5 cm x 5 cm. Armatura je modelirana elementima veličine 5 cm. Ukupan broj elemenata korišćen u mehaničkoj analizi iznosi 34 839, koji sadrže ukupno 51 353 čvorova, sa po tri stepena slobode (pomeranje u X, Y i Z pravcu).

Mehanički proračun je izveden uzimajući u obzir stalno (generisano od strane softvera), dodatno stalno i povremeno opterećenje, prema EN 1990 (slika 6.11).

Mehanička računska analiza podeljena je u 23 vremenska koraka (tabela 6.3). U prvom vremenskom koraku konstrukcija se opterećuje stalnim, dodatnim stalnim i povremenim gravitacionim opterećenjem. U drugom koraku obavlja se dinamičko „smirivanje“ konstrukcije, da bi od trećeg koraka, do kraja analize, uz konstantno ukupno opterećenje, konstrukcija bila izložena temperaturnim uticajima, prethodno određenim u okviru termičke analize.



Slika 6.11 Dodatno stalno i povremeno opterećenje armiranobetonskog okvira za slučaj P2O5S

Tabela 6.3 Parametri numeričke analize mehaničkog proračuna

Redni broj vremenskog koraka	Trajanje vremenskog koraka [s]	Trajanje vremenskog podkoraka [s]	Broj podkoraka u okviru koraka [/]
1	0 - 0,4	n/a	500 - 1000
2	0,4 - 1	n/a	500 - 1000
3	1 - 1001	0,5 - 1	n/a
4	1001 - 1501	0,5 - 1	n/a
5	1501 - 2001	0,5 - 1	n/a
6	2001 - 3001	1 - 2	n/a
7	3001 - 4001	1 - 2	n/a
8	4001 - 5001	1 - 2	n/a
9	5001 - 6001	2 - 4	n/a
10	6001 - 7001	2 - 4	n/a
11	7001 - 8001	2 - 4	n/a
12	8001 - 9001	2 - 4	n/a
13	9001 - 10001	2 - 4	n/a
14	10001 - 11001	2 - 4	n/a
15	11001 - 12001	2 - 4	n/a
16	12001 - 13001	2 - 4	n/a
17	13001 - 14001	2 - 4	n/a
18	14001 - 15001	2 - 4	n/a
19	15001 - 16001	2 - 4	n/a
20	16001 - 17001	2 - 4	n/a
21	17001 - 18001	2 - 4	n/a
22	18001 - 19001	2 - 4	n/a
23	19001 - 20001	2 - 4	n/a

Sveobuhvatni rezultati proračuna prikazani su u okviru Priloga, u završnom poglavlju rada. Rezultati obuhvataju maksimalna ukupna, kao i pomeranja u pravcu globalnih koordinatnih osa X, Y i Z. Prikazan je razvoj napona, elastičnih, plastičnih i ukupnih mehaničkih dilatacija, kao i termičkih dilatacija u toku vremena, i dijagrama napon-dilatacija u pojedinačnim šipkama armature na nivou poprečnog preseka. Takođe je prikazan i razvoj unutrašnjih sila nosača u karakterističnim poprečnim presecima, dobijenih integracijom napona u elementima betona i armature u okviru preseka. Prikaz rezultata se odnosi na sve karakteristične preseke izloženih elemenata.

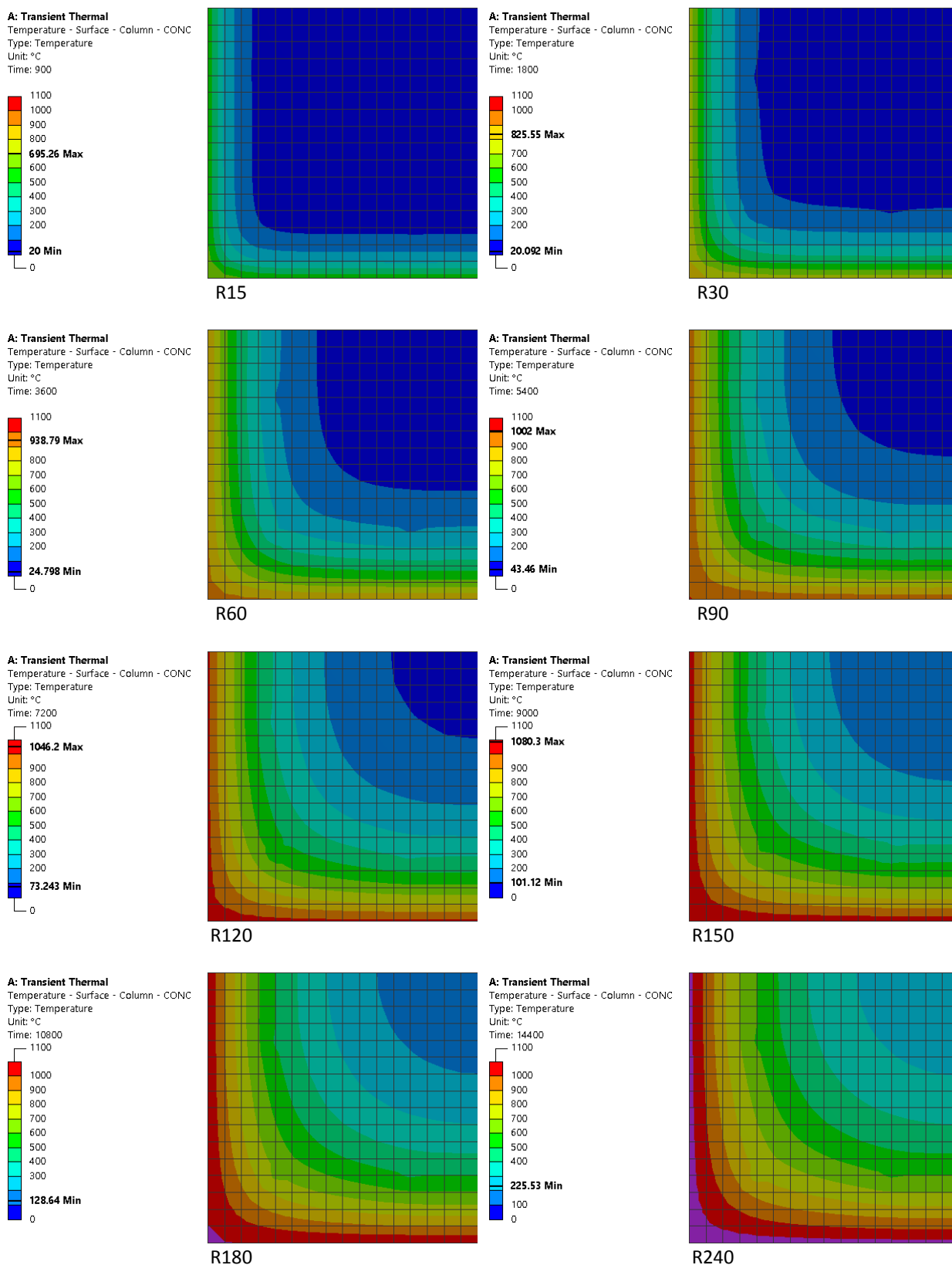
6.4 Odgovor konstrukcije na dejstvo požara

Termički odgovor konstrukcije

Temperaturni profili na nivou poprečnih preseka opožarenih elemenata nakon 15, 30, 60, 90, 120, 150, 180 i 240 minuta trajanja požara prikazani su na slikama 6.12-6.14. Razvoj temperature u podužnim šipkama armature u toku vremena, u stubovima i gredama izloženim požaru prikazani su na slikama 6.15-6.17.

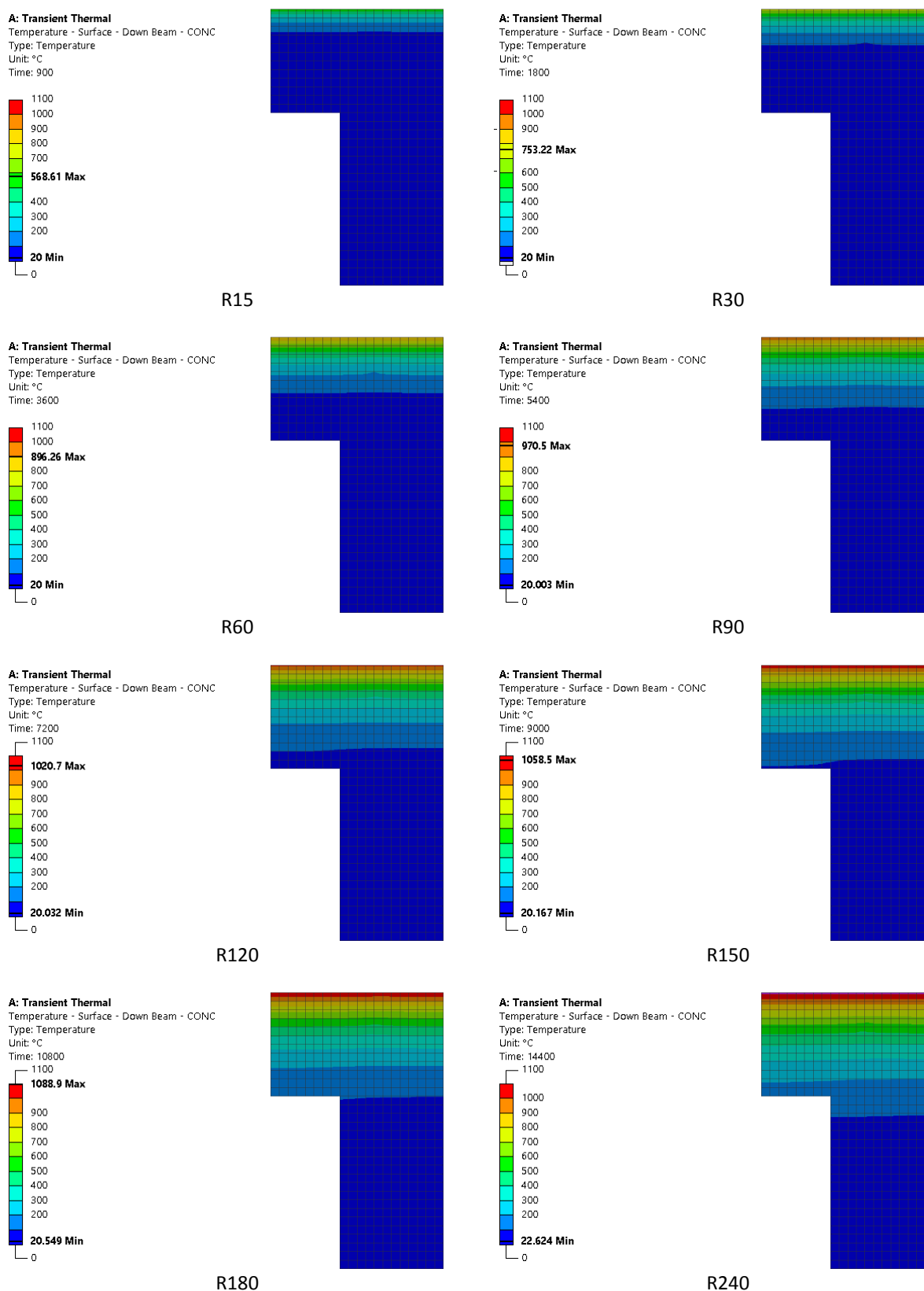
Iako je prenos toplote trodimenzionalan proces, dominantan pravac zagrevanja je izražen upravno na ravan elemenata nosača izloženih požaru (unutar poprečnog preseka stuba/grede), dok je u podužnom pravcu elemenata nosača, temperatura konstantna u okviru određenog vremenskog trenutka.

Stub izložen požaru sa svih strana – 40/40 cm



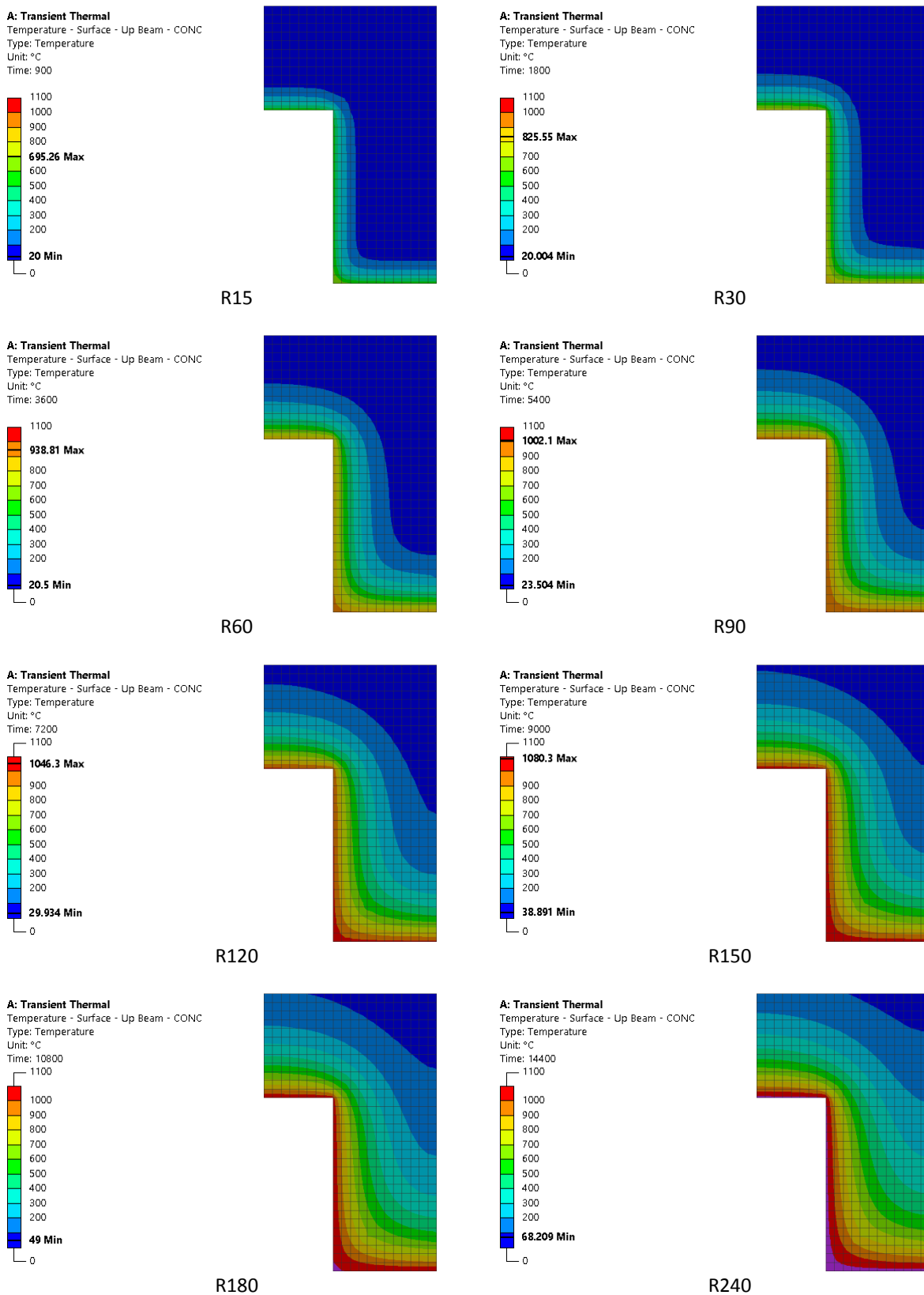
Slika 6.12 Temperaturni profili stuba 40/40 cm izloženog standardnom ISO 834 požaru sa svih strana

Greda u sadejstvu sa pločom izložena požaru sa gornje strane – 30/40 cm (15 cm)



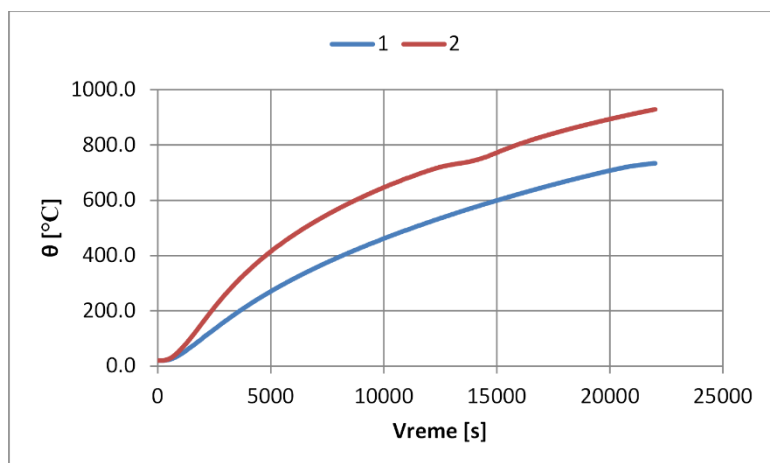
Slika 6.13 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane

Greda u sadejstvu sa pločom izložena požaru sa donje i bočnih strana – 30/40 cm (15 cm)

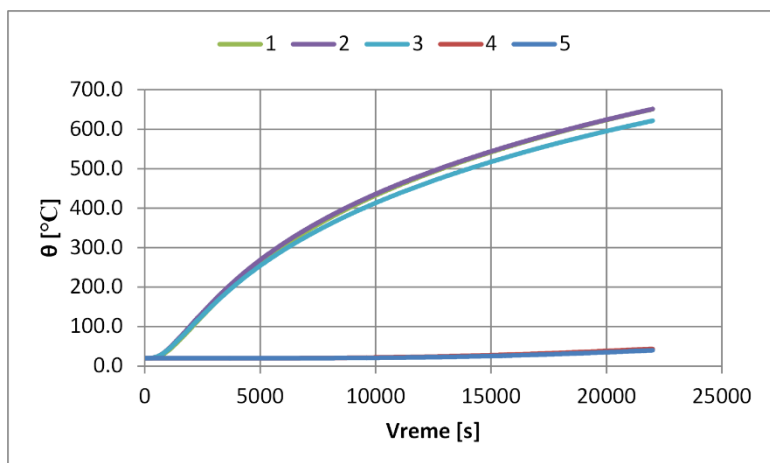


Slika 6.14 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana

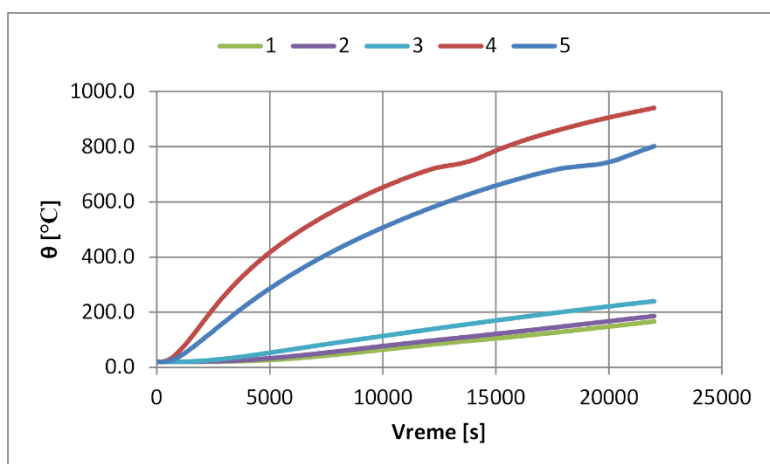
Podužna armatura stubova i greda izloženih požaru



Slika 6.15 Razvoj temperature u šipkama armature u stubu izloženom standardnom ISO 834 požaru sa svih strana

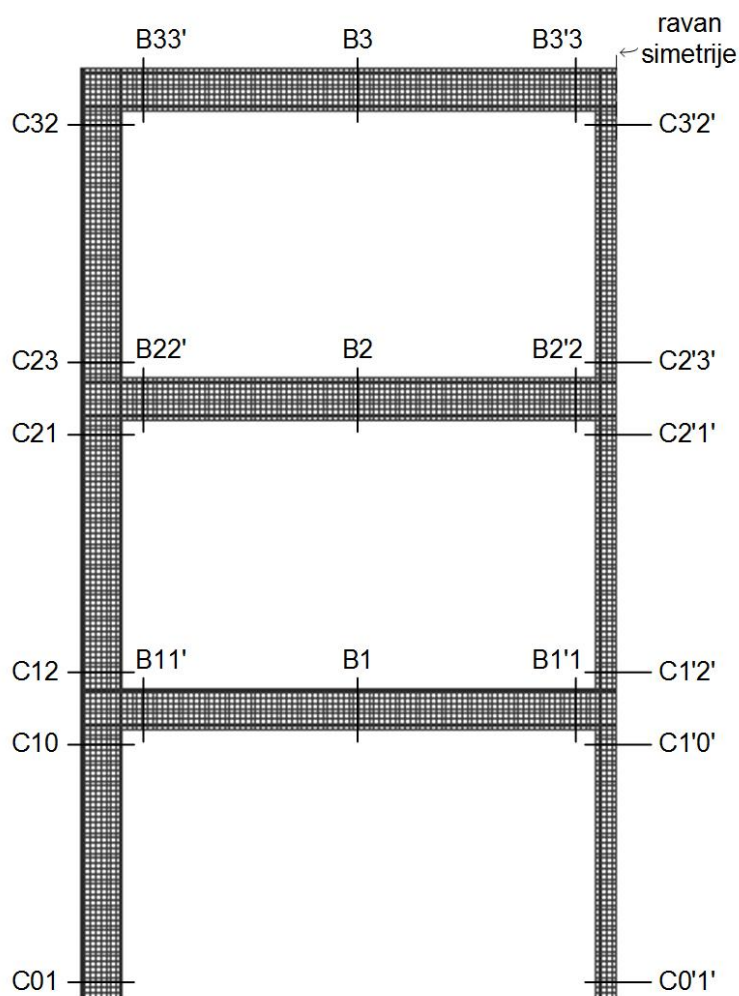


Slika 6.16 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane



Slika 6.17 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana

Analizirani presezi i oznake armature



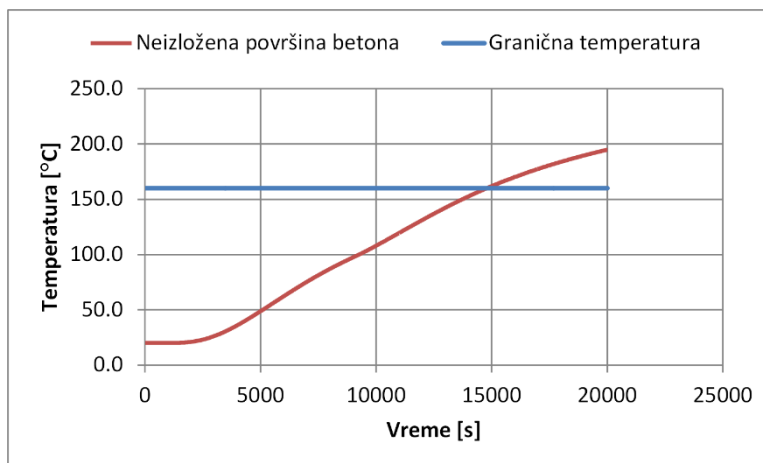
Slika 6.18 Oznake preseka

<p>Stub Cxy</p>	<p>Stub Cx'y'</p>
<p>Greda Bxy/Bx'y'</p>	<p>Greda Bx</p>

Slika 6.19 Oznake podužnih šipki armature

Toplotna provodljivost betona je relativno niska u poređenju sa čelikom, čime beton preuzima ulogu toplotnog izolatora za podužnu i poprečnu armaturu. Uslov koji pri tom mora biti ispunjen je da u ranoj fazi zagrevanja (prvih 30 minuta požara) ne sme doći do pucanja betona i direktnog izlaganja šipki armature požaru. Maksimalne temperature na površini betona posle 1 i 2 časa izloženosti standardnom požaru iznose redom 938 °C i 1046 °C, dok maksimalne temperature armaturnih šipki u uglovima armiranobetonskih elemenata dostižu redom 313 °C i 538 °C. U prvih 30 minuta požara, temperaturni gradijent u zaštitnom sloju betona je najveći, indukujući pri tom velike napone zatezanja u betonu usled termičkog širenja, što za posledicu ima značajan razvoj prslina u zaštitnom sloju. Kratkotrajna devijacija u rastu temperature u armaturi na oko 750 °C je posledica visokih vrednosti specifične toplote čelika u temperaturnom opsegu od 700 do 800 °C. Temperatura podužnih šipki armature u zoni preseka koja nije izložena požaru se postepeno povećava, ali zadržava relativno nisku temperaturu, obezbeđujući skoro u potpunosti kapacitet nosivosti armature.

Temperaturni razvoj neizložene površine betonskog dela međuspratne konstrukcije je prikazan na slici 6.20. Kriterijum termičke izolovanosti za ploču debljine 15 cm je ispunjen ukoliko je za odgovarajući vremenski period, prosečan rast temperature neizložene površine ograničen na 140 °C (EN 1992-1-2, 2004). Kako je ambijentalna temperatura pretpostavljena sa 20 °C, granična temperatura od 160 °C je korišćena za definisanje klase otpornosti za kriterijum izolovanosti, koja iznosi 247 minuta.

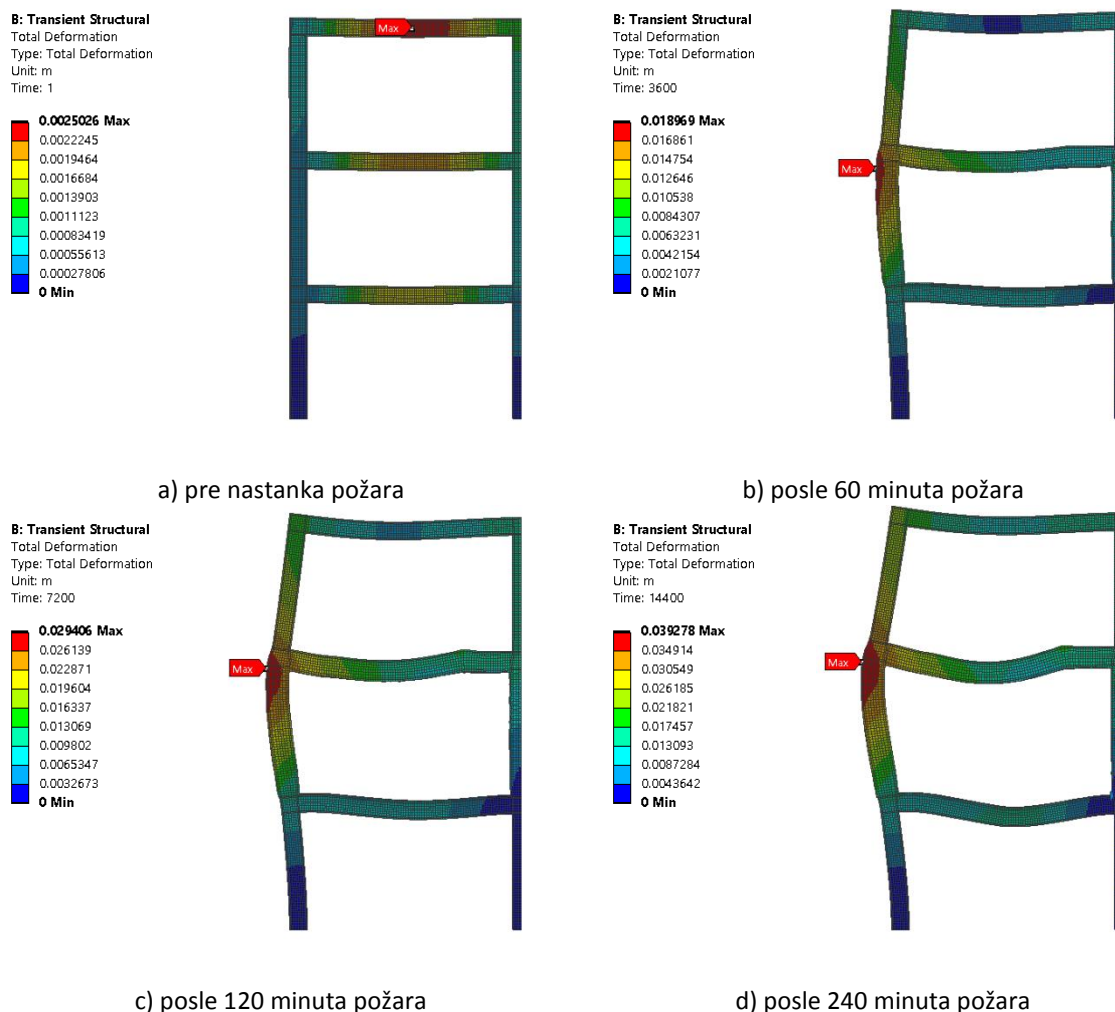


Slika 6.20 Temperaturni razvoj na neizloženoj površini betona za proveru kriterijuma izolovanosti

Mehanički odgovor konstrukcije

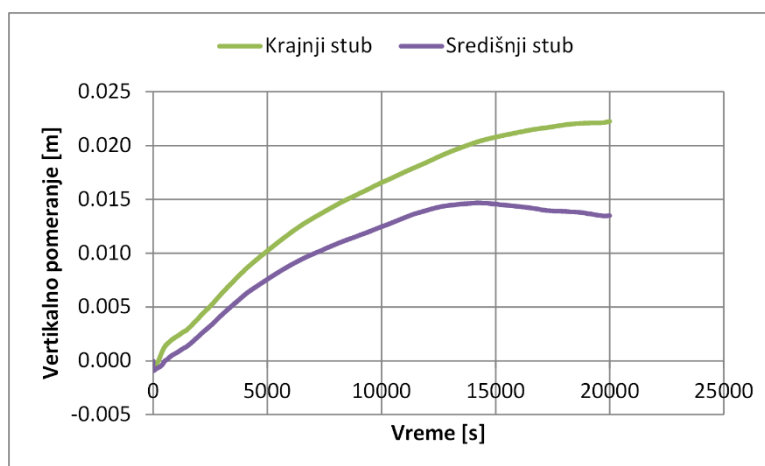
Pomeranja konstrukcije

Usled povećanja temperatura u armiranobetonskim elementima, dolazi do pojave termičkih dilatacija i degradacije mehaničkih svojstava materijala. Termičko izduženje i postepen pad krutosti okvira rezultuju povećanim deformacijama elemenata. Ukupne deformacije pre pojave požara, nakon 60, 120 i 240 minuta od nastanka požara, prikazane su na slici 6.21. Najveće deformacije uočavaju se u elementima koji su direktno izloženi požaru.



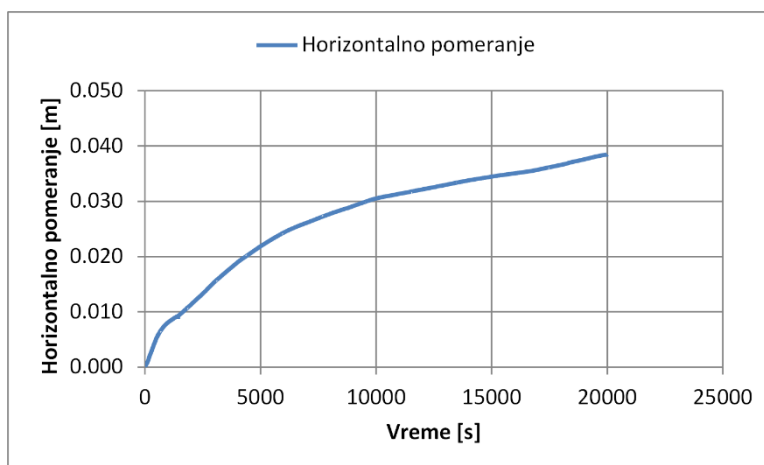
Slika 6.21 Ukupna pomeranja okvira tokom standardnog požara

Vertikalna pomeranja vrha središnjeg i krajnjih stubova izloženih požaru su prikazana na slici 6.22. Stubovi se inicijalno pomeraju naviše, usled termičkog izduženja, da bi nakon redukovanja čvrstoće i krutosti pri povišenim temperaturama, posle 240 minuta, termičko širenje srednjeg stuba postalo manje od deformacije usled spoljašnjeg gravitacionog opterećenja, čime ukupno pomeranje vrha srednjeg stuba počinje da se smanjuje.



Slika 6.22 Vertikalno pomeranje vrha izloženih stubova

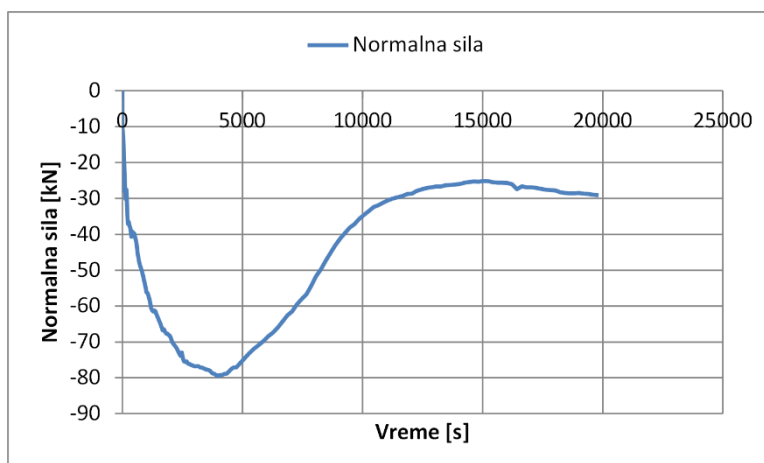
Razvoj maksimalnih horizontalnih pomeranja je prikazan na slici 6.23. Horizontalno pomeranje u najvećoj meri zavisi od termičkog širenja zagrevanih greda rama i smičuće otpornosti stubova. Sa dijagrama se može uočiti da brzina rasta pomeranja opada sa povećanjem temperature i smanjenjem krutosti greda.



Slika 6.23 Maksimalno horizontalno pomeranje

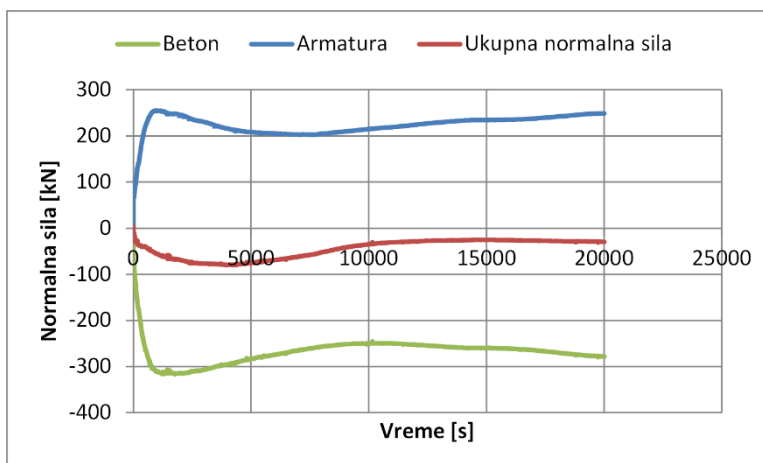
Normalne sile i momenti savijanja

Redukcija aksijalne krutosti može se uočiti na dijagramu promene aksijalne sile u preseku grede B2'2 u toku požara. Usled zagrevanja grede dolazi do termičkog širenja. Međutim, kako se krajnji stubovi odupiru horizontalnom pomeranju grede smičućom čvrstoćom i predstavljaju elastične oslonce u horizontalnom pravcu, dolazi do povećanja normalne sile u gredama izloženim požaru, pri čemu maksimalna sila dostiže vrednost od oko 80 kN, nakon 65 minuta požara (slika 6.24). Nakon toga, normalna sila počinje da opada, usled degradacije materijala i redukcije aksijalne krutosti grede.



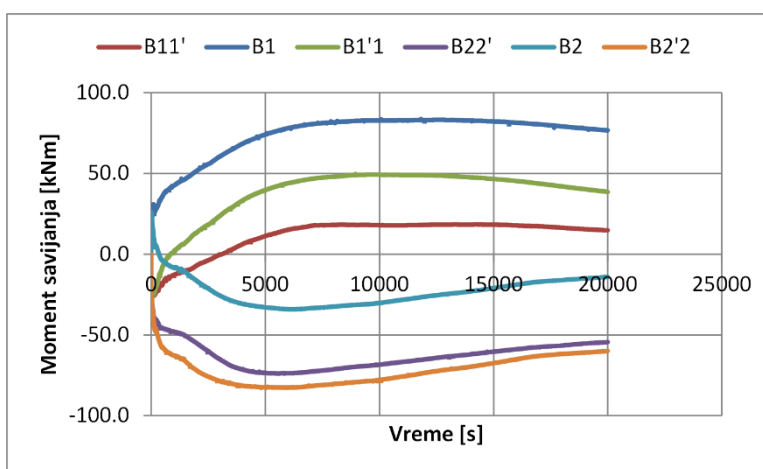
Slika 6.24 Ukupna normalna sila u preseku B2'2

Ukupna aksijalna sila u poprečnom preseku elementa može se razložiti na deo sile koji prihvata betonski deo preseka i deo sile koji preuzima podužna armatura (slika 6.25). U ukupnom prenosu normalne sile, betonski deo preseka preuzima silu pritiska, dok je sila zatezanja prihvaćena od strane armature.



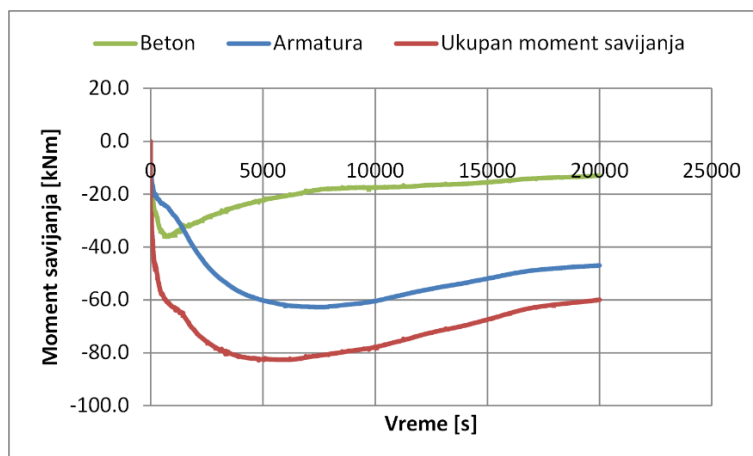
Slika 6.25 Normalna sila u betonu i armaturi u preseku B2'2

Kako je termičko širenje zagrejanih elemenata delimično sprečeno, dolazi do povećanja pritiska u betonu izloženom požaru i do translatorskog pomeranja dijagrama momenata savijanja u smeru prenosa toplote (slika 6.26). Dijagram momenata savijanja grede B2 postaje negativan već nakon 6 minuta, dok momenti savijanja grede B1 postaju pozitivni nakon 50 minuta požara. Pomeranje dijagrama momenata savijanja potencijalno može da izazove preuranjeni lom preseka ukoliko se prekorači kapacitet nosivosti preseka na savijanje (preseci B1, B22' i B2'2). Naročitu pažnju treba obratiti na zone elemenata u kojima moment savijanja menja predznak (B11', B1'1 i B2) pošto ovi preseci nisu dimenzionisani uzimajući mogućnost pojave ovih uticaja. Maksimalne apsolutne vrednosti momenata savijanja u presecima B1, B22' i B2'2 su 3,19, 2,83 i 3,12 puta veće, redom, u odnosu na uticaje pre nastanka požara.



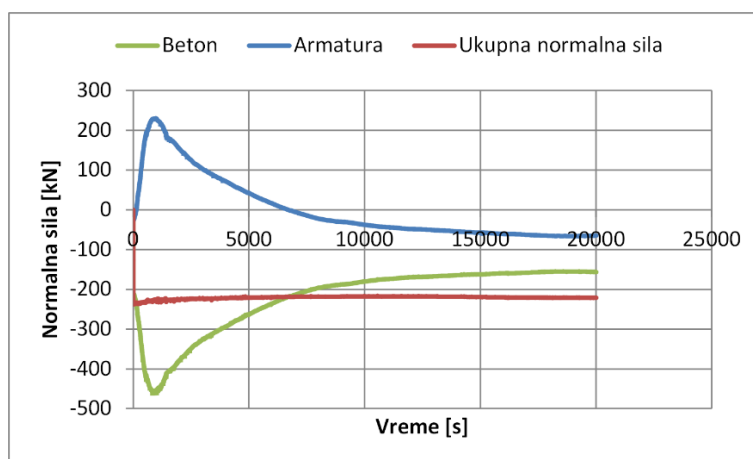
Slika 6.26 Promena momenata savijanja u presecima greda izloženih požaru

Moment savijanja u preseku B2'2 razložen na deo koji prihvata betonski deo preseka i deo koji prihvata armatura, prikazan je na slici 6.27. U prvih 15 minuta trajanja požara, moment savijanja je dominantno prihvaćen od strane betonskog dela preseka, nakon čega kapacitet nosivosti betona na savijanje počinje da opada, a usled preraspodele uticaja, povećava se moment savijanja koji preuzima armatura. Po dostizanju maksimalne vrednosti momenta savijanja u preseku B2'2, do kraja numeričke simulacije, udeo armature u prihvatanju ukupnog momenta savijanja iznosi oko 77%.



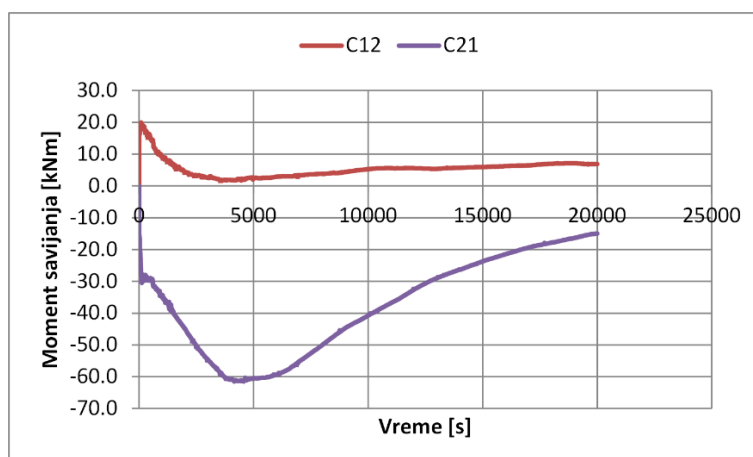
Slika 6.27 Moment savijanja u betonu i armaturi u preseku B2'2

Normalna sila u stubovima je praktično konstantna u toku požara. Međutim, razlaganjem normalne sile u preseku C12 na deo koji prihvata beton i deo koji prihvata armatura, može se uočiti da se ekstremne vrednosti normalnih sila u betonu i armaturi javljaju posle 15 minuta požara, nakon čega sledi pad sila po apsolutnoj vrednosti (slika 6.28).



Slika 6.28 Normalna sila u betonu i armaturi u preseku C12

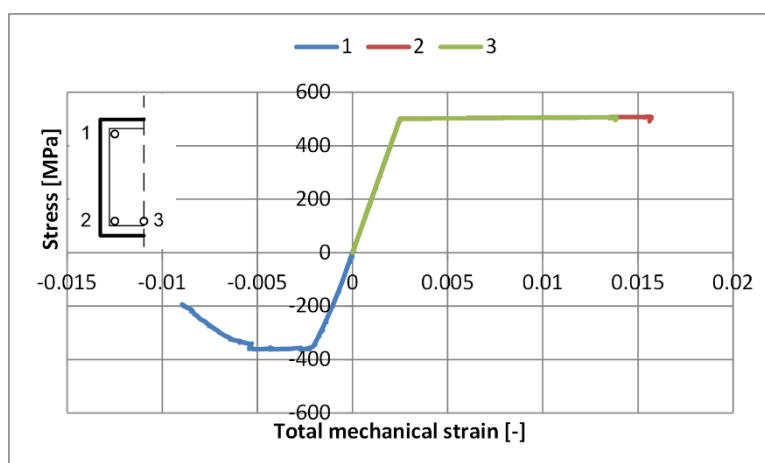
Promena ukupnih momenata savijanja u krajnjem stubu C2, u presecima C12 i C21, prikazana je na slici 6.29. Apsolutna maksimalna vrednost momenta savijanja u preseku C21 javlja se nakon 70 minuta požara i dostiže vrednost 4 puta veću od momenta savijanja pre nastanka požara.



Slika 6.29 Promena momenata savijanja u presecima krajnjih stubova izloženih požaru

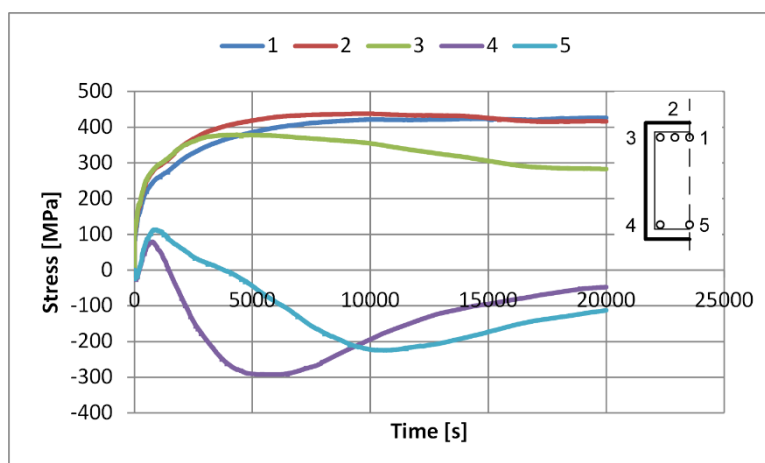
Mehanički odgovor armature

Kapacitet nosivosti armaturnih šipki počinje da opada pri dostizanju temperature od 400 °C, nakon 80 minuta izloženosti požaru elemenata sa dve strane, za ugaone šipke podužne armature. Dijagrami napon-dilatacija za armaturne šipke u preseku B1 prikazani su na slici 6.30. Plastične dilatacije počinju da se razvijaju posle 80 minuta, najpre u zagrejanim gornjim ugaonim šipkama, a nakon toga dolazi i do tečenja armature u ugaonim i središnjim šipkama donje podužne armature posle 111 i 125 minuta, redom, čija temperatura ostaje u granicama blago iznad ambijentalne, obezbeđujući puni kapacitet nosivosti.



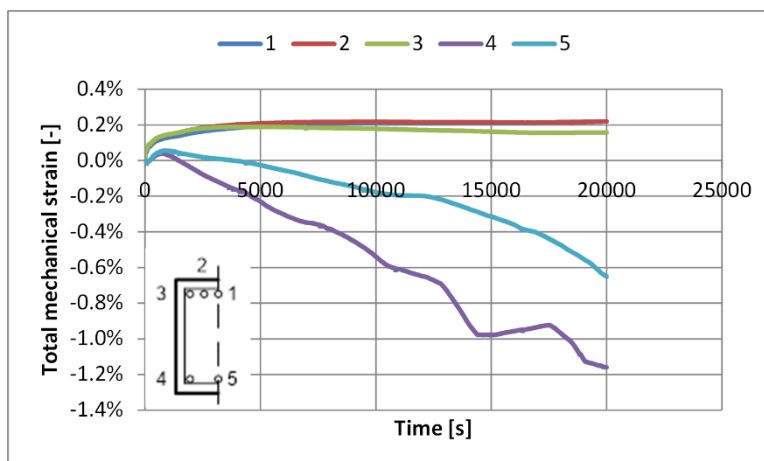
Slika 6.30 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u preseku B1

Prvobitno pritisnuta donja armatura u preseku B2'2, postaje zategnuta posle 3 minuta požara, usled termičkog širenja zaštitnog sloja betona. Naponi zatezanja se povećavaju narednih 10 minuta, nakon čega ponovo dolazi do pada intenziteta, da bi posle 24 i 63 minuta, napon u ugaonim i središnjim šipkama, redom, iz zatezanja prešao ponovo u pritisak. Naponi dostižu maksimalne vrednosti nakon 85 minuta u ugaonim šipkama i 170 minuta u središnjim šipkama. Promena napona u toku vremena prikazana je na slici 6.31.

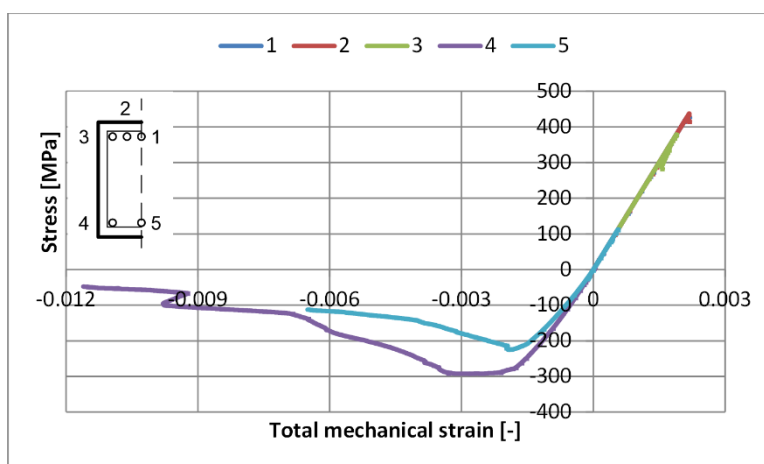


Slika 6.31 Promena napona u toku vremena za podužne šipke armature u preseku B2'2

Plastična deformacija donje armature počinje posle 76 minuta u ugaonim šipkama i 202 minuta u središnjim šipkama. Kako tečenje čelika pri povišenim temperaturama nastupa nakon dostizanja ukupne mehaničke dilatacije od 2%, može se uočiti da nije došlo do tečenja armature (slika 6.32), iako je kapacitet nosivosti donje armature značajno redukovano zbog porasta temperature. Dijagram napon-dilatacija za armaturne šipke u preseku B2'2 prikazan je na slici 6.33.

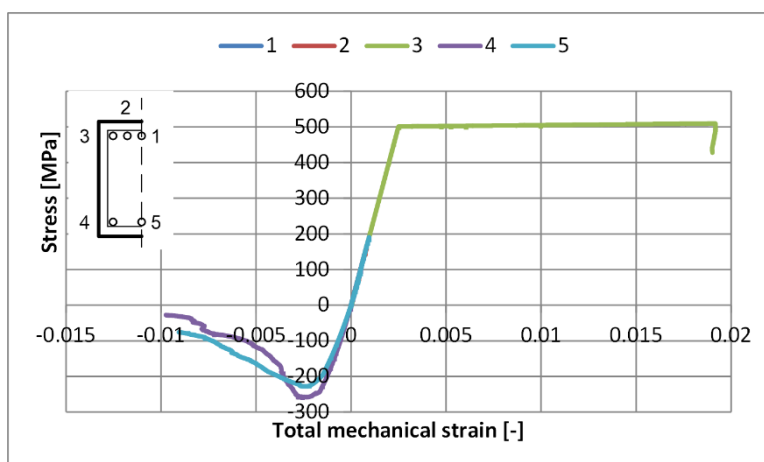


Slika 6.32 Promena ukupne mehaničke dilatacije u toku vremena za podužne šipke armature u preseku B2'2



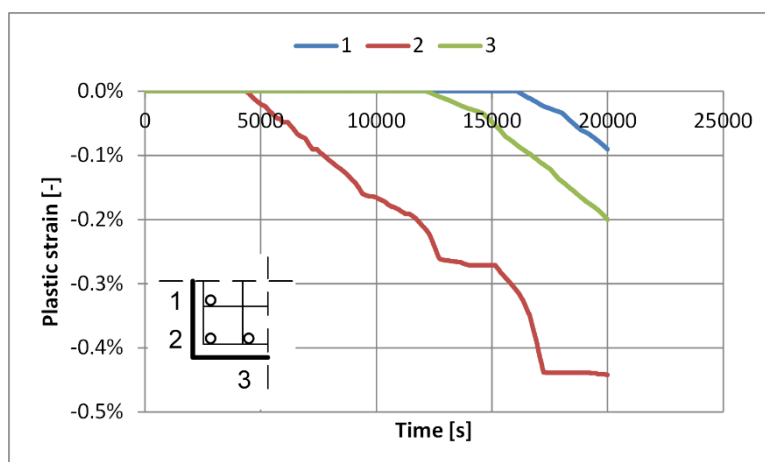
Slika 6.33 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u preseku B2'2

Kritičan poprečni presek u gredi B2 nije pozicioniran u oslonačkoj zoni ili u sredini raspona, kako se moglo očekivati, već u preseku u kojem dodatna armatura za prijem negativnih momenata savijanja, na rastojanju od 1 m od srednjeg stuba, više nije neophodna. Usled diskontinuiteta dodatne podužne armature, dolazi do preraspodele napona u preseku na ugaone šipke armature i prekoračenja kapaciteta nosivosti, usled čega dolazi do tečenja armature (slika 6.34).



Slika 6.34 Dijagrami napon-dilatacija za podužne šipke armature u kritičnom preseku grede B2

Iako su stubovi izloženi požaru zagrevani sa sve četiri strane, pri čemu dolazi do značajnog rasta temperature u svim ugaonim šipkama armature, ukupne mehaničke dilatacije u toku vremena su daleko ispod 2%, zbog čega ne dolazi do tečenja armature. Plastične dilatacije počinju da se razvijaju posle 73 minuta požara u ugaonim šipkama, i posle 202 i 268 minuta u bočnim šipkama (slika 6.35).



Slika 6.35 Razvoj plastičnih dilatacija u toku vremena za podužne šipke armature u preseku C2'1

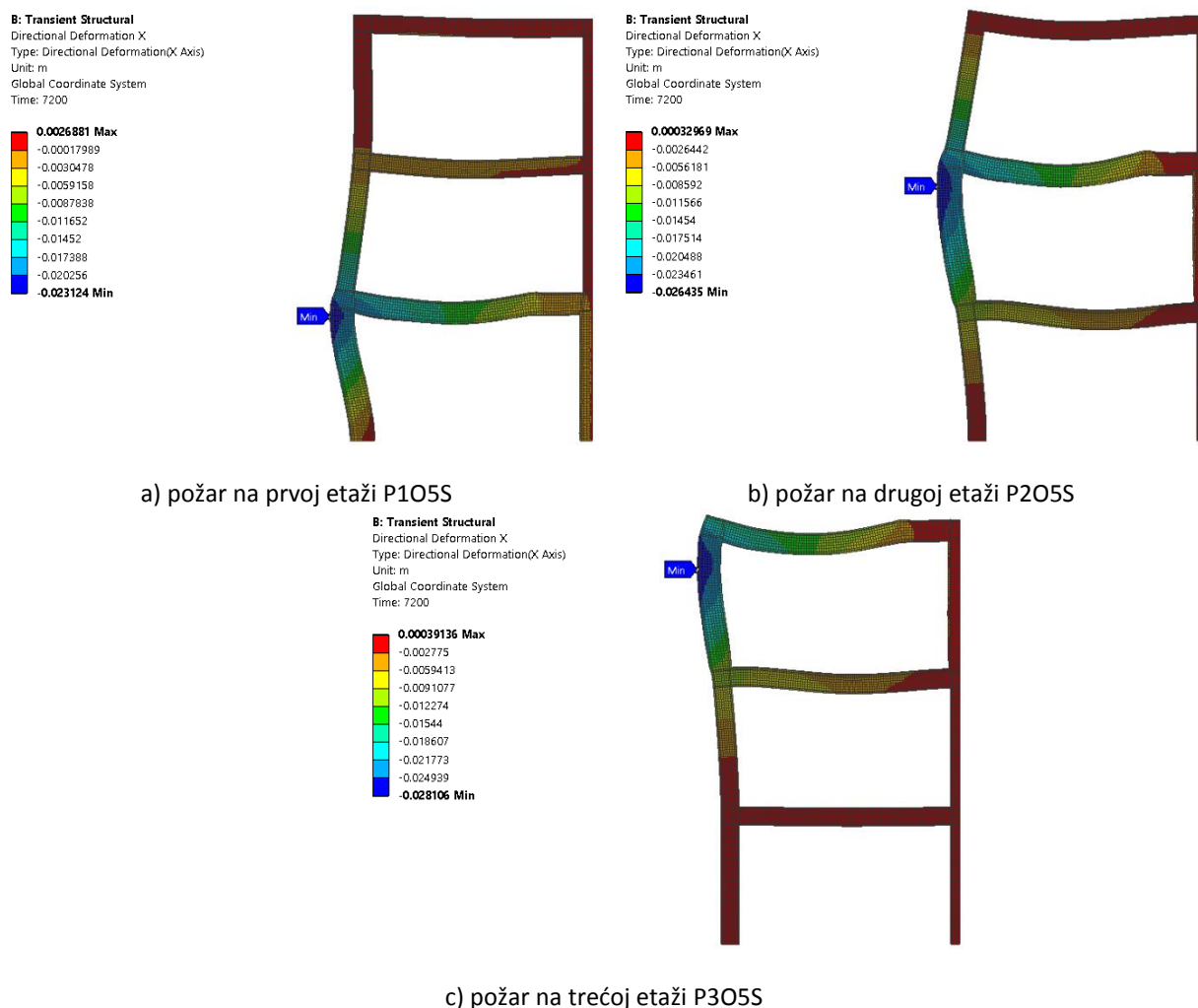
6.5 Uticaj požarnog scenarija na odgovor konstrukcije

Pretpostavlja se da je požarom obuhvaćen celokupan požarni sektor. Vertikalno širenje požara je onemogućeno barijerama u vidu punih armiranobetonskih međuspratnih ploča, dok je horizontalno širenje požara moguće na površini cele etaže. Kako bi se utvrdio uticaj različitih požarnih scenarija na odgovor konstrukcije, položaj požara je variran na način da obuhvata svaku pojedinačnu etažu okvira (analize P1O5S, P2O5S i P3O5S prema tabeli 6.1).

Kako termički odgovor konstrukcije zavisi od tipa požara i materijalnih i geometrijskih karakteristika izloženih elemenata, temperaturni profili su translirani prema odgovarajućem požarnom scenariju. Geometrija svake etaže okvira je ista, čime je i termički odgovor relativno identičan, u zavisnosti od položaja požara.

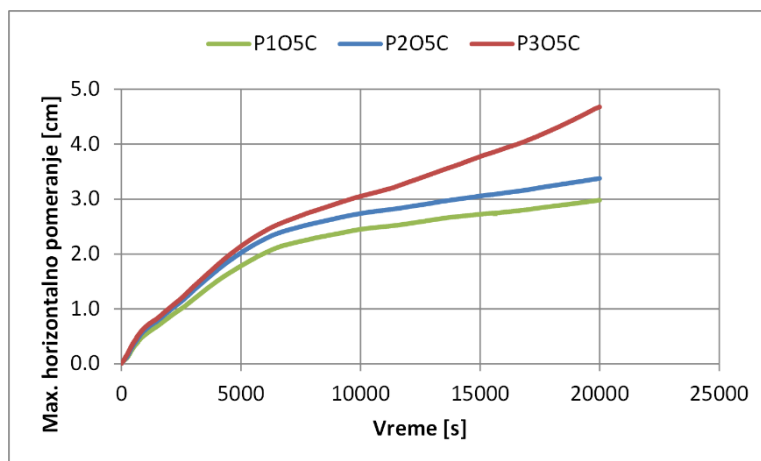
Pored temperaturnih polja, mehanički odgovor zavisi i od nivoa napona i dilatacija, odnosno stanja naprezanja elemenata neposredno pre početka požara, kao i od uticaja sprečenosti pomeranja, izazvanih okolnim elementima u sklopu okvira.

Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h od početka požara, prikazana su na slici 6.36. Maksimalna pomeranja javljaju se pri vrhu opožarenih bočnih stubova, usled rotacije čvorova u kojima se susište grede i stubovi, a kao posledica podužnog termičkog širenja greda i savijanja greda usled degradacije mehaničkih svojstava.



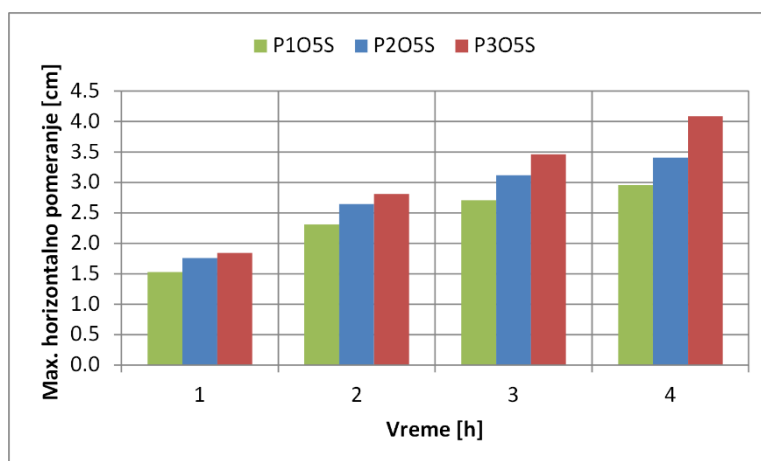
Slika 6.36 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija

Na slici 6.37 prikazan je razvoj maksimalnih horizontalnih pomeranja u toku požara za analizirane požarne scenarije. Najveća pomeranja se javljaju u slučaju požara na poslednjoj etaži okvira. Za razliku od scenarija pojave požara na prvoj i drugoj etaži, gde na rotaciju bočnih čvorova (spoj grede i stuba) utiče i krutost stubova sa etaže iznad, pojavom požara na trećoj etaži, taj uticaj je zanemaren. U slučaju pojave požara na prvoj etaži, zbog sprečenog pomeranja stuba na mestu nepokretnog uklještenja, horizontalna pomeranja pri vrhu stuba su relativno manja, u odnosu na scenario pojave požara na drugoj etaži. Pri pojavi požara na drugoj i trećoj etaži, zbog horizontalnog izduženja opožarenih greda (na oba kraja stuba), dolazi do dodatnog pomeranja stuba kao krutog tela, te povećanja ukupnog horizontalnog pomeranja, što je i evidentno u prvih 80 minuta trajanja požara.



Slika 6.37 Maksimalna horizontalna pomeranja za različite tipove požarnih scenarija

Analizom maksimalnih horizontalnih pomeranja nakon 1, 2, 3 i 4h trajanja požara (slika 6.38), može se ustanoviti da sa povećanjem spratnosti na kojem se javlja požar, rastu i veličine pomeranja, kao i da se razlika između pomeranja sa vremenom povećava.

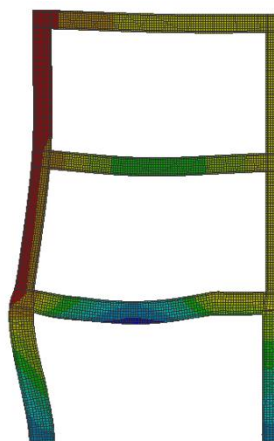
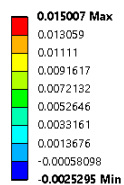


Slika 6.38 Maksimalna horizontalna pomeranja nakon 1, 2, 3 i 4h trajanja požara, za različite tipove požarnih scenarija

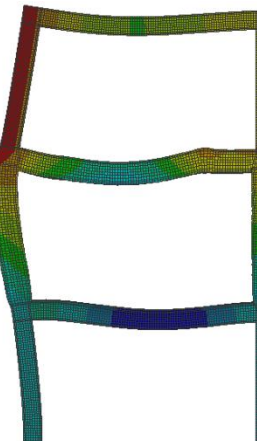
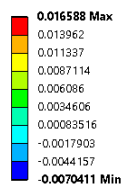
Relativna horizontalna pomeranja u slučaju požara na drugoj etaži su 14-15% veća u odnosu na požar na prvoj etaži. Ova razlika je konstantna u toku trajanja požara, osim u slučaju pojave požara na trećoj etaži, gde su pomeranja u odnosu na požar na drugoj etaži, nakon 1, 2, 3 i 4h, približno veća za 5, 7, 12 i 21%, redom. Relativno veći porast deformacija je posledica rotacije veze između stuba i grede, koji, u slučaju požara na trećoj etaži, zavisi samo od krutosti opožarenih elemenata, a ne i od okolnog nezagrejanog dela konstrukcije, koji bi doprineo dodatnom ukrućenju.

Vertikalne deformacije su najveće kod greda opožarenih sa donje i sa bočnih strana, gde je i prodor toplote najbrži, kao i pad mehaničkih svojstava. U odnosu na grede opožarene sa gornje strane, ova pomeranja su veća za 40 do 130%. Na slici 6.39 prikazana su apsolutna vertikalna pomeranja nosača. Kako na apsolutna pomeranja utiču i vertikalne deformacije stubova (usled termičkog širenja i pada krutosti pri povišenim temperaturama), poređenje deformacija greda izvedeno je na osnovu maksimalnog relativnog ugiba svake grede u odnosu na minimalna i maksimalna apsolutna pomeranja (slike 6.40-6.42).

B: Transient Structural
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200



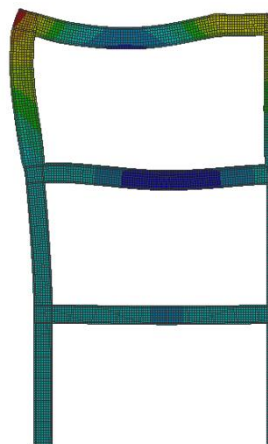
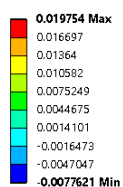
B: Transient Structural
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200



a) požar na prvoj etaži P1O5S

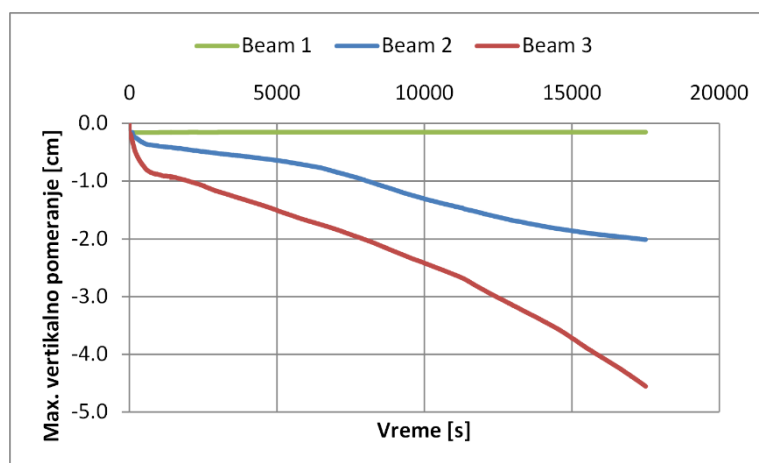
b) požar na drugoj etaži P2O5S

B: Transient Structural
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

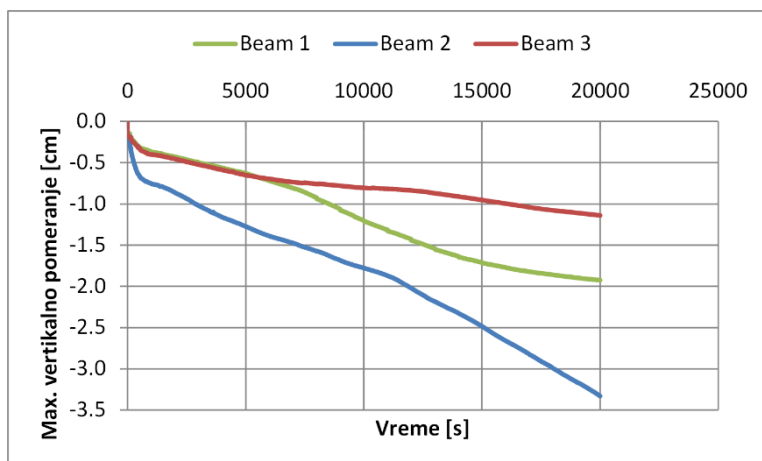


c) požar na trećoj etaži P3O5S

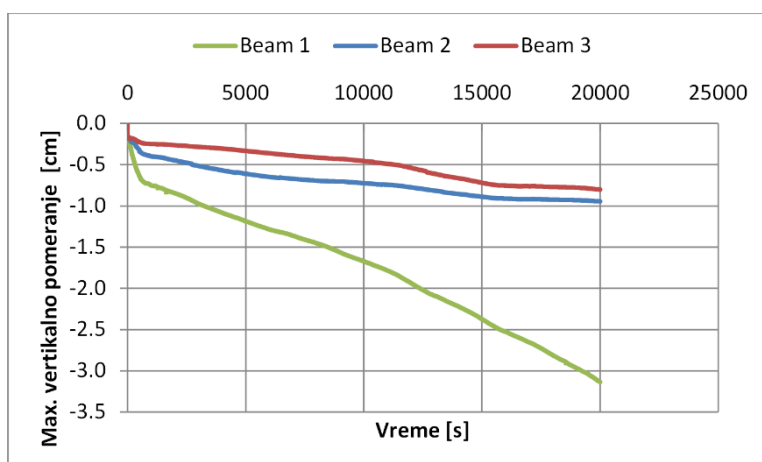
Slika 6.39 Vertikalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija



Slika 6.40 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na trećoj etaži - P3O5S

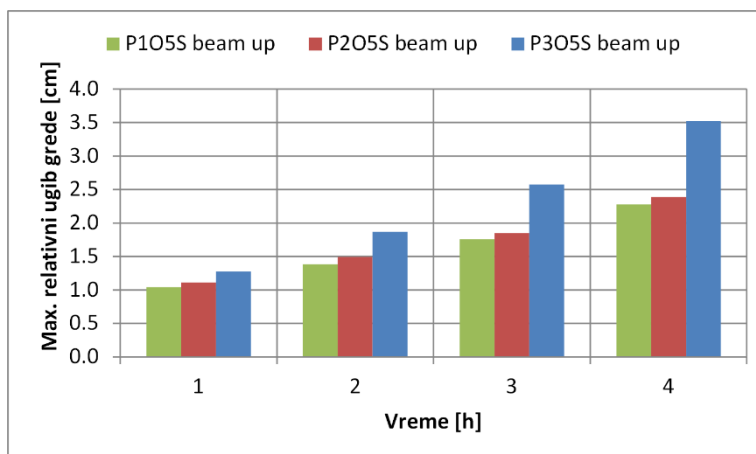


Slika 6.41 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na drugoj etaži - P2O5S

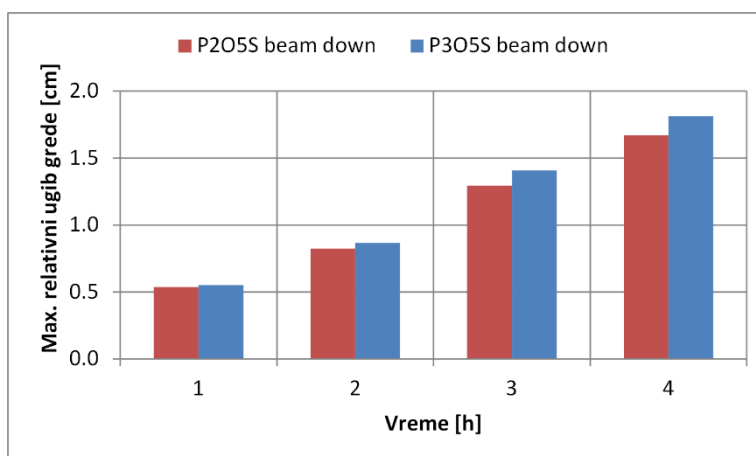


Slika 6.42 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na prvoj etaži - P1O5S

Prilikom pojave požara na trećoj etaži (slika 6.40), direktno su opožarene grede B2 i B3, dok je uticaj na gredu B1 praktično zanemarljiv (izražena deformacija je posledica uticaja gravitacionog opterećenja i konstantna je u toku požara). Nasuprot tome, deformacija konstrukcije iznad požarnog sektora zavisi od deformacije elemenata izloženih požaru i u velikoj meri je posledica pomeranja nosača kao krutog tela. Uticaj požara je najviše izražen na elementima koji su direktno izloženi požaru, a posredno se prenosi na elemente konstrukcije iznad požarnog sektora. Sa povećanjem broja etaže na kojoj se javlja požar, raste i deformacija opožarenih greda. Na slici 6.43 i slici 6.44, prikazan je odnos deformacija greda opožarenih sa donje i bočnih strana, i sa gornje strane, redom, nakon 1, 2, 3 i 4h požara. Primetan je srazmeran rast deformacija, osim u slučaju požara na poslednjoj etaži, gde je deformacija grede iznad požarnog sektora izraženija, usled veće rotacije čvora u kojem se susiće greda i stub direktno izloženi požaru.



Slika 6.43 Relativne vertikalne deformacije greda opožarenih sa donje i bočnih strana



Slika 6.44 Relativne vertikalne deformacije greda opožarenih sa gornje strane

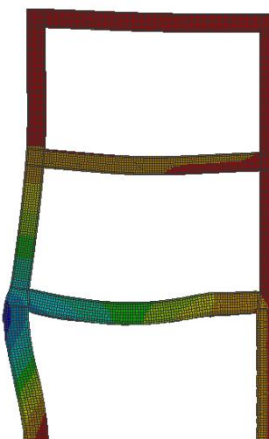
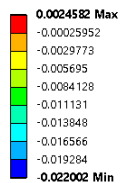
6.6 Uticaj tipa agregata na odgovor konstrukcije

Odgovor konstrukcije u slučaju požara zavisi od sastava betonske mešavine. Između ostalog, uticaj tipa agregata je uzet u obzir preko drugačijih mehaničkih svojstava betona spravljenih sa silikatnim, odnosno, karbonatnim agregatom, pri povišenim temperaturama. Razlike se ogledaju u različitim koeficijentima termičkog širenja i razlikama u vezi između napona i dilatacija. Kako se prilikom dimenzionisanja armiranobetonskih konstrukcija, mehanička svojstva betona usvajaju na osnovu klase betona, pri čemu nije naglašen tip agregata za spravljanje betonske mešavine, sprovedene su računске analize sa ciljem da se kvalitativno i kvantitativno utvrdi uticaj tipa agregata na odgovor konstrukcije u toku požara.

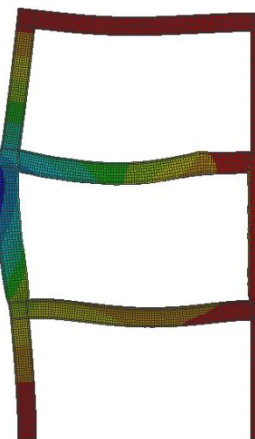
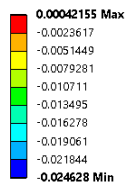
Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h od početka požara, prikazana su na slici 6.45, za karbonatni tip agregata i različite požarne scenarije. Deformisani oblik nosača je identičan kao u slučaju silikatnog agregata, ali veličine pomeranja se razlikuju.

Na slikama 6.46-6.48 prikazani su uporedni dijagrami maksimalnih horizontalnih pomeranja nosača nosača u toku požara, za dva tipa agregata (silikatni i karbonatni) i za tri tipa požarnih scenarija (požar na prvoj, drugoj i trećoj etaži).

B: Transient Structural
 Directional Deformation X
 Type: Directional Deformation(X Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200



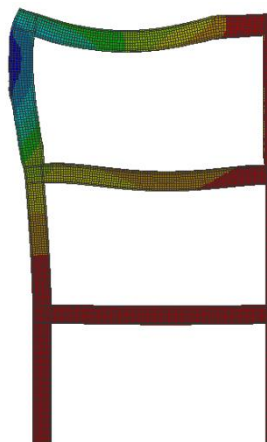
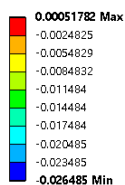
B: Transient Structural
 Directional Deformation X
 Type: Directional Deformation(X Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200



a) požar na prvoj etaži P105C

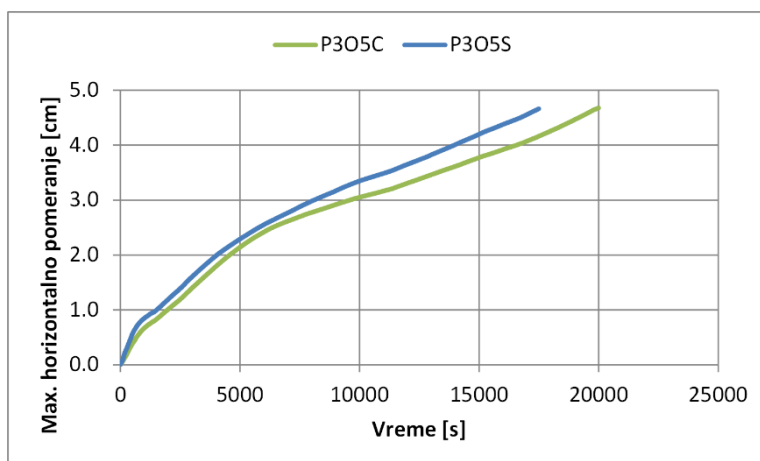
b) požar na drugoj etaži P205C

B: Transient Structural
 Directional Deformation X
 Type: Directional Deformation(X Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200

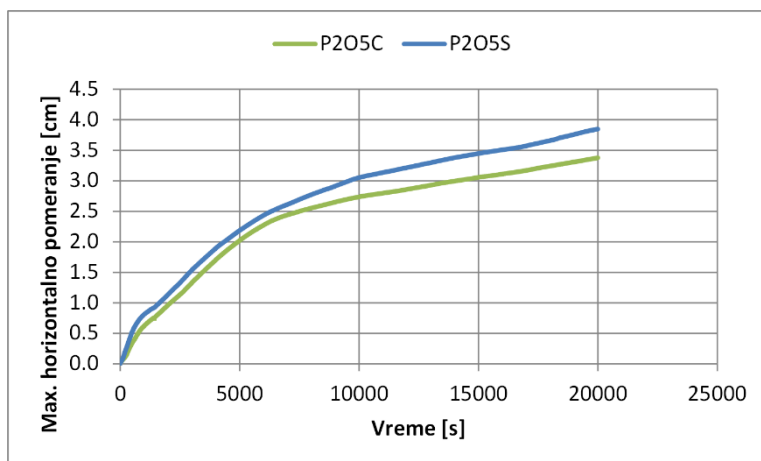


c) požar na trećoj etaži P305C

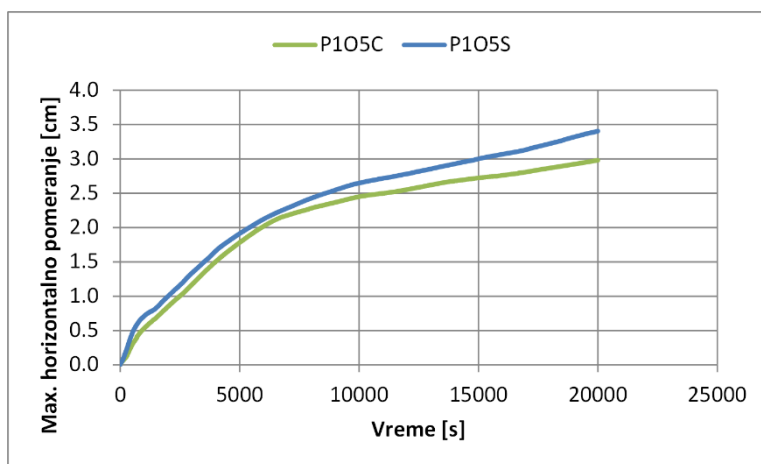
Slika 6.45 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za različite tipove požarnih scenarija, za karbonatni tip agregata



Slika 6.46 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na trećoj etaži - P305C i P305S

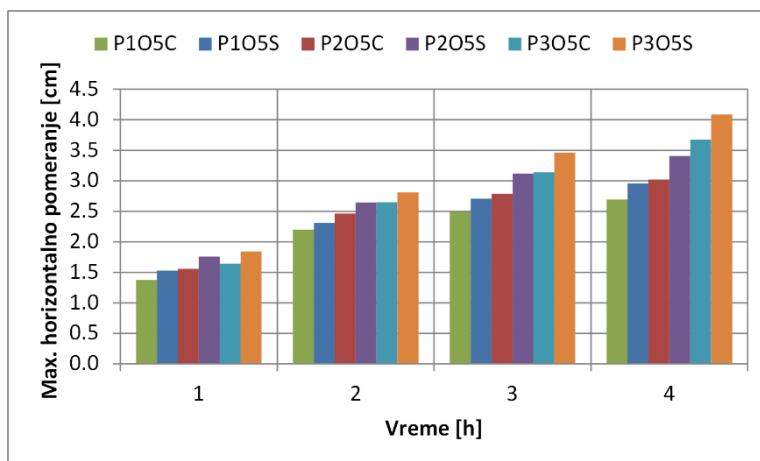


Slika 6.47 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na drugoj etaži - P205C i P205S

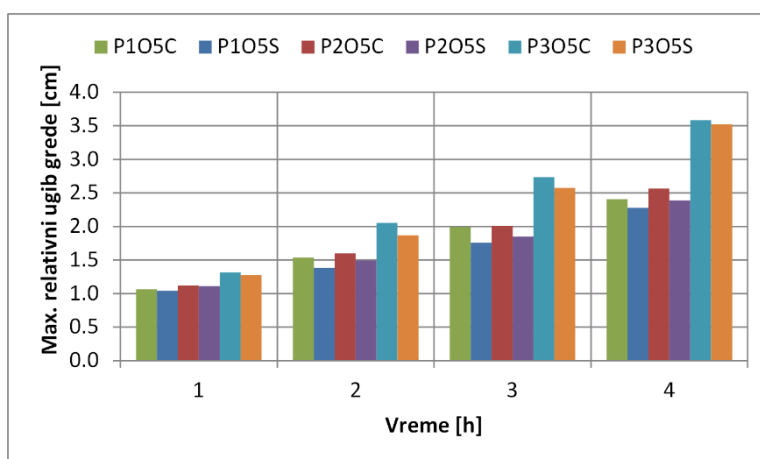


Slika 6.48 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i scenario požara na prvoj etaži - P105C i P105S

Horizontalne deformacije okvira spravljenog sa karbonatnim agregatom su manje nego u slučaju silikatnog agregata, što je i očekivano, uzimajući u obzir da je termičko širenje karbonatnog agregata pri povišenim temperaturama manje, kao i da je pad mehaničkih svojstava manji nego u slučaju silikatnog agregata. Za isti požarni scenario, horizontalna pomeranja su između 5 i 13% veća u slučaju betona spravljenog sa silikatnim agregatom. Relativna horizontalna pomeranja u slučaju požara na drugoj etaži u odnosu na požar na prvoj etaži, su 12-13% veća u slučaju karbonatnog agregata i 14-15% veća u slučaju silikatnog agregata. Na slici 6.49 prikazane su uporedne vrednosti maksimalnih horizontalnih pomeranja posle 1, 2, 3 i 4h požara, za dva tipa agregata i tri požarna scenarija. Na slici 6.50 prikazan je odnos maksimalnih relativnih ugiba greda, opožarenih sa donje i bočnih strana. Za isti požarni scenario, ugibi kod greda spravljenih sa silikatnim agregatom su 1-11% manji u poređenju sa karbonatnim agregatom. Sa povećanjem etaže na kojoj se javlja požar, ugibi greda se takođe povećavaju i u slučaju požara na drugoj etaži, u odnosu na prvu, ugibi su veći za 1-8%. U slučaju požara na trećoj etaži, ugibi su nakon 1h veći 15-15%, a sa povećanjem trajanja požara, razlika se povećava do 39% i 47%, za okvir spravljen sa karbonatnim, odnosno silikatnim agregatom, redom.



Slika 6.49 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za karbonatni i silikatni tip agregata i različite požarne scenarije



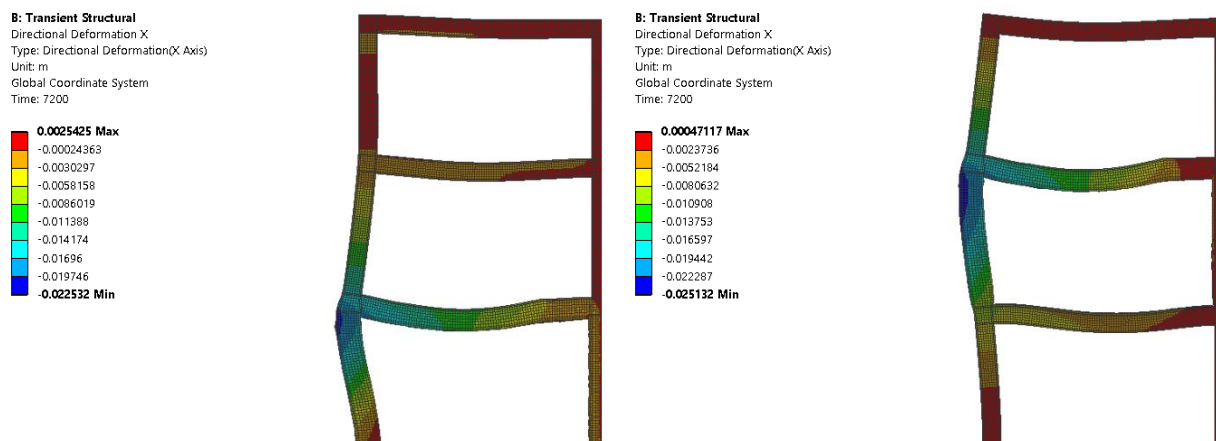
Slika 6.50 Maksimalni relativni ugibi gređa za karbonatni i silikatni tip agregata i različite požarne scenarije

6.7 Uticaj početnog nivoa opterećenja na odgovor konstrukcije

Osnovna kombinacija opterećenja usled požarnog dejstva, prema EN 1990 (EN 1990, 2002), predviđa upotrebu celokupnog stalnog i dodatnog stalnog opterećenja, dok se povremeno opterećenje predviđa u iznosu od 50%. Kako nastanak požara ne zavisi od intenziteta povremenog opterećenja, u realnosti, požar može nastati pri proizvoljnoj zastupljenosti korisnog opterećenja. Varijacija početnog nivoa opterećenja analizirana je uz vrednosti parcijalnog koeficijenta povremenog opterećenja kojima se pretpostavlja da u trenutku pojave požara na konstrukciju deluje 50% ili 80% povremenog opterećenja.

Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h od početka požara, prikazana su na slici 6.51, za slučaj delovanja povremenog opterećenja u iznosu od 80%.

Na slikama 6.52-6.54 prikazani su uporedni dijagrami maksimalnih horizontalnih pomeranja nosača nosača u toku požara, za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja.



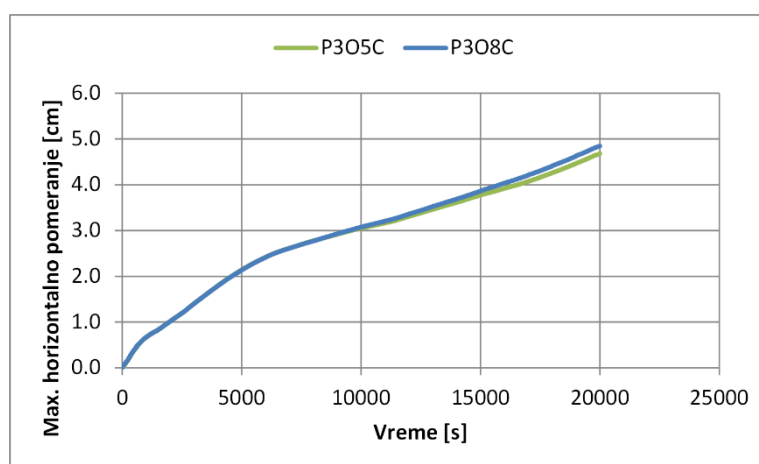
a) požar na prvoj etaži P1O8C

b) požar na drugoj etaži P2O8C

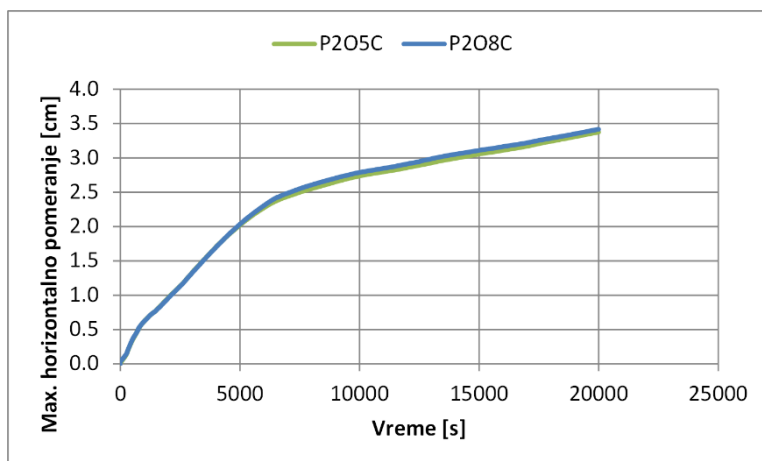


c) požar na trećoj etaži P3O8C

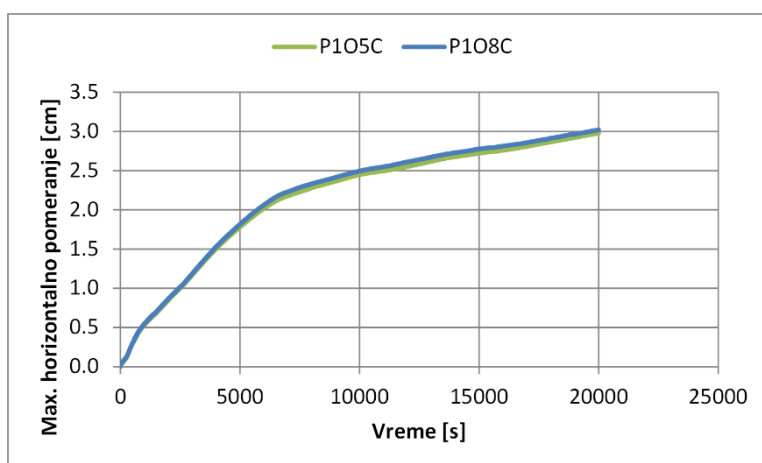
Slika 6.51 Horizontalna pomeranja okvira nakon 2h požara za karbonatni tip agregata i slučaj delovanja 80% povremenog opterećenja



Slika 6.52 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na trećoj etaži - P3O5C i P3O8C

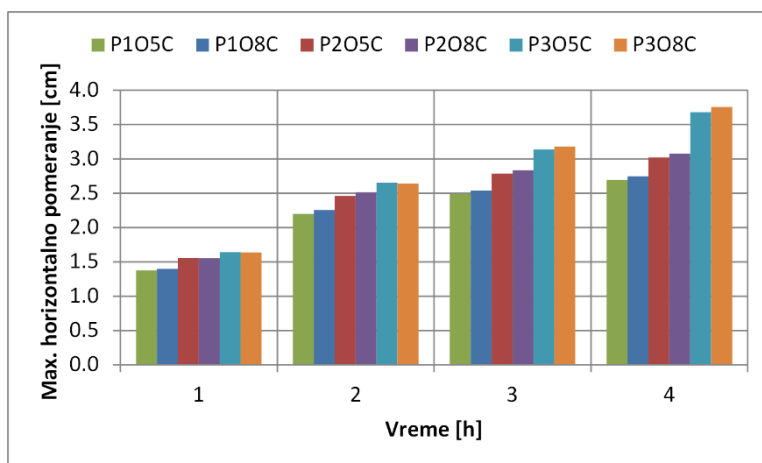


Slika 6.53 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na drugoj etaži - P2O5C i P2O8C



Slika 6.54 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i scenario požara na prvoj etaži - P1O5C i P1O8C

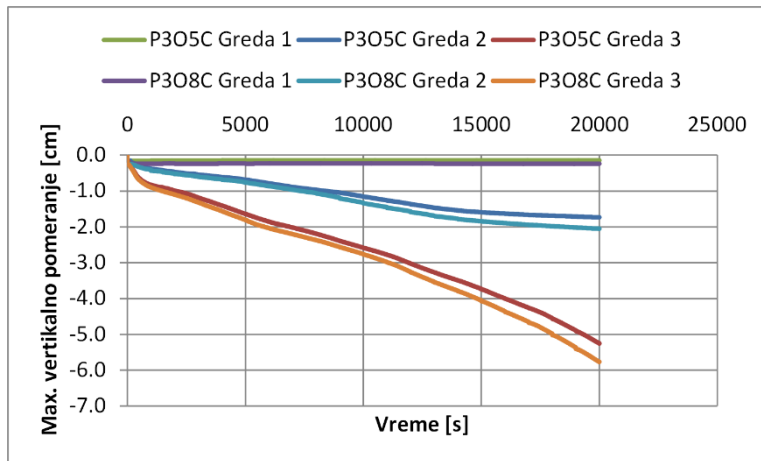
Sa dijagrama maksimalnih horizontalnih pomeranja, može se uočiti da su horizontalne deformacije nosača opterećenog većim povremenim opterećenjem, nešto većih vrednosti. Međutim, u svim analiziranim slučajevima, razlike su, upoređujući relativne vrednosti maksimalnih horizontalnih pomeranja posle 1, 2, 3 i 4h požara, manje od 2,5% (slika 6.55).



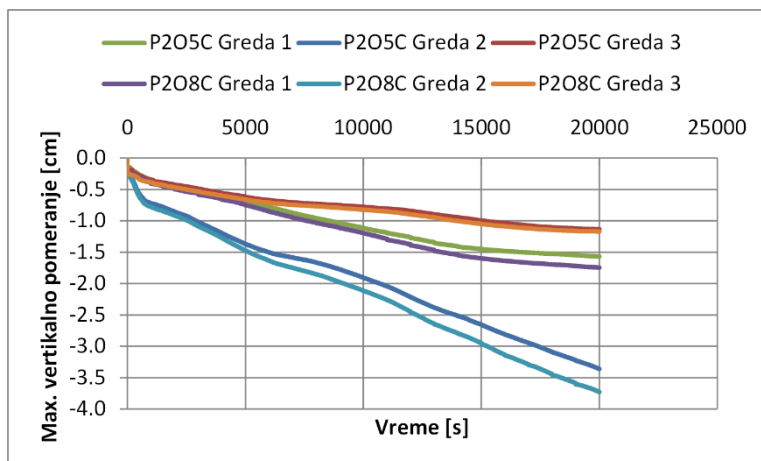
Slika 6.55 Maksimalna horizontalna pomeranja nosača za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i različite požarne scenarije

Usled većeg povremenog opterećenja, veća su i inicijalna horizontalna pomeranja, pre nastanka požara, pri čemu je relativna razlika pomeranja praktično održana i u toku trajanja požara.

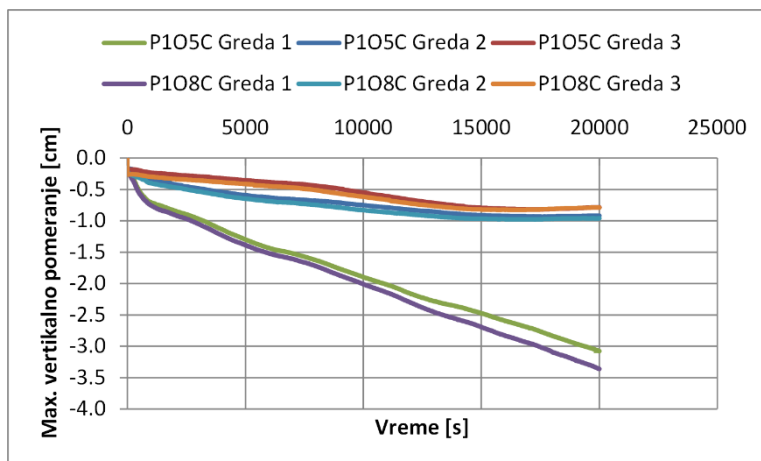
Relativne vertikalne deformacije greda, u slučaju požara na trećoj, drugoj, odnosno prvoj etaži, za dva slučaja inicijalnog spoljašnjeg opterećenja, prikazane su na slikama 6.56-6.58. Pri delovanju povremenog opterećenja većeg intenziteta, javljaju se i veće deformacije greda.



Slika 6.56 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na trećoj etaži - P3O5C i P3O8C

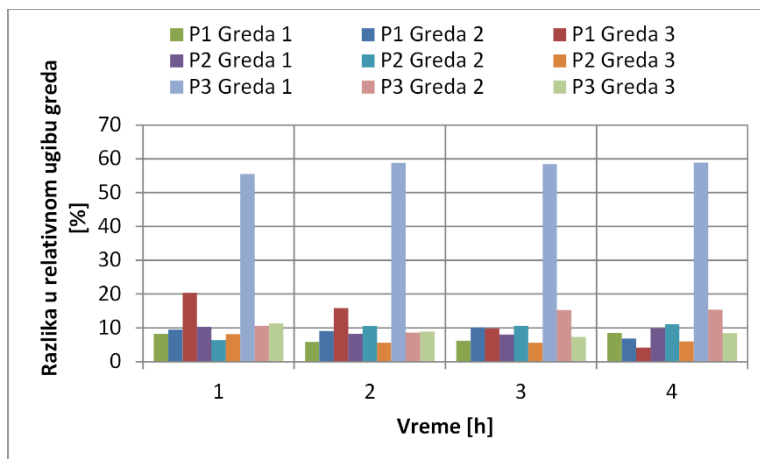


Slika 6.57 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na drugoj etaži - P2O5S i P2O8C



Slika 6.58 Relativne vertikalne deformacije greda za scenario požara na prvoj etaži - P1O5S i P1O8C

Izuzev relativne razlike ugiba grede prve etaže u slučaju delovanja požara na trećoj etaži, koja iznosi 58%, maksimalne razlike ugiba uporednih greda za slučaj delovanja povremenog opterećenja u iznosu od 50% i 80%, iznose do 20% (slika 6.59). Ranijim analizama je utvrđeno da požar na trećoj etaži praktično ne izaziva deformacije na prvoj etaži (koje su konstantne u toku požara), te je relativna razlika od 58%, posledica delovanja spoljašnjeg opterećenja većeg intenziteta.



Slika 6.59 Relativna razlika ugiba uporednih greda za slučaj delovanja 50% i 80% povremenog opterećenja i različite požarne scenarije

7 Kombinovani uticaj seizmičkog i požarnog hazarda na odgovor konstrukcije

Analiziran je sekvencijalan uticaj dva tipa hazarda, koja uključuju seizmičko i požarno dejstvo na konstrukciju. Veliki zemljotresi su često praćeni lokalnim požarima, koji mogu nastati i neposredno nakon prestanka dejstva zemljotresa, usled oštećenja energetske infrastrukture (gasna mreža, električne instalacije) ili aktivnih sistema zaštite od požara („sprinkler“ sistemi). Cilj analiza je određivanje uticaja prethodnog dejstva zemljotresa na požarnu otpornost okvirnih konstrukcija.

Prema EN 1990, i požarno i seizmičko dejstvo mogu se klasifikovati u incidentna dejstva. Iako je verovatnoća pojave pojedinačnog dejstva u toku projektovanog eksploatacionog perioda relativno mala, posledice koje mogu nastati, ukoliko se na adekvatan način ovi uticaji ne obuhvate u toku projektovanja konstrukcije, mogu biti poražavajuće. Trenutno, propisi ne zahtevaju da se tipične konstrukcije projektuju za dva tipa ekstremnih slučajeva opterećenja, kao što su požar i seizmika. Međutim, istorijski podaci pokazuju da je ova kombinacija dejstava primetna u toku svakog većeg zemljotresa (Tanaka, 2012).

Poslednjih godina sproveden je značajan broj ekperimentalnih (Kamath, i drugi, 2015) i numeričkih (Behnam, Lim, & Ronagh, 2015) istraživanja, kako bi se utvrdio stepen povredivosti konstrukcija oštećenih u toku zemljotresa i naknadno izloženih požaru. U seizmički aktivnim područjima, konstrukcije se projektuju sa ciljem da se omogući određeni stepen oštećenja usled dejstva zemljotresa, ali da je pri tom obezbeđena zaštita ljudskih života, kao i funkcionalnost objekata značajnih za civilnu zaštitu (EN 1998-1-1, 2004). Pored oštećenja nosećih konstrukcijskih elemenata usled zemljotresa, neposredno pre nastanka požara, koja rezultuju smanjenoj nosivosti konstrukcija, aktivne mere zaštite od požara, poput „sprinkler“ sistema, mogu pretrpeti značajna oštećenja i prestanak rada u toku požara koji sledi. Prema zveštajima vatrogasnih službi u gradu Kobe u Japanu, nakon zemljotresa 1995. godine, 40,8% sprinkler sistema u gradu je bilo oštećeno u toku zemljotresa (Sekizawa, Ebihara, & Notake, 2003). Uzimajući u obzir da neposredno nakon zemljotresa, vatrogasne službe nisu u stanju da se sa svojim kapacitetima odazovu velikom broju požara istovremeno, čime se produžava prosečno vreme odgovora, neophodno je bolje poznavanje konstrukcijskog odgovora u slučaju zemljotresa praćenog požarom, naročito iz razloga što postojeće studije često rezultuju kontradiktornim zaključcima o uticaju zemljotresa na požarnu otpornost okvirnih konstrukcija, od neznatnog (Kamath, i drugi, 2015), (Jelinek, Zania, & Giuliani, 2017) do značajnog (Behnam, Lim, & Ronagh, 2015).

Numeričko modelovanje uticaja zemljotresa praćenog požarom može se sprovesti korišćenjem sekvencijalno spregnutih analiza, koje prate redosled pojave hazarda (Yassin, Iqbal, Bagchi, & Kodur, 2008), (Behnam, Lim, & Ronagh, 2015). Sveobuhvatna analiza se sastoji iz četiri faze. U prvoj fazi se na konstrukciju aplicira gravitaciono opterećenje, prema kombinaciji opterećenja koje odgovara seizmičkom dejstvu. Nakon toga sledi „pushover“ analiza do prethodno određenog ciljnog pomeranja, koje odgovara projektnom zemljotresu. Konstrukcija se nakon toga rasterećuje prethodno zadatim bočnim silama, na osnovu čega se procenjuje stepen oštećenja usled seizmičkog dejstva, koji se ogleda u zaostalim deformacijama i naponima u nosećim elementima. U okviru poslednje faze, deformisana konstrukcija se izlaže odgovarajućem požarnom scenariju.

U opštem smislu, za određivanje seizmičkog odgovora konstrukcija, najčešća je primena dve vrste nelinearnih analiza: nelinearna statička (pushover) i nelinearna dinamička (time-history) analiza.

S obzirom da se očekuje pojava plastičnih deformacija, neophodno je proceniti nivo oštećenja koji izaziva projektni zemljotres, kao i nepovratne deformacije nakon prestanka dejstva zemljotresa, kao

početno stanje za požarnu analizu koja sledi. U Evrokod standardima je definisana metodologija proračuna za oba tipa hazarda, pojedinačno, ali nedostaju smernice po pitanju kombinovanja uticaja, naročito u smislu materijalnih modela koji bi se koristili u objedinjenoj analizi.

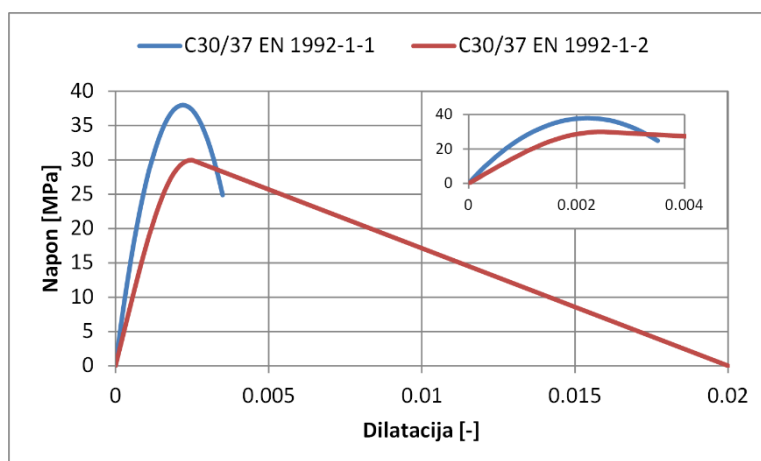
Materijalni modeli za beton i čelik definisani su u zavisnosti od tipa analize. Na osnovu (EN 1992-1-1, 2004) i (EN 1998-1-1, 2004), definisani su materijalni modeli za utegnut i neutegnut beton. Ako se smičuća armatura ne modelira eksplicitno, neophodno je modelirati deo betonskog preseka koji je obuhvaćen smičućom armaturom (uzengijama) kao utegnut beton, uzimajući pri tome u obzir uticaj utezanja, kojim se posredno povećavaju nosivost i duktilnost betona. Zaštitni sloj betona je potrebno modelirati sa neutegnutim modelom betona. U slučaju analize na dejstvo požara, (EN 1992-1-2, 2004) preporučuje upotrebu modela betona u funkciji temperature, kojim su implicitno uzeti u obzir uticaji vremenskog tečenja, primetni u toku delovanja požara.

Kako su ovi modeli betona empirijski i suštinski različiti, urađena je analiza ponašanja odgovora okvira za projektovano seizmičko dejstvo, za model betona korišćen u seizmičkoj i požarnoj analizi.

7.1 Uticaj materijalnog modela armiranog betona na seizmički odgovor konstrukcije

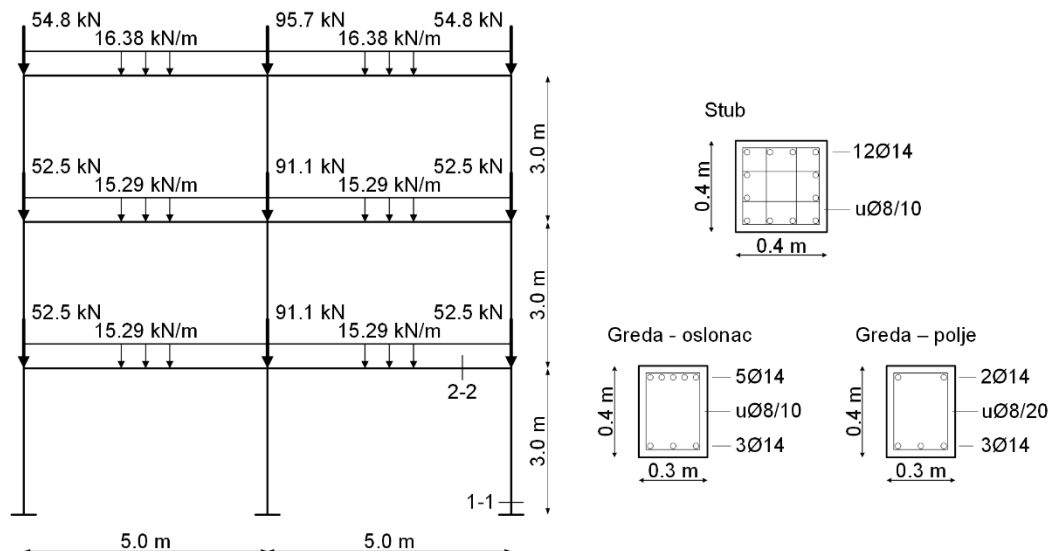
Mehanička svojstva materijala za nelinearnu analizu su definisana preko veze između napona i dilatacija. Za armature čelike, veza je aproksimirana kao bilinearna, a razlika pri ambijentalnoj temperaturi se ogleda u veličini granične dilatacije čelika pri maksimalnom naponu. Prema EN 1992-1-1, maksimalna dilatacija iznosi 75‰, nakon čega se pretpostavlja krta lom, dok EN 1992-1-2 dozvoljava graničnu dilataciju u iznosu od 150‰, uz linearnu granu opadanja nosivosti do veličine dilatacije od 200‰. Ove razlike ne utiču na odgovor armiranobetonskog okvira, jer je duktilnost betona za red veličine manja od čelika, čime će do loma doći mnogo pre iskorišćenja duktilnosti čelika, usled drobljenja u pritisnutoj, odnosno pucanja betona u zategnutoj zoni.

Za razliku od čelika, modeli betona se razlikuju prema nagibu dijagrama napon-dilatacija (moduo elastičnosti), veličini maksimalne pritisne čvrstoće i odgovarajuće dilatacije, i granične dilatacije betona pri pritisku. Dok EN 1992-1-1 pretpostavlja potpuni gubitak nosivosti pri dilataciji od 3,5‰ (za klase betona niže od C55/67), EN 1992-1-2 pretpostavlja duktilnije ponašanje. Nakon dostizanja maksimalne čvrstoće pri dilataciji od 2,5‰, usvaja se linearna ili nelinearna grana opadanja nosivosti, postepeno smanjujući nosivost do granične dilatacije od 20‰. Dijagrami veze između napona i dilatacija za beton klase C30/37, prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2 su prikazani na slici 7.1.

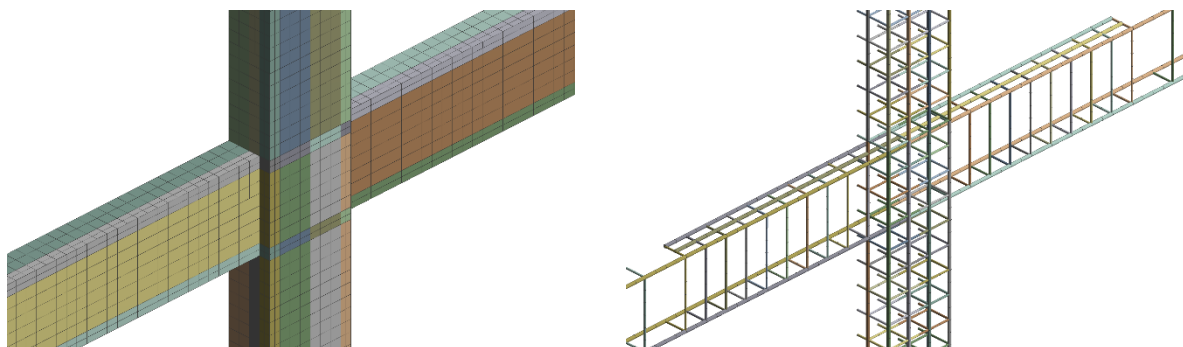


Slika 7.1 Veza između napona i dilatacija za beton C30/37 prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2

Sprovedena je nelinearna statička „pushover“ analiza. Armiranobetonski okvir, pod dejstvom gravitacionog opterećenja koje odgovara kombinaciji opterećenja za seizmičku analizu (slika 7.2), izložen je monotono rastućim bočnim silama u nivou međuspratnih ploča (na mestima spojeva greda i stubova), prema linearnoj raspodeli po visini okvira. Detalj spoja srednjeg stuba i greda, odnosno mreža konačnih elemenata betona i armature, prikazana je na slici 7.3.

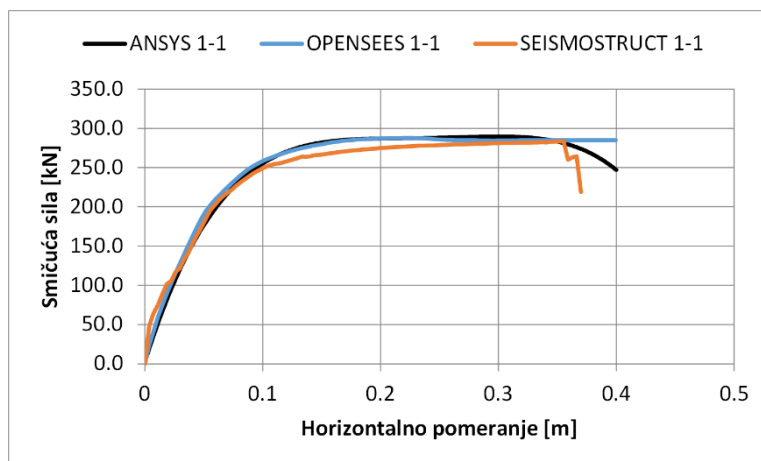


Slika 7.2 Geometrija okvira, usvojena armatura i kombinacija gravitacionog opterećenja za seizmičko dejstvo

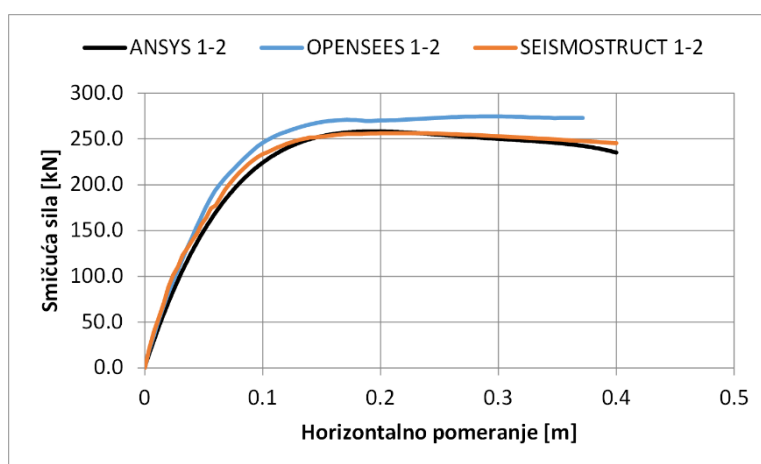


Slika 7.3 3D ANSYS 16.0 mreža konačnih elemenata, korišćenjem ravanske simetrije:
(levo) SOLID65 KE za beton i (desno) LINK180 za armaturu

Odgovor konstrukcije, dobijen korišćenjem pushover analize, racionalno se može aproksimirati odgovorom ekvivalentnog sistema sa jednim stepenom slobode (N2 metod), ako je odgovor konstrukcije dominantan prema prvom tonu oscilovanja (Fajfar, 2000). Koristeći materijalne modele prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2, pushover krive, koje predstavljaju horizontalno pomeranja kontrolnog čvora (u težištu međuspratne konstrukcije pri vrhu okvira) u zavisnosti od ukupne smičuće sile u osnovi okvira, prikazane su na slikama 7.4 i 7.5. Validacija rezultata proračuna sprovedenog u programu ANSYS, izvedena je poređenjem rezultata pushover krivih dobijenih iz numeričkih modela korišćenjem programa OPENSEES (UoE OpenSees, 2017) i SEISMOSTRUCT (SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2016) T. Rezultati proračuna dobijeni iz sva tri programa su zadovoljavajuće slični, čime je potvrđena tačnost proračunskog modela.



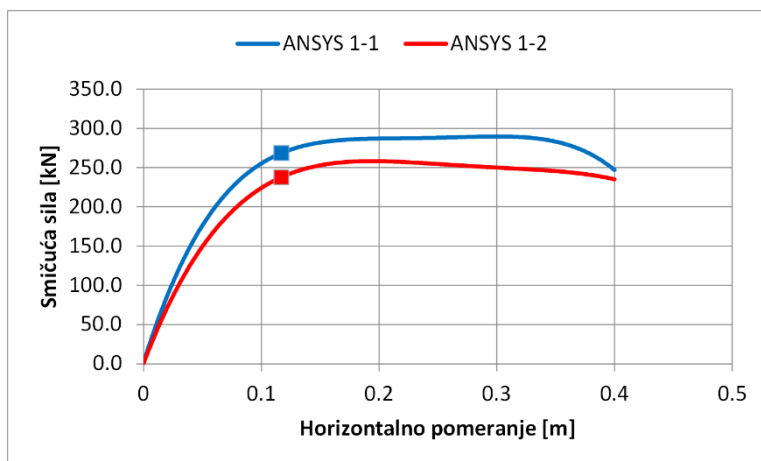
Slika 7.4 Pushover krive dobijene korišćenjem različitih programa za materijalne modele prema EN 1992-1-1



Slika 7.5 Pushover krive dobijene korišćenjem različitih programa za materijalne modele prema EN 1992-1-2

Pushover krive za dva materijalna modela se razlikuju u početnom nagibu i maksimalnoj dobijenoj smičućoj sili (slika 7.6). Niži početni moduo elastičnosti betona modeliranog prema EN 1992-1-2 rezultuje nižoj krutosti okvira, i približno 25% većim pomeranjima za iste vrednosti horizontalnog opterećenja. Usled niže maksimalne čvrstoće betona indukuju se 12% niže smičuće sile u osnovi okvira.

Ciljna pomeranja dobijena korišćenjem N2 metode i prvi periodi oscilovanja okvira, prikazani su u tabeli 7.1. Viši period oscilovanja odgovara materijalnom modelu prema EN 1992-1-1 (viši početni moduo elastičnosti). Iako postoje evidentne razlike između pushover krivih i rezultata modalne analize, sračunata ciljna pomeranja su praktično ista. Za određivanje nivoa oštećenja koji odgovara projektnom zemljotresu, konstrukcija je opterećena bočnim silama do postizanja ciljnog pomeranja.

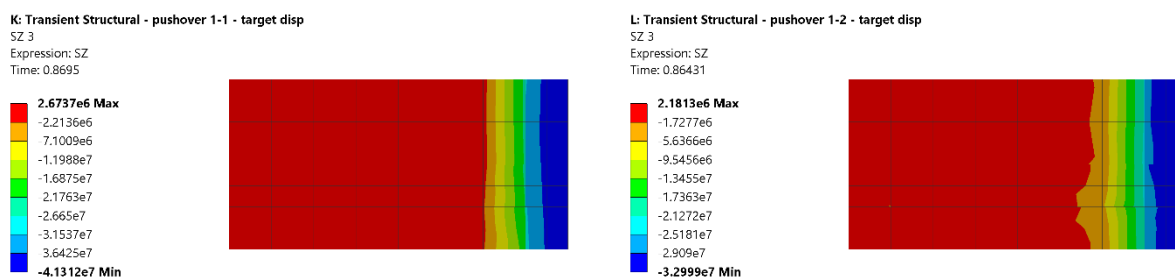


Slika 7.6 Pushover krive sa ciljnim pomeranjima za materijalni modela prema EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2

Tabela 7.1 Poređenje perioda oscilovanja prvog tona i ciljnog pomeranja za dva tipa materijalnog modela

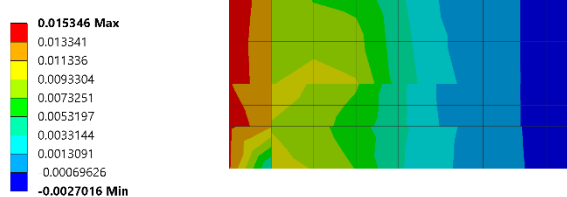
Materialni model prema standardu	Period oscilovanja prvog tona [s]	Ciljno pomeranje [cm]
EN 1992-1-1	0,524	11,72
EN 1992-1-2	0,638	11,69

Kritični poprečni preseći okvira (presek 1-1 i 2-2, slika 7.2) nalaze se pri dnu desnog stuba okvira i u preseku desne grede između prve i druge etaže, na mestu prekida dodatne armature za prijem negativnih momenata savijanja iznad oslonca (u blizini spoja grede i desnog stuba). Na slikama 7.7-7.12 prikazani su uporedni dijagrami napona i dilatacija u betonu i glavnoj podužnoj armaturi, u dva kritična preseka.

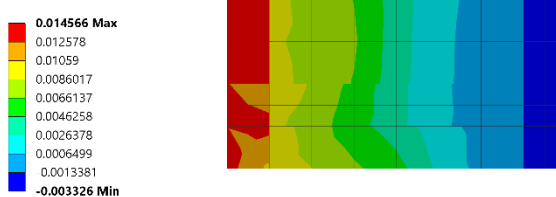


Slika 7.7 Poređenje napona u betonu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju:
(levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2

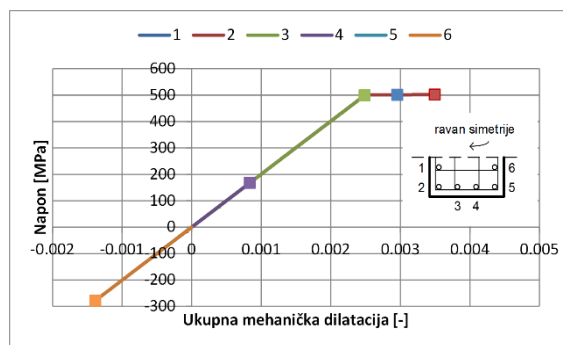
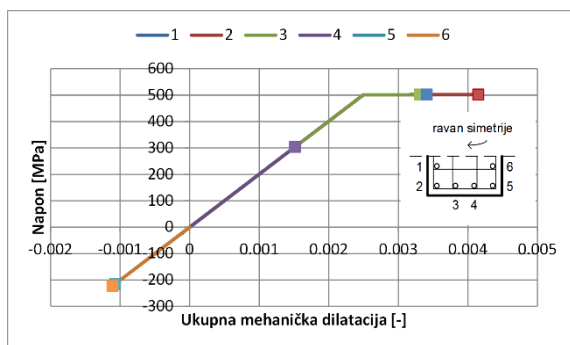
K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 EPTOZ 2
 Expression: EPTOZ
 Time: 0.8695



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 EPTOZ 2
 Expression: EPTOZ
 Time: 0.86431

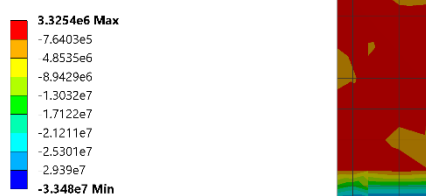


Slika 7.8 Poređenje dilatacija u betonu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju:
 (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2



Slika 7.9 Poređenje dijagrama napon-dilatacija za armaturu u preseku stuba 1-1 pri ciljnom pomeranju:
 (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2

K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 SX 3
 Expression: SX
 Time: 0.8695



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 SX 3
 Expression: SX
 Time: 0.86431

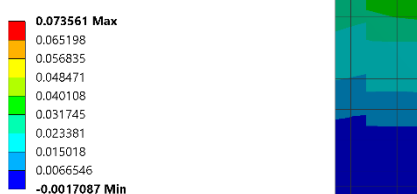


Slika 7.10 Poređenje napona u betonu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju:
 (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2

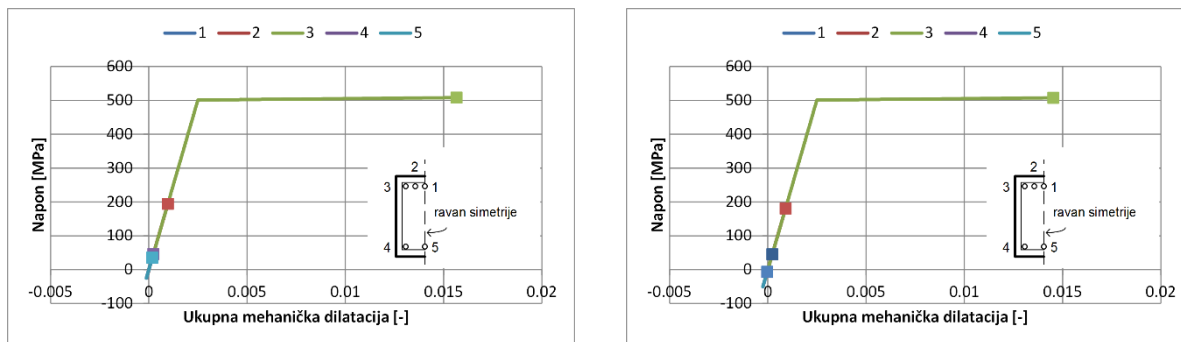
K: Transient Structural - pushover 1-1 - target disp
 EPTOX 2
 Expression: EPTOX
 Time: 0.8695



L: Transient Structural - pushover 1-2 - target disp
 EPTOX 2
 Expression: EPTOX
 Time: 0.86431



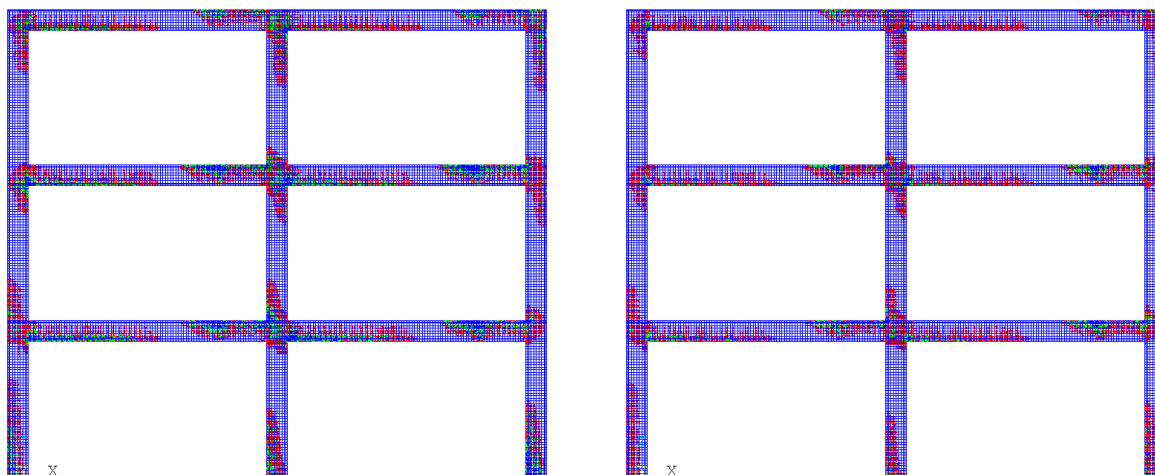
Slika 7.11 Poređenje dilatacija u betonu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju:
 (levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2



Slika 7.12 Poređenje dijagrama napon-dilatacija za armaturu u preseku grede 2-2 pri ciljnom pomeranju:
(levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2

Za projektovani nivo zemljotresa, plastične deformacije se razvijaju i u betonu i u armaturi u kritičnim presecima. Na osnovu dostignutih dilatacija, može se konstatovati da nije došlo do drobljenja betona u pritisnutoj zoni. Iako je došlo do tečenja pojedinih šipki armature, zbog velike duktilnosti čelika, obezbeđen je pun kapacitet nosivosti.

U slučaju materijalnog modela prema EN 1992-1-1, dostignuti naponi pritiska u betonu su veći, dilatacije su manje, a dilatacije u armaturi su nešto veće, u poređenju sa modelom prema EN 1992-1-2. Upotrebom krućeg modela betona, dobijeni su 25% veći naponi pritiska i 25% manje dilatacije u betonu. Kako je pretpostavljena ista čvrstoća betona pri zatezanju za oba modela betona, prslina se javlja pri nižim vrednostima dilatacija za beton prema EN 1992-1-1 (veći moduo elastičnosti), čime je i šema razvoja prslina sveobuhvatnija (slika 7.13).



Slika 7.13 Poređenje šeme razvoja prslina pri ciljnom pomeranju:
(levo) EN 1992-1-1 i (desno) EN 1992-1-2

Korišćenjem oba materijalna modela dobijen je sličan globalni odgovor konstrukcije. Iako su ciljna pomeranja, dobijena na osnovu dinamičkog modela okvira i „pushover“ krivih, praktično ista, usled različitih svojstava materijala, koji se razlikuju prvenstveno u smislu modula elastičnosti i pritiskne čvrstoće betona, dobijene su razlike u krajnjim vrednostima napona i dilatacija u betonu i armaturi do 25%. Uprkos tome, može se zaključiti da su se kod oba tipa konstrukcije razvile nelinearne deformacije, ali da mehanizam loma nije ostvaren, što je i za očekivati, shodno proceduri dimenzionisanja.

7.2 Određivanje parametarske požarne krive za odgovarajući požarni sektor

Osnovni podaci

Dimenzije požarnog sektora

Širina:	$a = 10$ m
Dužina:	$b = 10$ m
Visina:	$h = 3$ m
Visina otvora:	$h_{op} = 1,4$ m
Širina otvora:	$b_{op} = 2,5$ m
Broj otvora:	$n = 8$

Oмотаč požarnog sektora je od armiranog betona debljine $s = 15$ cm.

Armirani beton

Zapreminska masa:	$\rho = 2300$ m
Specifična toplota:	$c = 900$ J/kg°C
Toplotna provodljivost:	$\lambda = 1,333$ W/m°C

Požarno opterećenje

Za poslovnu zgradu, karakteristična gustina požarnog opterećenja koja zavisi od korisne površine poda, za slučaj 80% fraktila (Gumbel-ova distribucija), prema Aneksu E EN 1991-1-2 (Tabela E.4) iznosi:

$$q_{f,k} = 511 \text{ MJ/m}^2$$

Površina poda iznosi:

$$A_f = a \cdot b = 100 \text{ m}^2$$

Koeficijent kojim se uzima u obzir rizik nastanka požara usled veličine požarnog sektora određuje se na osnovu Tabele E.1 i iznosi:

$$\delta_{q1} = 1,1 + (1,5 - 1,1) \cdot (100 - 25) / (250 - 25) = 1,233$$

Koeficijent kojim se uzima u obzir rizik nastanka požara usled aktivnosti koje se obavljaju u okviru prostora iznosi:

$$\delta_{q2} = 1,0$$

Pretpostavlja se da su u okviru objekta implementirane uobičajene mere zaštite od požara, poput bezbednih pristupnih ruta, uređaja za gašenje požara i izduvnih sistema ventilacije dima. Koeficijent kojim se obuhvataju aktivne i pasivne mere zaštite od požara iznosi:

$$\delta_n = 1,0$$

Projektno požarno opterećenje iznosi:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 630 \text{ MJ/m}^2$$

Termička svojstva omotača požarnog sektora

Ukupna površina omotača iznosi:

$$A_t = 2A_f + 2 \cdot (a + b) \cdot h = 320 \text{ m}^2$$

Ukupna površina vertikalnih otvora iznosi:

$$A_v = n \cdot h_{op} \cdot b_{op} = 28 \text{ m}^2$$

Faktor površine omotača iznosi:

$$b = \sqrt{(\rho c \lambda)} = 1661,117 \text{ m}^{-2} \text{ s}^{-0,5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Vrednost faktora b je u dozvoljenim granicama ($100 \leq b \leq 2200$).

Ventilaciona svojstva požarnog sektora

Koeficijent otvora iznosi:

$$O = A_v \cdot \sqrt{h_{eq}} / A_t = 0,10353 \text{ m}^{0,5}$$

Vrednost koeficijenta otvora O je u dozvoljenim granicama ($0,02 \leq O \leq 0,20$).

Funkcija koeficijenta vremena

Koeficijent Γ iznosi:

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0,04/1160)^2 = 3,267$$

Gustina požarnog opterećenja u zavisnosti od površine omotača iznosi:

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 196,875 \text{ MJ/m}^2$$

Procena graničnog vremena i maksimalne temperature

Pretpostavlja se srednji rast (razvoj) požara (Tabela E.5), pri čemu je $t_{lim} = 20 \text{ min} = 0,333 \text{ h}$.

Vreme dostizanja maksimalne temperature požara t_{max} iznosi:

$$t_{max} = \max[(0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/O) ; t_{lim}] = 0,380 \text{ h}$$

Kako je $t_{max} > t_{lim}$ požar je kontrolisan od strane ventilacionih uslova (a ne od količine zapaljivog materijala).

Vreme dostizanja maksimalne temperature požara, uzimajući u obzir otvore i termičku apsorbiciju iznosi:

$$t^*_{max} = t_{max} \cdot \Gamma = 1,241 \text{ h}$$

Maksimalna temperatura požara iznosi:

$$\theta_{max} = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot 1,241} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot 1,241} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot 1,241}) = 977,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Matematička formulacija požarne krive u fazi zagrevanja data je sledećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t^*} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t^*})$$

gde je vreme t^* dato izrazom:

$$t^* = t \cdot \Gamma = 3,267 \cdot t$$

Za $0,5 < t^*_{max} < 2$, matematička formulacija požarne krive u fazi hlađenja data je sledećim izrazom:

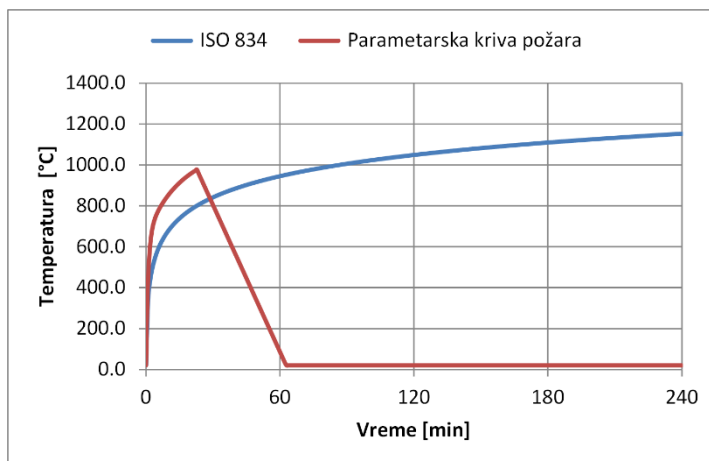
$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t^*_{max}) \cdot (t^* - t^*_{max} \cdot x) = 977,3 - 250 \cdot (3 - 1,241) \cdot (t^* - 1,241) = 977,3 - 439,75 \cdot (t^* - 1,241)$$

gde je

$$t^*_{max} = (0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/O) \cdot \Gamma = 1,241 \text{ h}$$

Kako je $t_{max} > t_{lim}$, koeficijent $x = 1,0$

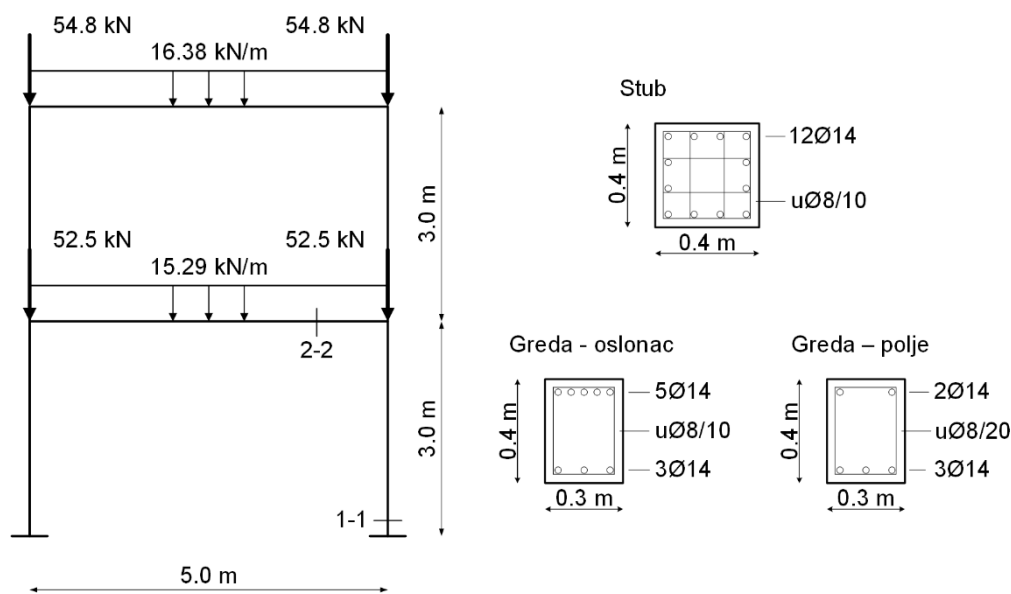
U konačnom obliku, parametarska požarna kriva prikazana je na slici 7.14.



Slika 7.14 Standardna i parametarska požarna kriva, prema (EN 1991-1-2, 2002)

7.3 Numerička analiza kombinovanog dejstva zemljotresa i požara

Za potrebe određivanja ponašanja AB okvira izloženog kombinovanom dejstvu seizmike i požara, analizirana je okvirna konstrukcija prikazana na slici 7.15. Konstrukcija je dimenzionisana prema EN 1998-1-1, za srednju klasu duktilnosti (DCM) i dva slučaja seizmičkog dejstva izraženog preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g i 0,3 g.



Slika 7.15 Statički sistem okvira, dodatno stalno i povremeno opterećenje, i usvojena podužna i poprečna armatura u karakterističnim presecima okvira

Ciljna pomeranja dobijena korišćenjem N2 metode za dva slučaja seizmičkog dejstva izražena preko maksimalnog ubrzanja tla, data su u tabeli 7.2. Prvi period oscilovanja okvira iznosi $T_1 = 0,398$ s. Za određivanje nivoa oštećenja koji odgovara projektnom zemljotresu, konstrukcija je opterećena bočnim silama do postizanja ciljnog pomeranja.

Tabela 7.2 Ciljna pomeranja za dva tipa seizmičkog dejstva

Maksimalno ubrzanje tla [m/s ²]	Ciljno pomeranje [cm]
0,2 g	7,22
0,3 g	10,83

Kako požarni sektor obuhvata pojedinačnu etažu, analizirano je ukupno šest kombinacija opterećenja, za dva položaja požara i dva slučaja seizmičkog opterećenja (tabela 7.3). Odgovor konstrukcije za dva tipa seizmičkog dejstva i dva požarna scenarija je upoređen sa slučajem delovanja samo požarnog opterećenja (direktna izloženost požaru), kako bi se utvrdio uticaj seizmičkog dejstva na sveobuhvatno ponašanje okvira.

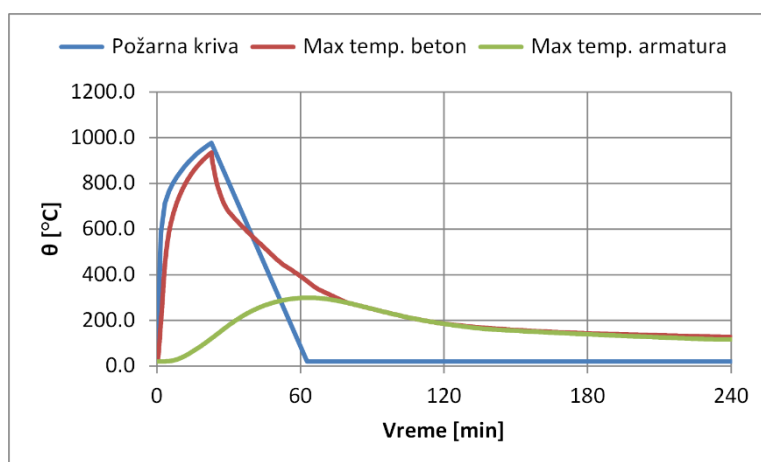
Tabela 7.3 Analizirane kombinacije za seizmičko i požarno dejstvo

Požarni scenario / Seizmičko dejstvo	Direktna izloženosti požaru	Seizmičko dejstvo 0,2 g + požar	Seizmičko dejstvo 0,3 g + požar
Požar na prvoj etaži	D100	D102	D103
Požar na drugoj etaži	D200	D202	D203

Termički odgovor konstrukcije

Razvoj maksimalne temperature betonskih elemenata u toku vremena prikazan je na slici 7.16. Za razliku od standardne požarne krive, koja je monotono rastuća, zbog čega i temperatura unutar elemenata okvira takođe monotono raste, kod parametarske požarne krive identifikuju se tri vremenske faze: faza zagrevanja do maksimalne temperature za odgovarajući tip požarnog sektora i požarnog opterećenja, faza hlađenja do ambijentalne spoljašnje temperature i faza nakon potpunog gašenja požara. Poslednja faza, iako je požar praktično ugašen, značajna je iz razloga što svaki materijal poseduje određenu toplotnu inerciju (koja zavisi od debljine sloja materijala kroz koji se obavlja prenos toplote i njegove toplotne difuzije), usled čega se javlja kašnjenje toplotnog fluksa, te konstrukcija nakon prestanka delovanja požara nastavlja da se hladi sve do potpunog izjednačavanja unutrašnje i spoljašnje temperature. Za potrebe numeričke analize, analiziran je vremenski period trajanja požara od 4h (iako je ukupno trajanje požara, faza zagrevanja i hlađenja, nešto preko 1h).

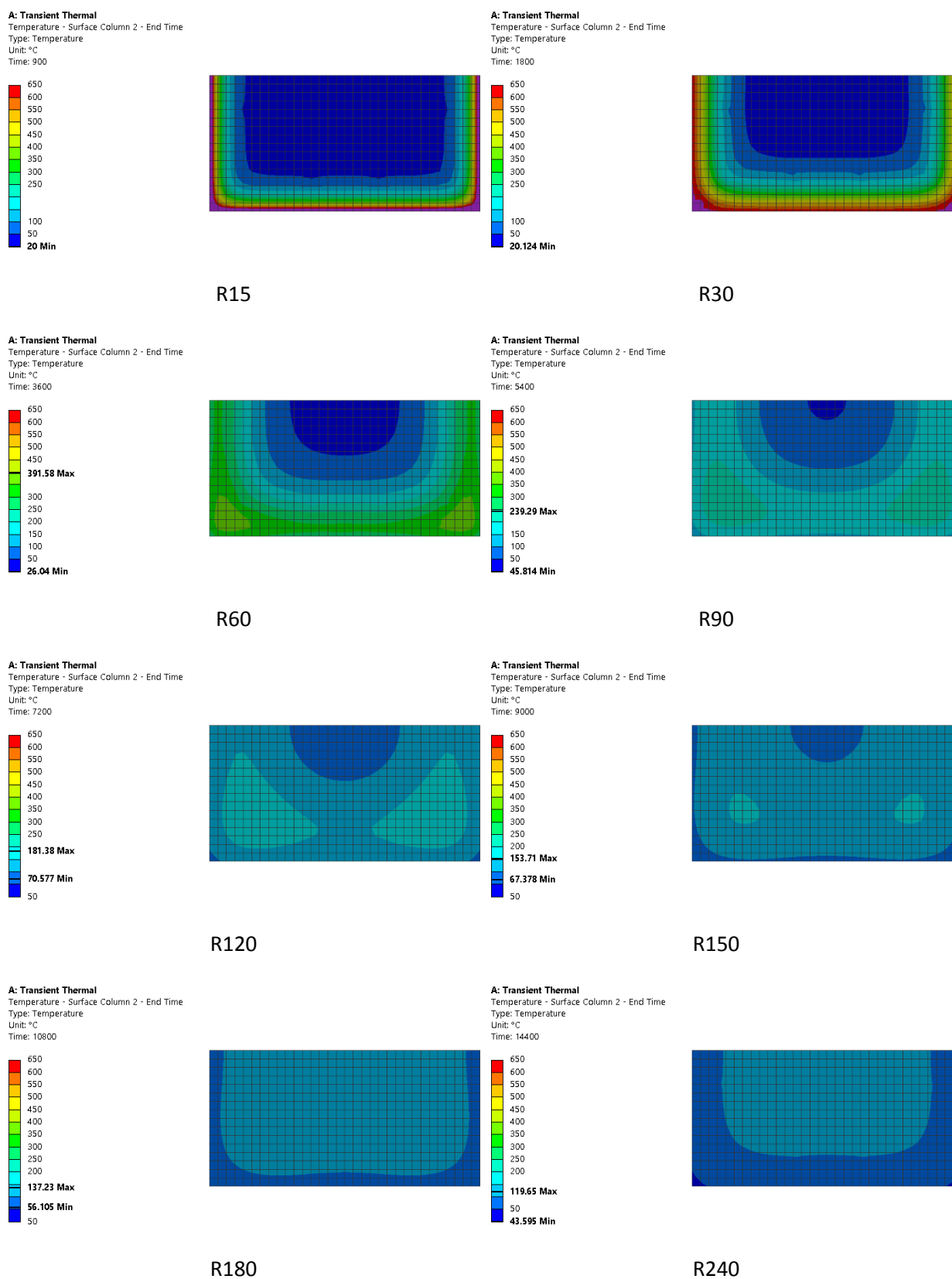
Kako su površine elemenata nosača direktno izložene požaru, maksimalna temperatura u betonu razvija se praktično istovremeno sa maksimalnom temperaturom požara, 23 minuta nakon početka požara, dok je maksimalna temperatura u armaturi, usled termičke inercije betona, registrovana nakon 63 minuta, odnosno, nakon potpunog gašenja požara. Porast temperature unutar armature, u fazi hlađenja, pa čak i neposredno nakon prestanka dejstva požara je od izuzetnog značaja za pojam sigurnosti konstrukcije i bezbednost angažovanih vatrogasnih službi na gašenju požara.



Slika 7.16 Poređenje razvoja spoljašnje temperature i maksimalne temperature elemenata okvira u analiziranom vremenu trajanja požara

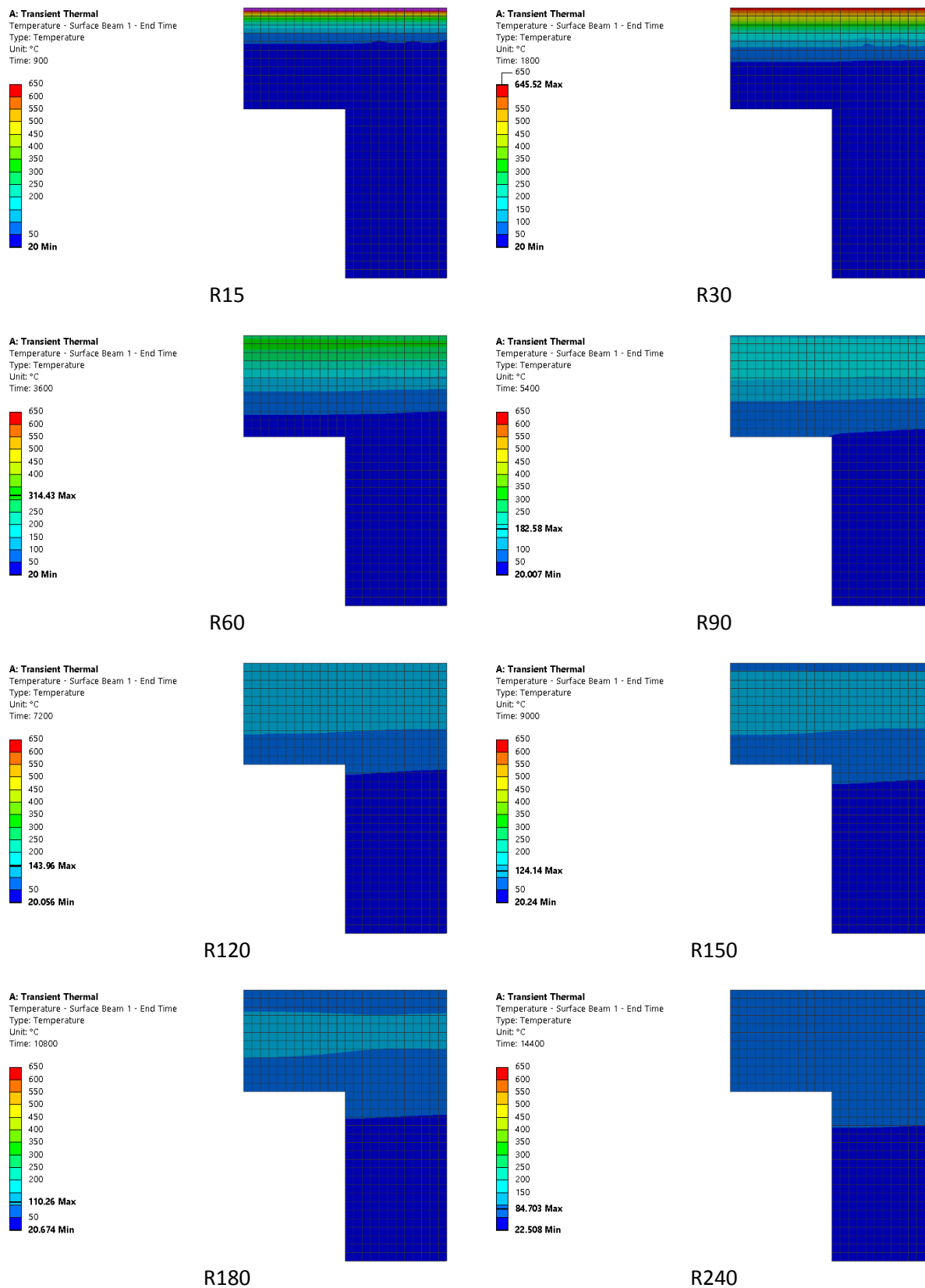
Temperaturni profili na nivou poprečnih preseka opožarenih elemenata nakon 15, 30, 60, 90, 120, 150, 180 i 240 minuta trajanja požara prikazani su na slikama 7.17-7.19. Razvoj temperature u podužnim šipkama armature u toku vremena, u stubovima i gredama izloženim požaru prikazani su na slikama 7.20-7.22.

Stub izložen požaru sa svih strana – 40/40 cm



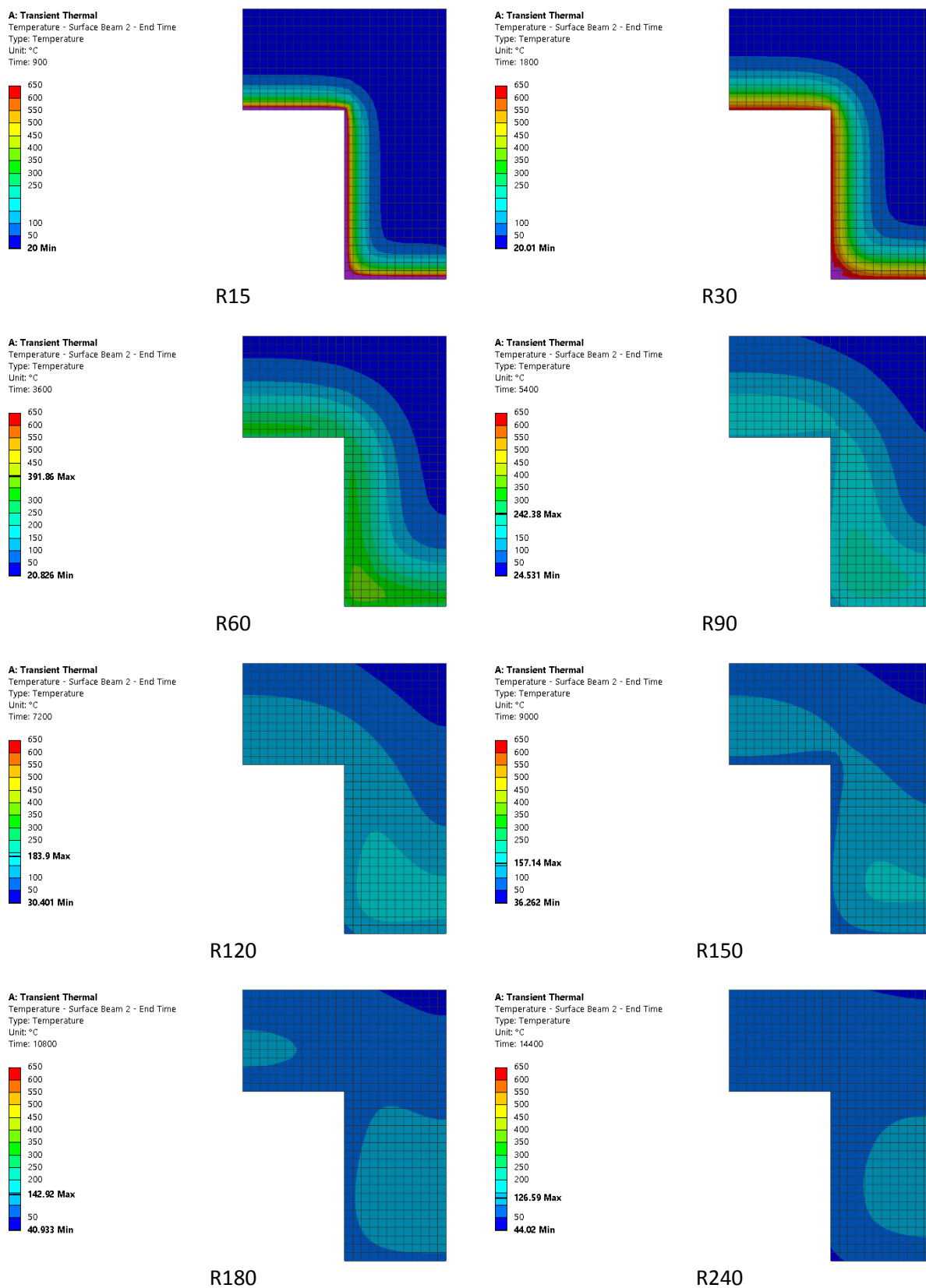
Slika 7.17 Temperaturni profili stuba 40/40 cm izloženog standardnom ISO 834 požaru sa svih strana

Greda u sadejstvu sa pločom izložena požaru sa gornje strane – 30/40 cm (15 cm)



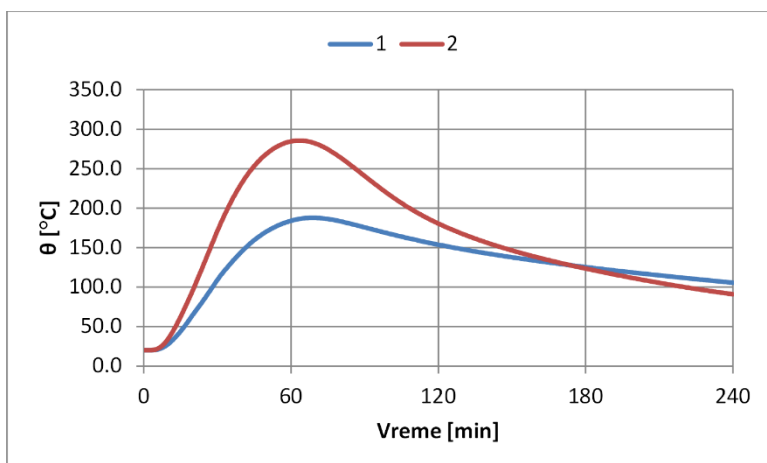
Slika 7.18 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa gornje strane

Greda u sadejstvu sa pločom izložena požaru sa donje i bočnih strana – 30/40 cm (15 cm)

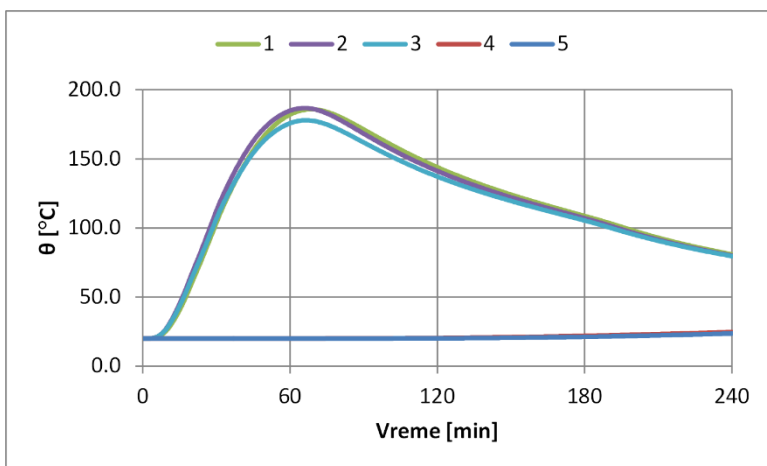


Slika 7.19 Temperaturni profili grede 30/40 cm u sadejstvu sa pločom 15 cm izloženi standardnom ISO 834 požaru sa donje i sa bočnih strana

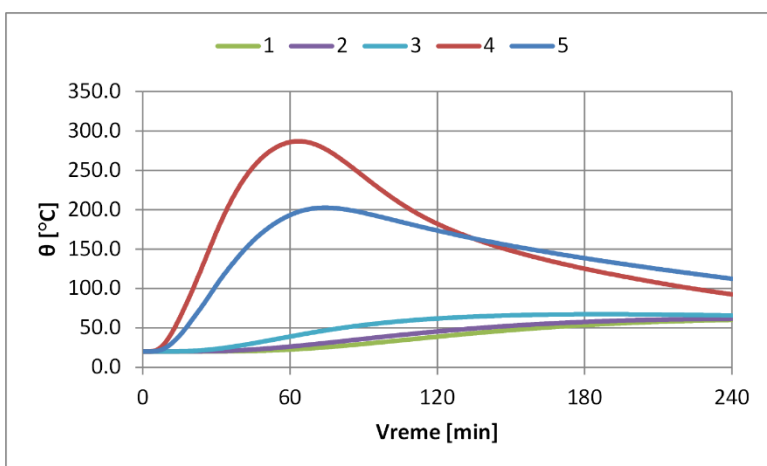
Podužna armatura stubova i greda izloženih požaru



Slika 7.20 Razvoj temperature u šipkama armature u stubu izloženom parametarskom požaru sa svih strana



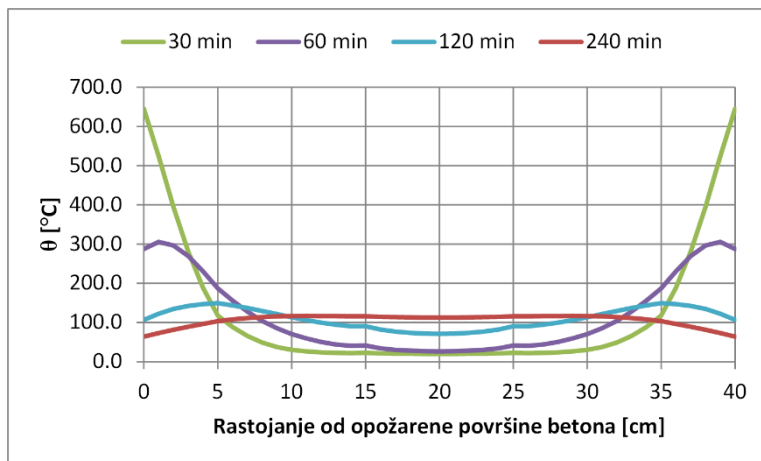
Slika 7.21 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj parametarskom požaru sa gornje strane



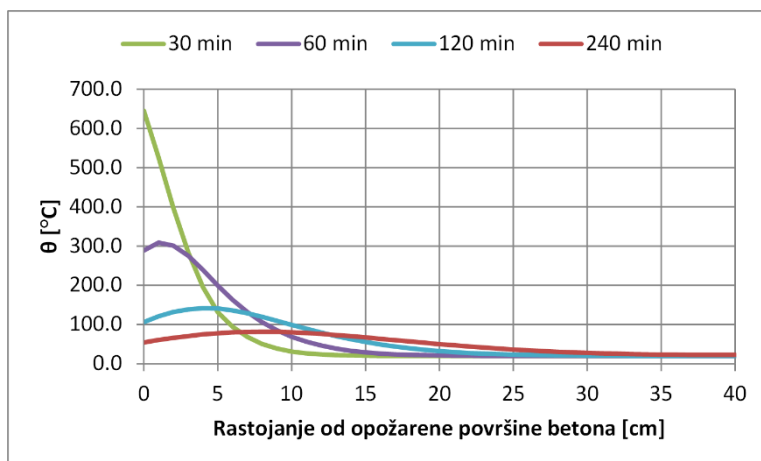
Slika 7.22 Razvoj temperature u šipkama armature u gredi u sadejstvu sa pločom izloženoj parametarskom požaru sa donje i sa bočnih strana

Temperatura armaturnih šipki elemenata direktno izloženih požaru ostaje ispod 300 °C, čime je obezbeđen pun kapacitet nosivosti čelika, iako su moduo elastičnosti i granica proporcionalnosti delimično redukovani pri temperaturama između 100 i 300 °C (EN 1992-1-2, 2004).

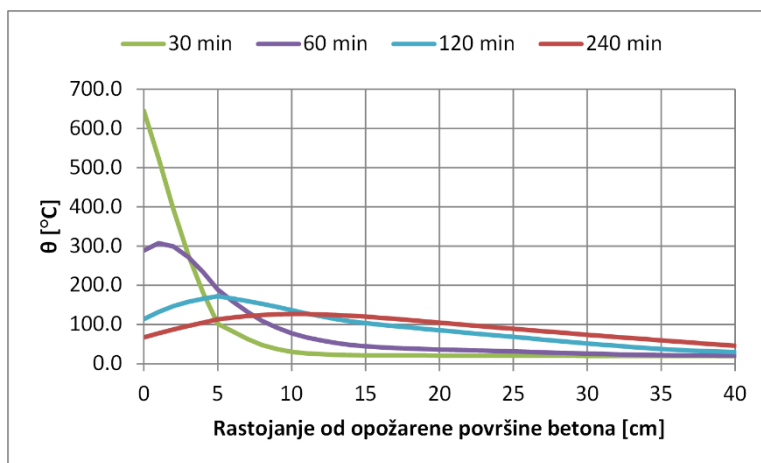
Temperaturni gradijent je najveći u zaštitnom sloju betona direktno izloženih površina elemenata. Na slikama 7.23-7.25 prikazan je temperaturni razvoj unutar betona u zavisnosti od rastojanja od opožarene površine.



Slika 7.23 Temperaturni razvoj u stubu izloženom požaru sa svih strana posle 30, 60, 120 i 240 minuta

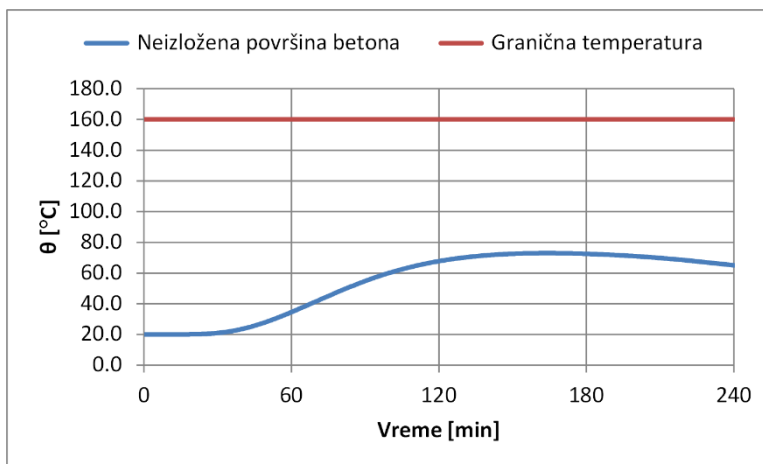


Slika 7.24 Temperaturni razvoj u gredi izloženoj požaru sa gornje strane posle 30, 60, 120 i 240 minuta



Slika 7.25 Temperaturni razvoj u gredi izloženoj požaru sa donje i bočnih strana posle 30, 60, 120 i 240 minuta

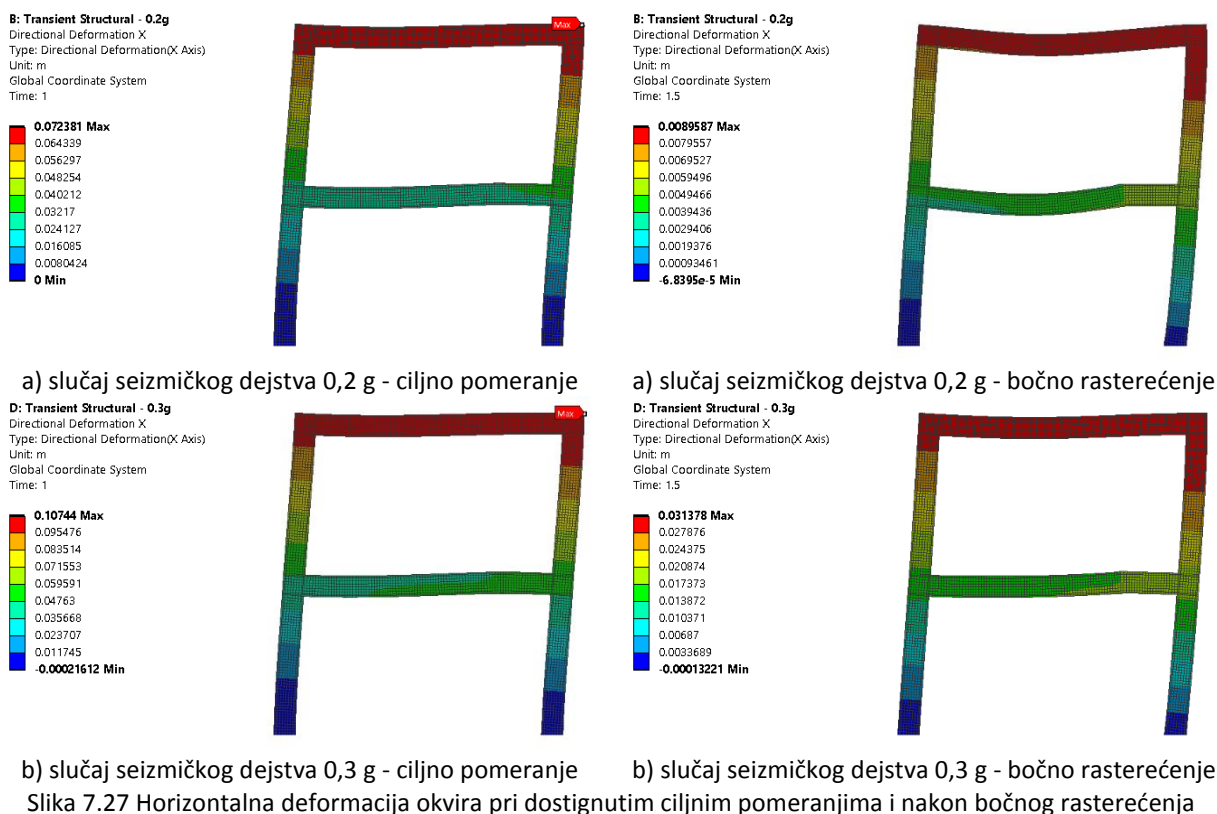
Temperaturni gradijent izaziva termičke dilatacije i značajnu degradaciju čvrstoće i krutosti zaštitnog sloja betona. Ukoliko dođe do prekoračenja nosivosti betona na pritisak, zbog redukcije čvrstoće pri povišenim temperaturama i sprečenog širenja zbog okolnih elemenata, moguć je gubitak zaštitnog sloja koji bi doprineo pucanju betona i direktnom izlaganju armature požaru. Praćenjem razvoja temperature na neopožarenoj površini betonske ploče (slika 7.26), može se uočiti da se maksimalna temperatura javlja nakon 160 minuta od početka požara, ali da kriterijum izolovanosti nije ugrožen, budući da je rast temperature značajno ispod 140 °C.



Slika 7.26 Temperaturni razvoj na neizloženoj površini betona za proveru kriterijuma izolovanosti

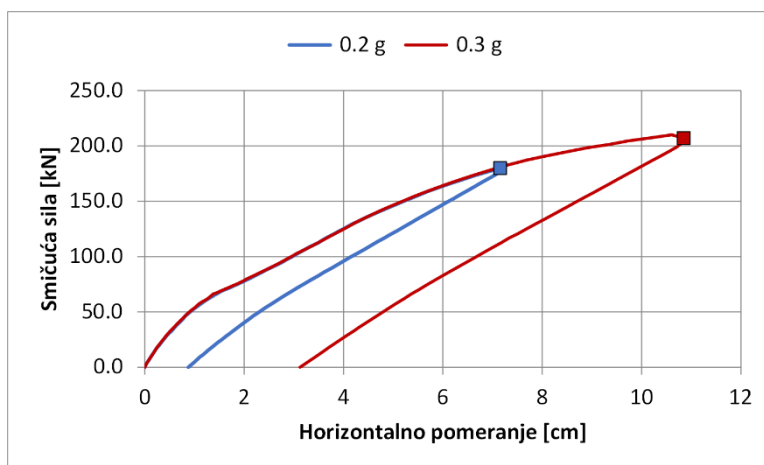
Seizmički odgovor konstrukcije

Seizmički odgovor konstrukcije određen je za dva nivoa seizmičkog dejstva. Ciljna pomeranja za slučaj maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 i 0,3 g iznose 7,2 i 10,7 cm, redom. Horizontalne deformacije okvira pri ciljnom pomeranju i nakon rasterećenja bočnim silama, prikazane su na slici 7.27.

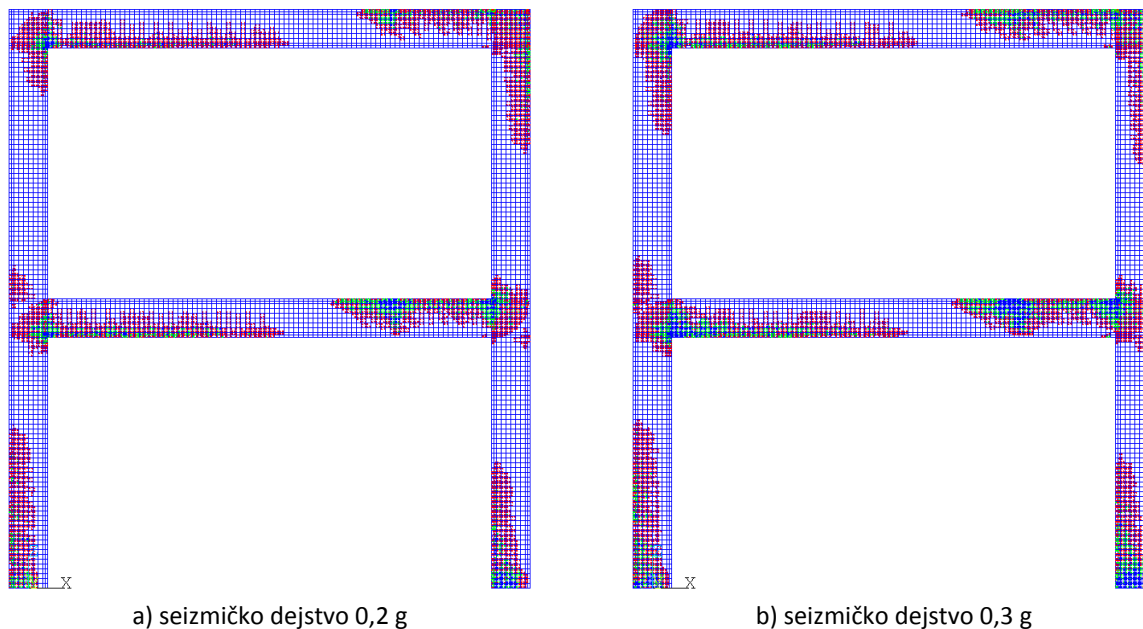


Slika 7.27 Horizontalna deformacija okvira pri dostignutim ciljnim pomeranjima i nakon bočnog rasterećenja

„Pushover“ krive koje predstavljaju ukupnu smičuću silu u osnovi okvira u zavisnosti od horizontalnog pomeranja kontrolnog čvora u nivou tavanice poslednje etaže, kao i zaostala pomeranja nakon rasterećenja okvira, prikazani su na slici 7.28. Plastične deformacije razvijaju se već u ranoj fazi bočnog opterećenja, sa prekoračenjem nosivosti betona na zatezanje i obrazovanjem prslina. Šeme prslina pri ciljnom pomeranju, prikazane na slici 7.29, omogućavaju uvid u kritične zone, u zoni oslanjanja stubova (presek 1-1, slika 7.15) i u zoni spoja grede i stuba, što je i očekivano, ali takođe i u poprečnom preseku grede prve etaže, gde dodatna podužna armatura za prijem negativnih momenata savijanja više nije neophodna (presek 2-2, slika 7.15). Zaostala horizontalna pomeranja vrha okvira iznose 12% i 29% od ciljnog pomeranja u slučaju seizmičkog dejstva izraženog preko 0,2 g i 0,3 g, redom. Poredeći apsolutne vrednosti, zaostala pomeranja su 3,5 puta veća u slučaju seizmičkog dejstva 0,3 g u odnosu na 0,2 g.



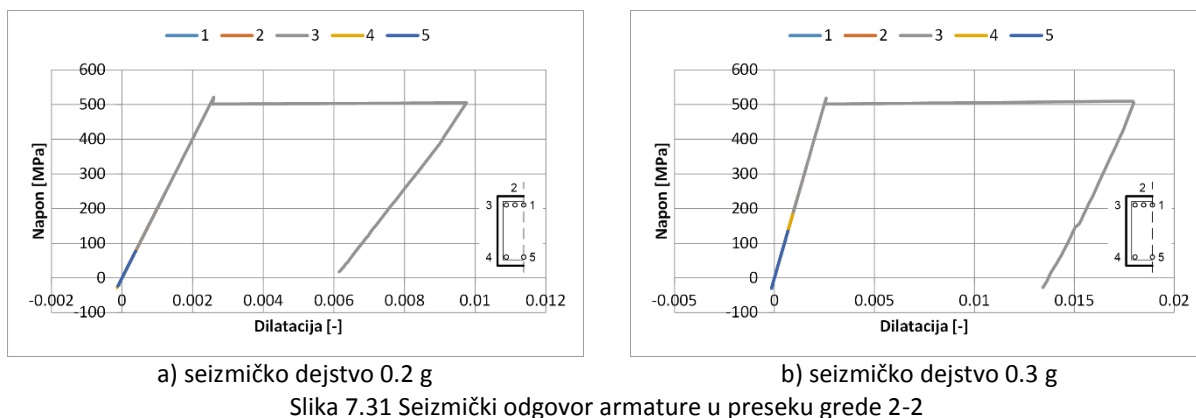
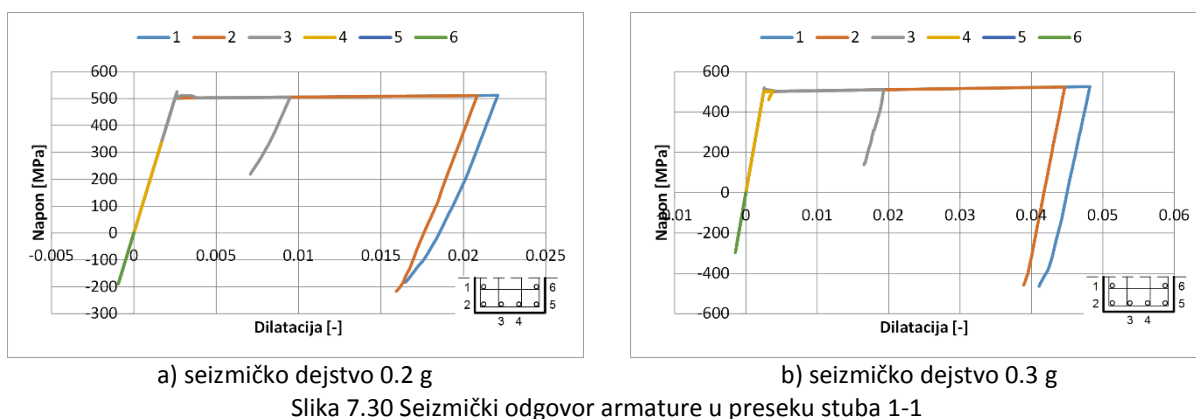
Slika 7.28 Pushover krive do ciljnog opterećenja sa rasterećenjem za slučajeve seizmičkog dejstva 0,2 i 0,3 g



Slika 7.29 Šeme prslina u betonu pri ciljnom pomeranju

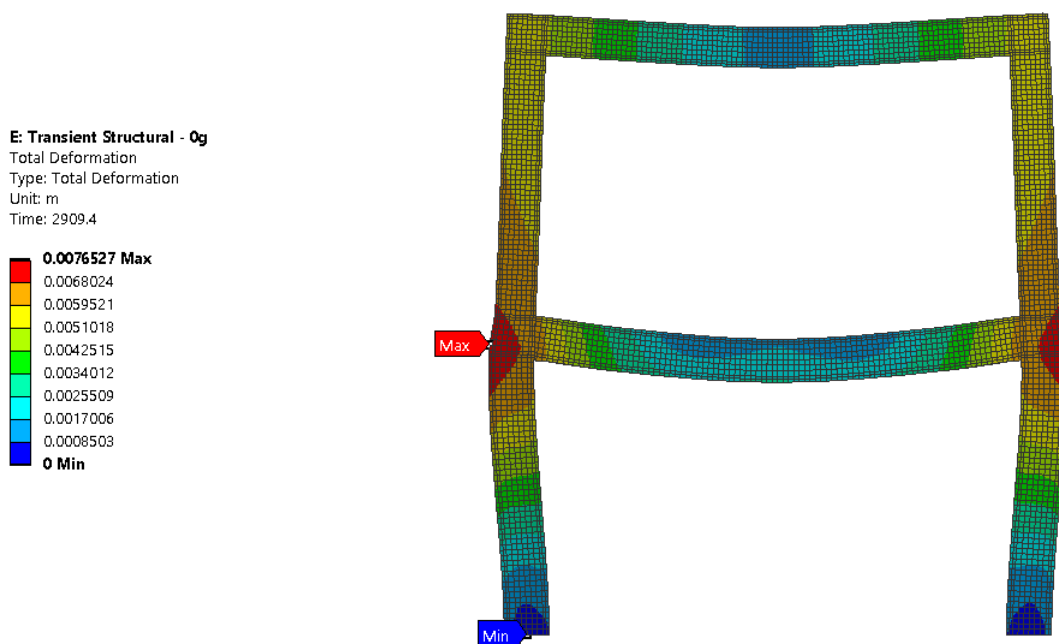
Na slikama 7.30 i 7.31 prikazani su dijagrami napon-dilatacija u podužnim šipkama armature u preseku stuba 1-1 i grede 2-2, redom, za dva slučaja seizmičkog dejstva (sa rasterećenjem). Tečenje armature se najpre javlja u stubu, ali ubrzo zatim i u gredi. Nakon dostizanja graničnih napona, počinju da se razvijaju plastične deformacije, prvo u ugaonim šipkama, a zatim i u susjednim šipkama, usled preraspodele napreznja. Duktilno ponašanja armature tipa C, sa karakterističnim vrednostima dilatacije pri lomu od 7,5% (EN 1992-1-1, 2004), obezbeđuje punu nosivost svih šipki armature. Maksimalne

dostignute ukupne dilatacije u armaturi u slučaju seizmičkog dejstva od 0,3 g su dvostruko veće u poređenju sa dejstvom od 0,2 g. Nakon rasterećenja okvira bočnim silama, napon u najopterećenijim šipkama u preseku 1-1 (šipke „1“ i „2“) prelazi iz stanja zatezanja u stanje pritiska i dostiže dvostruko veće vrednosti u slučaju seizmičkog dejstva 0,3 g u poređenju sa 0,2 g.

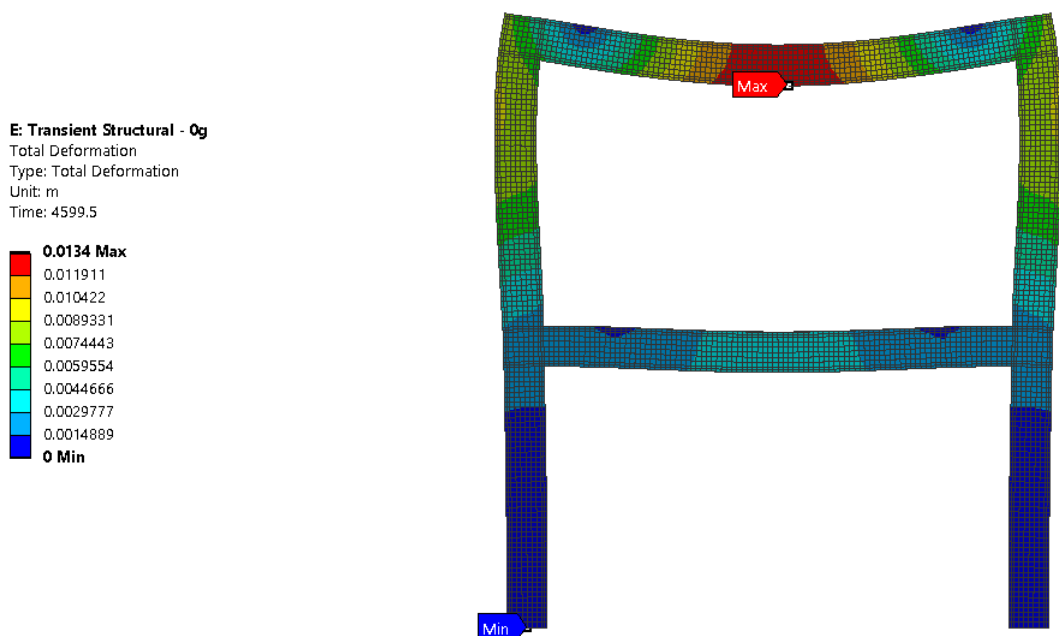


Odgovor konstrukcije na dejstvo požara

Konstrukcija je najpre opterećena samo na dejstvo požara (direktna izloženost požaru), kako bi se kvantifikovao uticaj zemljotresa na ukupan mehanički odgovor okvira. Maksimalna pomeranja za dva požarna scenarija, koja podrazumevaju razvoj požara na prvoj, odnosno drugoj etaži, prikazana su na slici 7.32. Maksimalne apsolutne vrednosti se dostižu nakon 49 i 77 minuta od početka požara, redom.



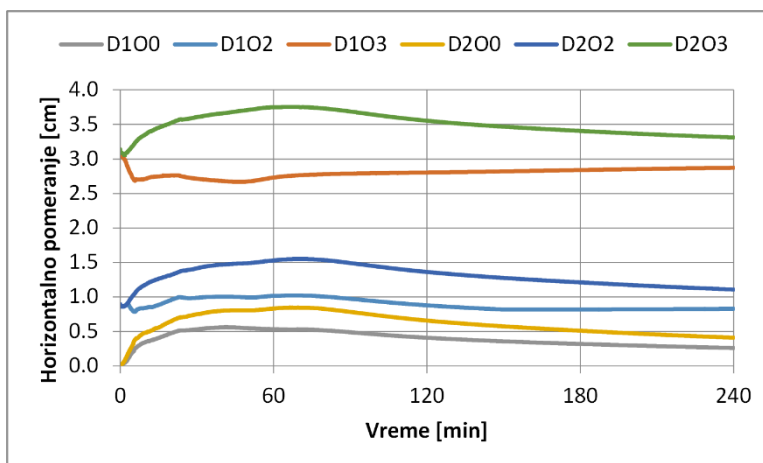
a) požar na prvoj etaži - 49 min



b) požar na drugoj etaži - 77 min

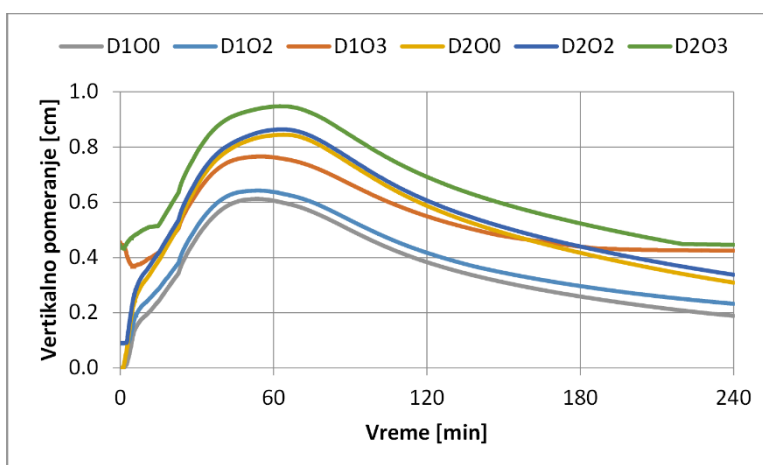
Slika 7.32 Maksimalna pomeranja za dva požarna scenarija i direktnu izloženost požaru

Horizontalna pomeranja u najvećoj meri zavise od termičkog širenja zagrevanih greda i savojne krutosti stubova. Na slici 7.33 je prikazan razvoj maksimalnih horizontalnih pomeranja u toku požara. Pomeranja su veća u slučaju požara na drugoj etaži, s obzirom da su i osnova i vrh izloženih stubova horizontalno elastično pridržani i bočno deformisani usled podužnog izduženja zagrevanih greda. Horizontalne deformacije usled požarnog dejstva zavise od požarnog scenarija, ali primarno od zaostalog naponsko-deformacijskog stanja nakon dejstva zemljotresa.

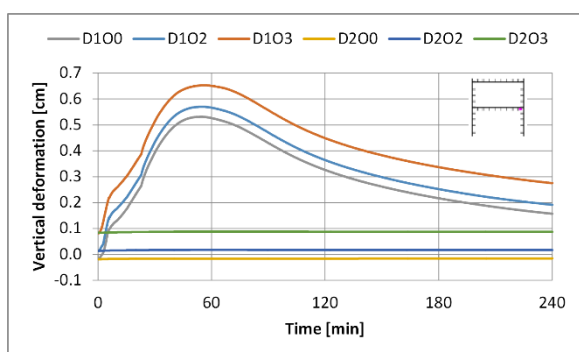


Slika 7.33 Maksimalna horizontalna pomeranja

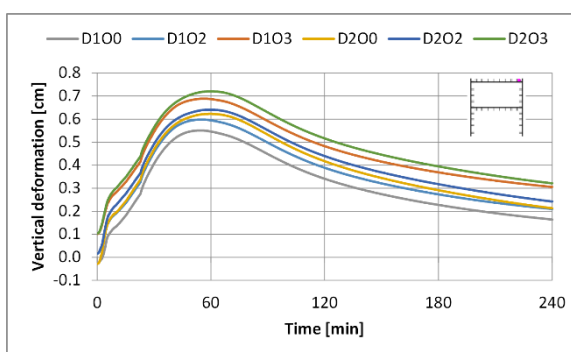
Posmatrajući razvoj maksimalnih vertikalnih pomeranja u toku požara (slika 7.34), može se primetiti da su ekstremne deformacije usmerene suprotno od dejstva gravitacionog opterećenja. Međutim, ove deformacije u velikoj meri potiču od termičkih izduženja stubova. Iako je vertikalno izduženje stubova usled termičkih dilatacija praktično identično u svim analiziranim slučajevima, veća ukupna vertikalna pomeranja u slučaju požarnog scenarija na drugoj etaži u odnosu na požar na prvoj etaži, su posledica manjih napona pritisaka u stubovima druge etaže, usled gravitacionog opterećenja. Na slici 7.35 su prikazana vertikalna pomeranja čvorova na mestu spoja stuba i grede. Pomeranja stubova okvira ispod etaže na kojoj nastaje požar su konstantna, dok deformacije iznad požarnog sektora u najvećoj meri zavise od deformacija stubova direktno izloženih požaru. Veća zaostala vertikalna pomeranja stubova usled seizmičkog dejstva većeg intenziteta, utiču i na veća pomeranja u toku požara.



Slika 7.34 Maksimalna vertikalna pomeranja



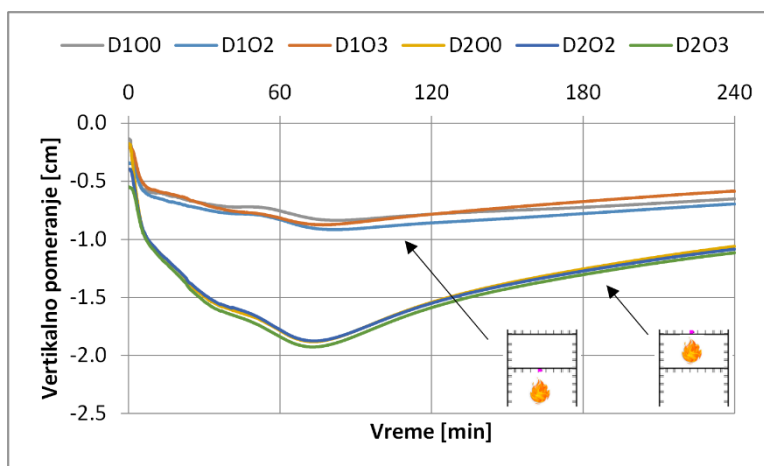
a) vertikalno pomeranje vrha stuba prve etaže



b) vertikalno pomeranje vrha stuba druge etaže

Slika 7.35 Vertikalno pomeranje vrhova stubova u toku požara

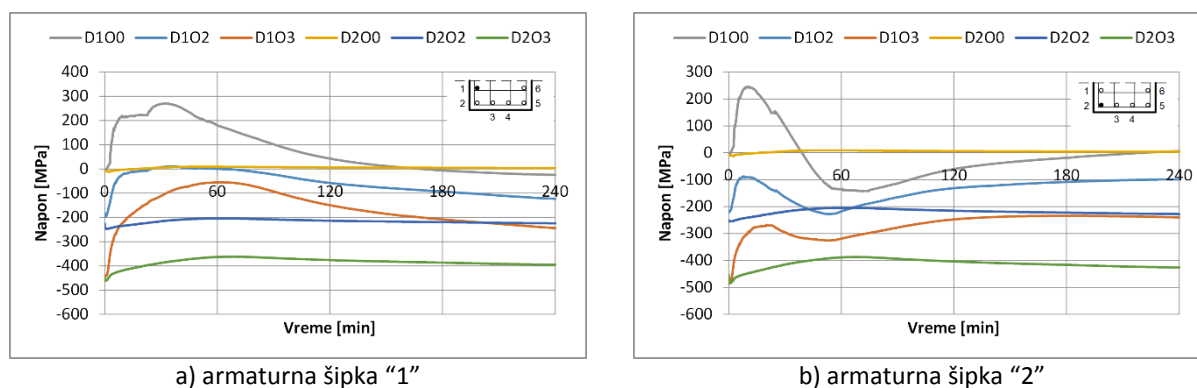
Za određivanje ugiba grede, nije dovoljno posmatrati samo apsolutna vertikalna pomeranja, jer su u njima sadržana i pomeranja grede kao krutog tela, usled posledica deformacija stubova. Relativni ugib može se odrediti oduzimanjem pomeranja krutog tela od ukupnog pomeranja grede u svakom vremenskom koraku. U slučaju požara na drugoj etaži, relativni ugib grede koja ograničava požarni sektor sa gornje strane je oko dva puta veći u poređenju sa požarom na prvoj etaži (slika 7.36), gde na delimično sprečenu rotaciju čvora (veze) između grede i stuba utiču i okolni neizloženi elementi konstrukcije (stubovi druge etaže). Uticaj seizmičkog dejstva na ugib ovih greda je praktično neznačajan.



Slika 7.36 Relativni ugib greda koje okružuju požarni sektor sa gornje strane

Ekstremne vrednosti pomeranja se javljaju u fazi hlađenja požara, pa čak i u fazi nakon potpunog gašenja požara. Deformacije elemenata usled projektnog požara nisu veće od $L/250$, gde je L - raspon pojedinačnih elementa (greda, stub).

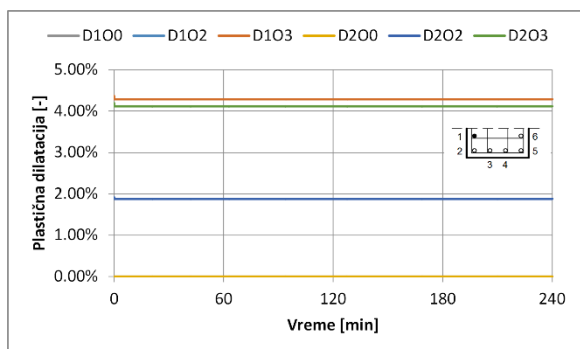
Na slici 7.37 prikazan je razvoj napona u pojedinim šipkama armature u toku požara u preseku 1-1 (slika 7.15). U slučaju požarnog scenarija na drugoj etaži, promena napona u šipkama armature stuba koji sadrži presek 1-1 je mnogo manje izražena u poređenju sa nastankom požara na prvoj etaži, gde je stub direktno izložen požaru. Promena se ogleda u relaksaciji napona usled deformacije opožarenog dela konstrukcije i preraspodele uticaja u elementima nosača, i maksimalno se razlikuje do 20%, u odnosu na naponsko stanje neposredno pre početka požara. Nasuprot tome, u slučaju požara na prvoj etaži, neravnomerno termičko širenje zaštitnog sloja betona i armaturnih šipki, usled sporijeg zagrevanja armature, izaziva dodatne napone zatezanja u šipkama. Negativni naponi nakon rasterećenja okvira bočnim silama se u toku požara redukuju, dok se u slučaju direktne izloženosti požaru, bez prethodnog bočnog opterećenja, javljaju značajni naponi zatezanja. Kako je temperatura u armaturi u toku požara ispod $300\text{ }^{\circ}\text{C}$, bez redukcije granične nosivosti čelika, dodatne plastične deformacije usled požara nisu razvijene (slika 7.38). Promena napona u toku požara je u direktnoj vezi sa promenom elastičnih dilatacija u armaturi (slika 7.39), čiji je udeo u ukupnim mehaničkim dilatacijama u slučaju požara nakon zemljotresa, ispod 5% (slika 7.40).



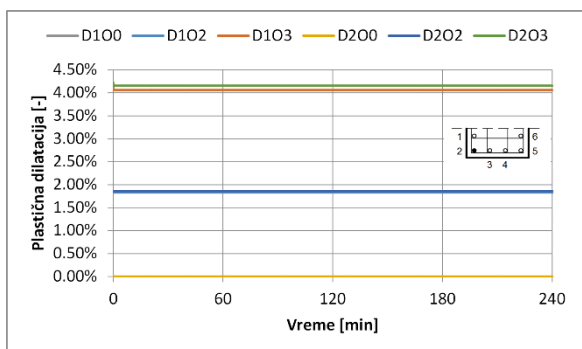
a) armaturna šipka "1"

b) armaturna šipka "2"

Slika 7.37 Razvoj napona u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1

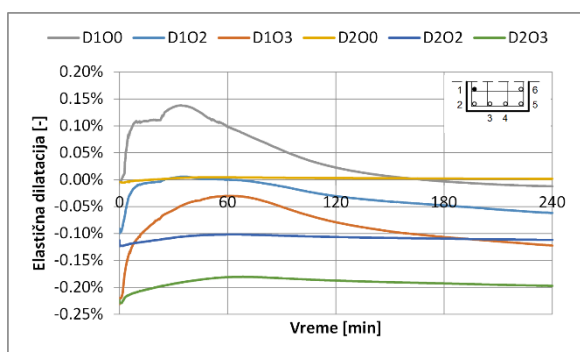


a) armaturna šipka "1"

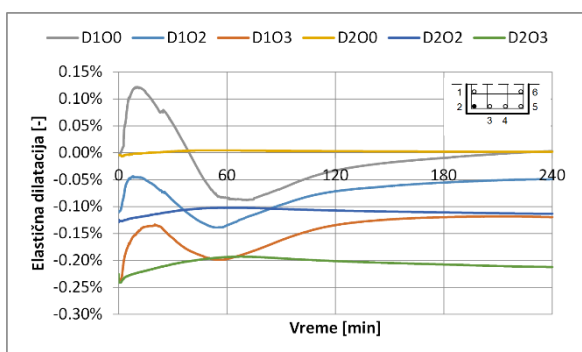


b) armaturna šipka "2"

Slika 7.38 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1

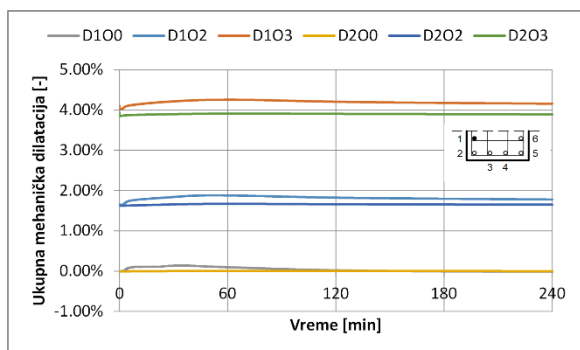


a) armaturna šipka "1"

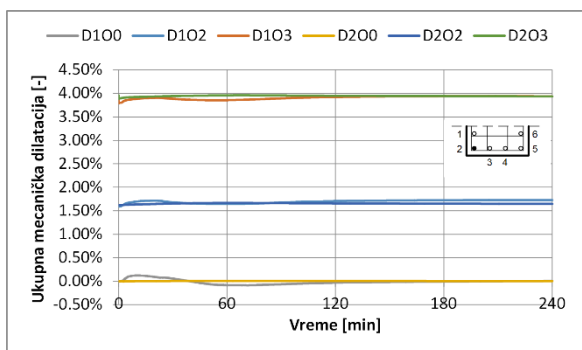


b) armaturna šipka "2"

Slika 7.39 Razvoj elastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1

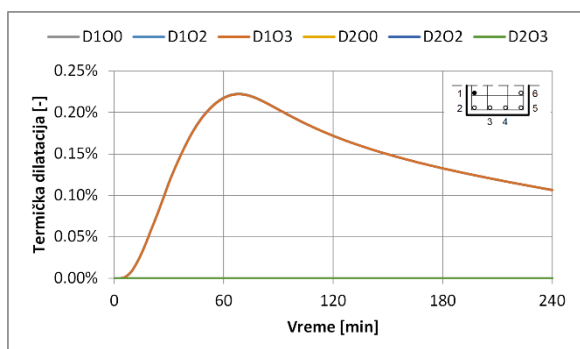


a) armaturna šipka "1"

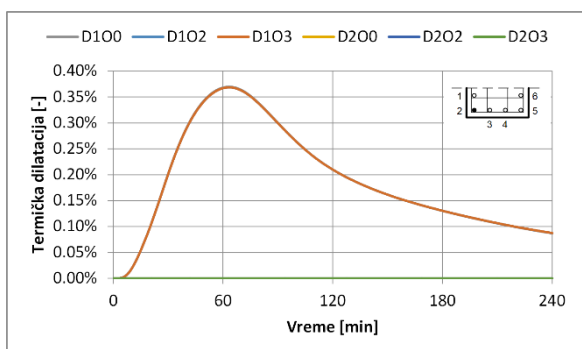


b) armaturna šipka "2"

Slika 7.40 Razvoj ukupnih mehaničkih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1



a) armaturna šipka "1"



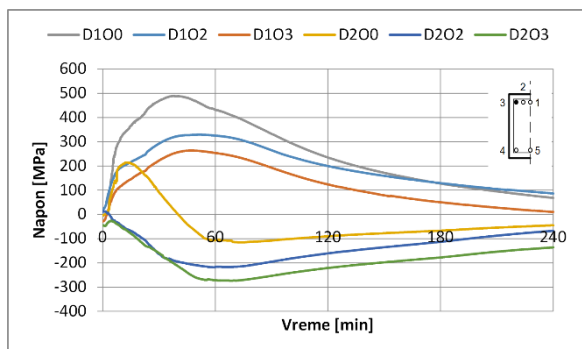
b) armaturna šipka "2"

Slika 7.41 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 1-1

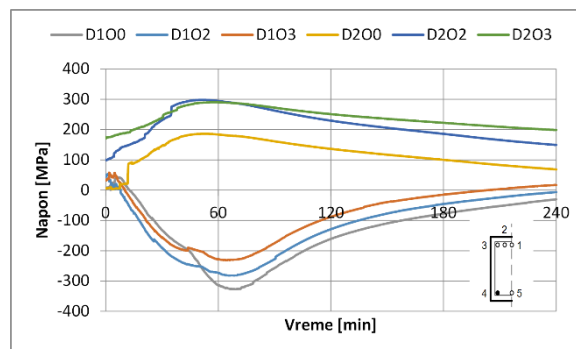
Usled veće temperature u ugaonim šipkama (slika 7.20), javljaju se i veće termičke dilatacije (slika 7.41). Naponi zatezanja koji se javljaju usled termičkog širenja zaštitnog sloja betona su kod ugaonih šipki kraćeg trajanja. Ovome doprinosi smanjena nosivost zaštitnog sloja betona usled temperatura koje su u uglovima preseka u trenutku maksimalne temperature požara, čak za oko 250 °C više u odnosu na

bočne površine betona, i dostižu vrednost od 936 °C. U zavisnosti od tipa agregata, pri temperaturama višim od 700 °C (silikatni), odnosno 805 °C (karbonatni agregat), dolazi do prestanka termičkog širenja betona, čime se posledično sprečava i uticaj na rast napona zatezanja u armaturi koju taj beton obavija.

Na slikama 7.42-7.46 prikazane su redom, promene napona, plastičnih, elastičnih, ukupnih mehaničkih i termičkih dilatacija u toku požara, u ugaonim šipkama „3“ i „4“ u preseku grede 2-2 (slika 7.15). Usled seizmičkog dejstva, tečenje armature javlja se u gornjoj ugaonoj šipki, i za slučaj seizmičkog dejstva 0,3 g, dostignuta ukupna mehanička dilatacija je oko dva puta veća u poređenju sa slučajem dejstva 0,2 g. U slučaju nastanka požara na prvoj etaži, u fazi zagrevanja dolazi do porasta napona zatezanja u gornjoj ugaonoj šipki, dok se u donjoj razvijaju naponi pritiska. Ovaj rast se nastavlja i u fazi hlađenja požara, zbog termičke inercije betona, da bi u jednom trenutku, naponi u armaturi počeli da opadaju. U slučaju nastanka požara na drugoj etaži, situacija je obrnuta. U gornjoj ugaonoj šipki, razvijaju se naponi pritiska, dok je donja ugaona šipka opterećena na zatezanje. Ovaj fenomen je konzistentan sa ranijim zaključcima, na osnovu analiza sprovedenih u okviru poglavlja 6, gde je ustanovljeno da usled požara dolazi do pomeranja dijagrama momenata savijanja u izloženim elementima u smeru prenosa toplote. Naponi su u ugaonim šipkama na neizloženoj strani grede, manji po apsolutnoj vrednosti u slučaju većeg seizmičkog opterećenja, dok su u ugaonim šipkama uz direktno opožarene površine grede, naponi veći u slučaju većeg seizmičkog dejstva. Iako se naponi po apsolutnim vrednostima u toku požara značajno povećavaju i približavaju graničnim, dodatno tečenje armature nije registrovano, i ukupne mehaničke dilatacije po prestanku dejstva požara i hlađenja konstrukcije, praktično se vraćaju u stanje neposredno pre nastanka požara. Bez obzira na istu udaljenost ugaonih šipki od izložene površine betona, maksimalne termičke dilatacije donje šipke su oko 75% veće u poređenju sa gornjom šipkom, zbog izloženosti grede požaru i sa donje i sa bočnih strana, dok je gornja ugaona šipka bočno termički zaštićena od strane međuspratne AB ploče.

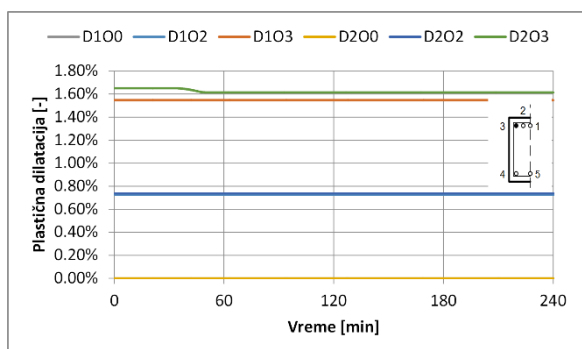


a) armaturna šipka "3"

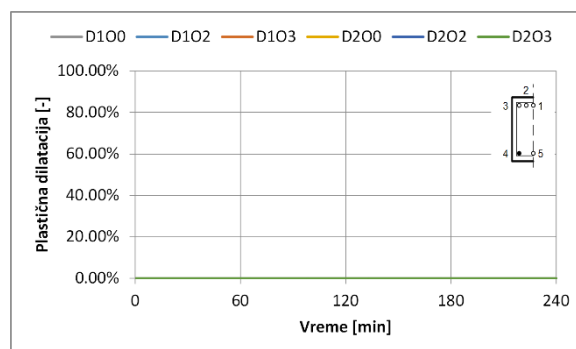


b) armaturna šipka "4"

Slika 7.42 Razvoj napona u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2

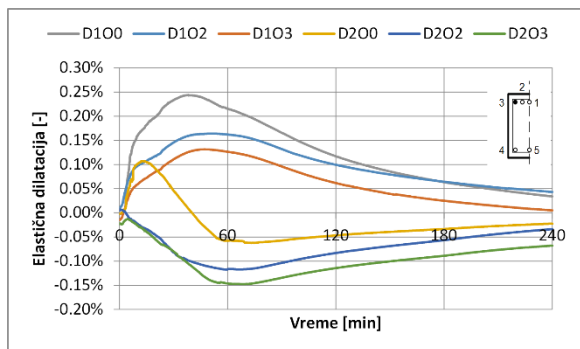


a) armaturna šipka "3"

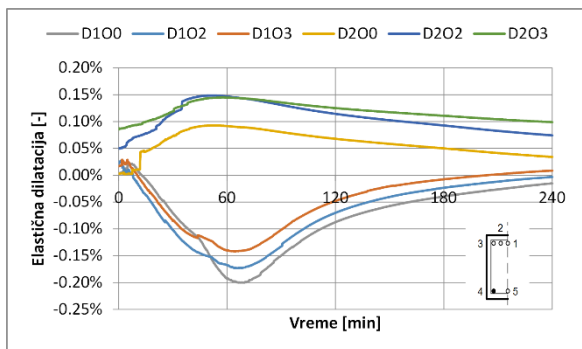


b) armaturna šipka "4"

Slika 7.43 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2

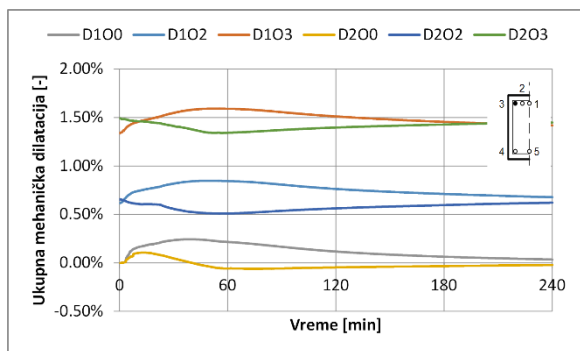


a) armaturna šipka "3"

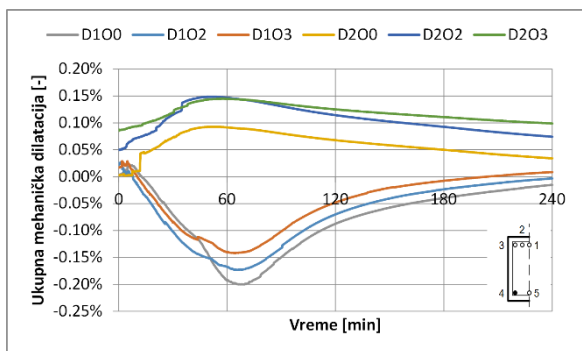


b) armaturna šipka "4"

Slika 7.44 Razvoj elastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2

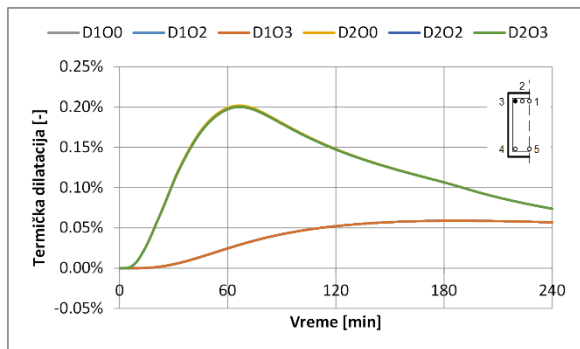


a) armaturna šipka "3"

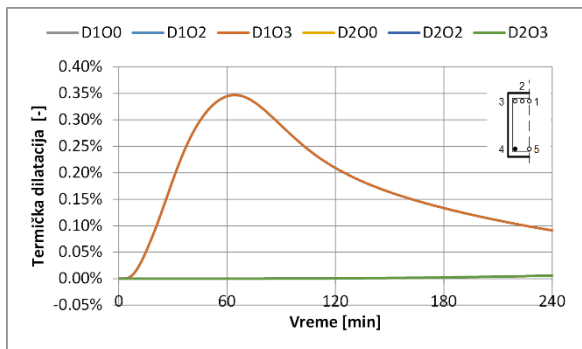


b) armaturna šipka "4"

Slika 7.45 Razvoj ukupnih mehaničkih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2



a) armaturna šipka "3"



b) armaturna šipka "4"

Slika 7.46 Razvoj plastičnih dilatacija u šipkama armature u toku požara u preseku 2-2

8 Završne napomene i zaključci

8.1 Opšte napomene

Pored eksperimentalnih istraživanja koja su najrelevantnija za određivanje ponašanja konstrukcija u uslovima požarnih dejstava, poslednjih godina veliki napor je uložen u razvijanje numeričkih metoda proračuna, najčešće primenom metode konačnih elemenata. Kako požarno dejstvo spada u izrazito incidentno dejstvo, neophodno je korišćenje nelinearnih analiza, kojima se može obuhvatiti realna reprezentacija ponašanja materijala pri povišenim temperaturama. Svojstva materijala koja utiču na prenos toplote (toplotna provodljivost, zapreminska masa i specifična toplota) usled promenljivog spoljašnjeg temperaturnog dejstva (nominalne ili parametarske krive požara) su zavisna od temperature, zbog čega je neophodno da se u tom obliku mogu implementirati u odgovarajući proračunski model. Prenos toplote usled požara ima dinamički karakter i jedino se može obuhvatiti korišćenjem vremenske termičke analize. Kako je procena termičkog odgovora prvi korak u analizi ponašanja konstrukcije u uslovima požarnog dejstva, od izuzetnog je značaja da istorija razvoja temperature unutar svakog konačnog elementa bude dovoljno tačno određena. Rezultati termičkog proračuna, u obliku funkcije zavisne od vremena i prostornih koordinata kojima je definisan geometrijski položaj konačnih elemenata, prenose se u mehanički proračun kao unutrašnje termičko opterećenje elemenata. Degradacija mehaničkih svojstava materijala usled spoljašnjeg opterećenja i povećanja unutrašnje temperature je takođe nelinearna, pri čemu se nelinearnost ispoljava već u prvim minutima trajanja požarnog dejstva. Mehanička svojstva materijala uvode se u proračun preko veza između napona i dilatacija pri povišenim temperaturama i koeficijenta termičkog širenja materijala, koji je takođe zavisan od temperature.

Kompleksnost numeričkog proračuna dodatno je ispoljena preko kontakta između elemenata armature i okolnog betona i kroz materijalni model betona. Prekoračenje napona zatezanja unutar betona nastupa ubrzo po startovanju požarnog dejstva. Formiranje prslina i pad krutosti isprskalnih elemenata, kao i plastično ponašanje betona i čelika u zonama velikih naprezanja, uvode dodatnu numeričku nestabilnost u proračun. Problemi sa konvergencijom proračuna prevazilaze se modifikacijom numeričkih parametara kojima se definiše algoritam proračuna, među kojima je od primarnog značaja veličina inkrementa nanetog opterećenja, odnosno dužina trajanja vremenskog podkoraka u okviru kojeg se menja intenzitet spoljašnjeg mehaničkog i unutrašnjeg termičkog opterećenja. Iz gore navedenih razloga, numerički proračun je izuzetno procesorski zahtevan i u realnom vremenu veoma dugotrajan.

Približne metode proračuna ne obezbeđuju zadovoljavajuće rezultate i nepouzdanе su po pitanju procene požarne otpornosti. Evrokod standardi propisuju metodologiju naprednog proračuna u vidu slučajeva i kombinacija opterećenja prilikom požarnog dejstva, tipova požarnih krivih i empirijskih izraza kojima su definisane zavisnosti pojedinih termičkih i mehaničkih svojstava materijala pri povišenim temperaturama.

Analizirana okvirna konstrukcija (poglavlje 6) dimenzionisana je prema EN 1992-1-1 i EN 1998-1-1 za srednju klasu duktilnosti i seizmičko dejstvo izraženo preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g. Geometrija okvira i usvojene armature je ista u svim analizama, a za određivanje uticaja na odgovor konstrukcije varirani su parametri požarnog scenarija (lokacije požara), intenziteta početnog opterećenja i tipa agregata, usled standardne ISO 834 požarne krive. U svim analizama korišćena je simetrija nosača oko dve ravni simetrije, čime se u značajnoj meri smanjuje vreme trajanja proračuna. U slučaju kombinacije sa seizmičkim dejstvom (poglavlje 7), zbog prirode opterećenja, korišćena je simetrija samo oko jedne ravni. Uticaj zemljotresa na odgovor konstrukcije u toku požara koji sledi neposredno nakon

prestanaka zemljotresa, određen je za dva intenziteta projektnog zemljotresa, izražena preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,2 g i 0,3 g, sa komparacijom rezultata za slučaj dejstva samo požarnog opterećenja. Požarno opterećenje u ovim analizama odgovara parametarskoj požarnoj krivi, koja odgovara geometriji analizirane prostorne konstrukcije i pretpostavljenoj materijalizaciji omotača požarnog sektora.

8.2 Zaključci

Na osnovu metodologija naprednog proračuna konstrukcija u uslovima požarnih dejstava, prema EN 1991-1-2 i EN 1992-1-2, uz dodatnu primenu konstitutivnog modela za troaksijalno naprezanje betona sa primenom „razmazanih“ prslina, i validacije zasnovane na rezultatima eksperimentalne analize, dostupnim u literaturi, može se zaključiti sledeće:

- Softverski paket ANSYS Workbench 16.0, zasnovan na metodi konačnih elemenata, može se koristiti za analizu ponašanja AB okvirnih konstrukcija izloženih požarnim i seizmičkim dejstvima. Program omogućava obuhvatanje nelinearnih termičkih i mehaničkih svojstava betona i čelika u zavisnosti od temperature, što je neophodan uslov za određivanje nelinearnog vremenskog termičkog i mehaničkog odgovora. Eksplicitnim modelovanjem betona (prostornim konačnim elementima) i čelika (linijskim konačnim elementima), omogućena je interakcija između elemenata koji sačinjavaju konstrukciju, a odgovor u obliku temperatura, napona, elastičnih, plastičnih, ukupnih mehaničkih i termičkih dilatacija, moguće je prikazati za svaki konačni element modela nosača.

Na osnovu rezultata dobijenih primenom nelinearne termo-mehaničke analize ponašanja armiranobetonskog okvira izloženog standardnoj požarnoj krivoj, mogu se formulisati sledeći zaključci:

- Armiranobetonska okvirna konstrukcija dimenzionisana prema EN 1992-1-1 i EN 1998-1-1 pokazala se veoma otpornom i u slučaju požara, obezbeđujući funkciju termičke izolovanosti i nosivosti u dovoljno dugačkom periodu vremena. Funkciju razdvajanja nije moguće računski odrediti, već je za tu vrstu provere, neophodno sprovođenje eksperimentalne analize.
- Dijagrami momenata savijanja elemenata izloženih požaru (stubovi i grede) su promenljivi u toku trajanja požara. Sa prodiranjem toplote unutar elemenata, dijagrami se translatorno pomeraju u pravcu i smeru prenosa toplote, omogućavajući identifikaciju potencijalnih kritičnih zona gde su ekstremne vrednosti momenata savijanja i do 4 puta veće od početnih, usled samo gravitacionog opterećenja. U ove zone spadaju poprečni preseki u sredini raspona greda izloženih požaru sa gornje strane i krajnji preseki greda izloženih požaru sa donje strane, kao i preseki pri vrhu bočnih stubova izloženih požaru. Naročitu pažnju treba posvetiti analizi preseka u kojima dolazi do ukidanja glavnih podužnih šipki armature, prema planu armiranja, smanjujući pri tome kapacitet nosivosti preseka na savijanje.
- Varijacija intenziteta aksijalne sile u gredama izloženim požaru dostiže vrednosti i do 8 puta veće nego pri ambijentalnoj temperaturi. Za razliku od greda, aksijalna sila u stubovima je praktično konstantna za vreme trajanja požara.
- Zaštitni sloj betona je ključan za zaštitu glavne podužne armature u smislu termičke izolacije i vremenskog odlaganja povećanja temperature, koja za posledicu ima degradaciju mehaničkih svojstava čelika. Naročitu pažnju treba obratiti na zaštitu betonskog dela preseka od eksplozivnog pucanja betona i direktnog izlaganja armature požaru.
- Usled velikog temperaturnog gradijenta u prvih 15 minuta požara, termičko širenje zaštitnog sloja betona izaziva zatezanje u prvobitno pritisnutim šipkama armature. Nakon dostizanja maksimalnih vrednosti, napon u armaturi počinje da opada sa padom mehaničkih svojstava zaštitnog sloja betona, čime opet dolazi do razvoja napona pritisaka i konačno, do plastičnih deformacija pritisnute armature.

- Redukcija napona u zagrejanj armaturi, usled smanjene nosivosti sa povećanjem temperature, izaziva preraspodelu napona na okolne šipke podužne armature u kojima je niža temperatura i samim tim veća nosivost. Dostizanje granice razvlačenja u zategnutoj armaturi najpre se javlja u polju, u blizini sredine raspona grede izložene požaru sa gornje strane i u krajnjem preseku grede izložene sa donje strane, u blizini središnjeg stuba okvira. Šipke armature u kojima dolazi do razvlačenja su pozicionirane sa suprotne strane opožarene površine grede, pri čemu ostaju u relativno nezagrejanom delu poprečnog preseka.
- Iako dolazi do plastifikacije armature stubova izloženih požaru, granica razvlačenja nije prekoračena. Mogući razlog leži u proceduri projektovanja konstrukcija prema EN 1998-1-1, čime se sprečava pojava nastanka plastičnih zglobova u stubovima u slučaju seizmičkih dejstava, što za posledicu ima povećanje otpornosti konstrukcija izloženih incidentnim dejstvima, u opštem smislu.
- Debljina međuspratne betonske konstrukcije od 15 cm u potpunosti zadovoljava kriterijum izolovanosti požarnog sektora prema EN 1992-1-2.
- Sa povećanjem broja etaže na kojoj se javlja požar, povećavaju se i deformacije elemenata. Najveće deformacije se javljaju u elementima koji su direktno izloženi požaru i okružuju požarni sektor. Globalne deformacije konstrukcije su koncentrisane u nivou požarnog sektora i iznad, dok se ispod nivoa požara javljaju manje deformacije.
- U zavisnosti od tipa agregata, veća horizontalna pomeranja se javljaju u slučaju upotrebe silikatnog agregata, dok su maksimalni relativni ugibi greda veći u slučaju karbonatnog agregata. U svim analiziranim slučajevima, deformacije elemenata usled različitog tipa agregata, razlikuju se do 13%.
- Sa povećanjem početnog nivoa opterećenja, horizontalne deformacije elemenata su praktično iste, dok su vertikalne deformacije greda veće. Povećanjem udela povremenog opterećenja, sa 50% na 80%, ugibi greda se povećavaju do 20%.

Na osnovu rezultata kombinovanja seizmičkog i požarnog dejstva, dobijenih primenom nelinearne statičke „pushover“ analize i termo-mehaničke analize ponašanja armiranobetonskog okvira izloženog parametarskoj požarnoj krivoj, mogu se formulisati sledeći zaključci:

- Materijalni modeli za beton i čelik, predloženi u EN 1992-1-1 i EN 1992-1-2, za proračun seizmičkog, odnosno požarnog odgovora konstrukcije, razlikuju se, pri čemu se najzraženije razlike uočavaju u većem početnom modulu elastičnosti betona i većoj maksimalnoj čvrstoći betona pri pritisku. Iako se dinamička svojstva okvira i „pushover“ krive za dva materijalna modela razlikuju, ciljna pomeranja sračunata korišćenjem N2 metode su praktično ista, i za projektno seizmičko dejstvo dobija se sličan globalni odgovor konstrukcije okvira.
- Parametarska požarna kriva zavisi od geometrijskih karakteristika požarnog sektora, materijala koji ograničavaju požarni sektor, požarnog opterećenja i uslova ventilisanosti. Za razliku od monotono rastuće standardne požarne krive, parametarska požarna kriva je jasno definisana fazom zagrevanja, hlađenja i fazom nakon potpunog gašenja požara. Obuhvatanje svih faza je neophodno pri određivanju odgovora konstrukcije, jer se ekstremni uticaji ne javljaju istovremeno sa spoljašnjim termičkim opterećenjem, usled termičke inercije betona.
- Maksimalna temperatura betona u toku požara javlja se na površini direktno izloženih elemenata, u trenutku maksimalne spoljašnje temperature požara, dok se maksimalna temperatura armature javlja u ugaonim šipkama direktno opožarenih elemenata, nakon potpunog gašenja požara. Usled termičke inercije betona i niske toplotne provodljivosti, zaštitni sloj betona odlaže zagrevanje armature i deluje kao termički izolator, zbog čega maksimalna temperatura u armaturi ostaje ispod 300 °C, iako je maksimalna dostignuta temperatura požara oko 980 °C.
- Temperaturni gradijent je najveći u fazi zagrevanja, u zoni zaštitnog sloja betona direktno izloženih površina elemenata. Usled termičkih dilatacija koje se pri tome razvijaju, javljaju se značajna naprezanja u betonu, koja mogu izazvati prskanje i drobljenje betona i posredno, direktno izlaganje armature požaru.

- Za određivanje ponašanja AB okvira usled kombinovanog seizmičkog i požarnog dejstva, mogu se koristiti materijalni modeli za beton i čelik, prema EN 1992-1-2, u nedostatku eksperimentalnih istraživanja.
- Seizmički odgovor konstrukcije može se odrediti na osnovu statičke „pushover“ analize, u kombinaciji sa N2 metodom. Kvantifikacija oštećenja okvira usled seizmičkog dejstva se sprovodi za stanje maksimalnog opterećenja bočnim silama do ciljnog pomeranja, i za stanje potpuno rasterećene konstrukcije bočnim silama, nakon čega se sprovodi požarna analiza.
- Globalna procena zaostalih deformacija usled seizmičkog dejstva se ogleda u horizontalnim pomeranjima i relativnom odnosu horizontalnih pomeranja susednih etaža u nivou međuspratnih konstrukcija. U slučaju seizmičkog dejstva 0,3 g, sračunata ciljna pomeranja su za 50% veća u odnosu na 0,2 g, zaostala horizontalna pomeranja su 3,5 puta veća i iznose 29% i 12% ciljnog pomeranja, redom.
- Usled seizmičkog dejstva, tečenje armature i plastične deformacije se javljaju najpre u zoni oslanjanja stubova prve etaže, a ubrzo potom i u preseku grede prve etaže, u kojem dolazi do prekida dodatne armature za prijem negativnih momenata zatezanja, prema planu armiranja.
- Dostignute ukupne mehaničke dilatacije u armaturi, pri ciljnom pomeranju, u kritičnim presecima grede i stuba, su dva puta veće za slučaj seizmičkog dejstva izražen preko maksimalnog ubrzanja tla od 0,3 g, u odnosu na 0,2 g.
- Horizontalna pomeranja okvira u toku požara u najvećoj meri zavise od termičkog širenja zagrevanih greda i savojne krutosti stubova. Generalno, usled kombinovanog dejstva, na apsolutne vrednosti horizontalnih pomeranja, najveći uticaj imaju zaostala naponsko-deformacijska stanja neposredno nakon dejstva zemljotresa.
- Na maksimalna vertikalna pomeranja okvira utiče naponsko stanje stubova usled gravitacionog opterećenja i termičko izduženje zagrevanih stubova. Apsolutna vertikalna pomeranja su veća sa porastom etaže na kojoj nastaje požar, odnosno sa smanjenjem aksijalnog napona pritiska u stubovima. Veća zaostala vertikalna pomeranja stubova usled seizmičkog dejstva većeg intenziteta indukuju veća pomeranja u toku požara.
- Relativni ugib grede koja ograničava požarni sektor sa gornje strane je dva puta veći u slučaju požarnog scenarija na drugoj etaži, u odnosu na prvu. Na manji ugib grede prve etaže utiče krutost veze stuba i grede, koja je veća zbog dodatne krutosti neizloženih stubova druge etaže. Uticaj seizmičkog dejstva na relativni ugib ovih greda je praktično zanemarljiv. Ekstremne vrednosti pomeranja se javljaju nakon potpunog gašenja požara.
- U slučaju požarnog scenarija na drugoj etaži, dolazi do redukcije napona u prethodno najopterećenijim armaturnim šipkama u kritičnoj zoni stuba, u iznosu do 20%. Promene intenziteta napona su daleko izraženije u slučaju požara na prvoj etaži i direktne izloženosti kritične zone stuba. Usled požara, indukuju se značajni naponi zatezanja. Negativni naponi koji se javljaju pri rasterećenju okvira bočnim silama, a koji su oko dva puta veći u slučaju seizmičkog dejstva 0,3 g, u odnosu na 0,2 g, značajno se redukuju u toku požara. U slučaju direktne izloženosti požaru (bez seizmičkog dejstva), pri čemu su aksijalni naponi u armaturi stuba minimalni pre početka požara, dolazi do značajnog povećanja napona zatezanja, ali bez prekoračenja granice proporcionalnosti, za dati tip parametarske požarne krive.
- Udeo elastičnih dilatacija u ukupnim mehaničkim dilatacijama u slučaju požara nakon zemljotresa, u armaturnim šipkama u kritičnom preseku stuba, je ispod 5%.
- Usled veće temperature u ugaonim šipkama u odnosu na okolne šipke kod direktno izloženih elemenata, javljaju se i veće termičke dilatacije. Kod ugaonih šipki armature grede, maksimalne termičke dilatacije donje šipke su oko 75% veće u poređenju sa gornjom šipkom, zbog izloženosti grede požaru i sa donje i sa bočnih strana, dok je gornja ugaona šipka bočno termički zaštićena od strane međuspratne armiranobetonske ploče.
- Pomeranje dijagrama momenata savijanja grede u smeru prenosa toplote u toku požarnog dejstva, izaziva značajne promene naponskog stanja armature u kritičnoj zoni grede prve etaže. U slučaju požara na prvoj etaži dolazi do razvoja napona zatezanja u gornjim šipkama armature i napona pritiska u donjim šipkama, dok je situacija obrnuta u slučaju nastanka požara na drugoj

etaži. Bez obzira na intenzitet seizmičkog dejstva, požarno dejstvo ne izaziva dodatne plastične deformacije armature.

- Naponi su u ugaonim šipkama na neizloženoj strani grede, manji po apsolutnoj vrednosti u slučaju većeg seizmičkog opterećenja, dok su u ugaonim šipkama uz direktno opožarene površine grede, naponi veći u slučaju većeg seizmičkog dejstva.
- Iako seizmičko dejstvo izaziva oštećenja konstrukcije, u vidu zaostalih deformacija i plastifikacije pojedinih šipki armature u kritičnim presecima elemenata stubova i greda, nosivost okvira nije narušena naknadnim požarnim dejstvom karakterističnim za konkretan tip konstrukcije i požarni sektor.

8.3 Pravci daljih istraživanja

Daljim istraživanjima armiranobetonskih okvirnih konstrukcija izloženih požarnim i/ili seizmičkim dejstvima, predviđa se formiranje baze podataka materijala (beton, čelik), prema klasama definisanim u okviru Evrokod standarda, pogodne za interpretaciju od strane softverskog paketa ANSYS Workbench. Izborom odgovarajućih ulaznih parametara, utvrdio bi se uticaj izbora pojedinačnih svojstava materijala na sveobuhvatni odgovor okvirnih konstrukcija, poput: toplotne provodljivosti, zapreminske mase, relativne vlažnosti betona, klase betona i čelika.

Prostorne okvirne konstrukcije, pored stubova i greda, čine i međuspratne površinske konstrukcije, čiji je uticaj na odgovor nosača izloženih požaru još uvek nedovoljno istražen.

Na lokalnom nivou, poboljšanje numeričkog modela može se ostvariti uvođenjem konstitutivnih veza između armature i lokalnog betona, kako bi se obuhvatili efekti proklizavanja armaturnih šipki.

Eksperimentalna istraživanja su od krucijalnog značaja za sticanje novih saznanja i validaciju naprednih numeričkih modela, i kao takva su neophodna i neizostavna u okviru daljih istraživanja.

9 Literatura

- [1] 89/106/CEE, Directive. (1988). *Construction Product Directive*. Construction of European Community.
- [2] Almand, K. (2012). *Structural Fire Resistance Experimental Research*. Springer.
- [3] Anderberg, Y., & Thelandersson, S. (1976). *Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures: 2. Experimental Investigation and Material Behavior Model* (T. Bulletin 54). Lund: Division of Structural, Mechanical and Concrete Construction, Lund Institute of Technology.
- [4] ANSYS® Academic Teaching Mechanical. (2015). *ANSYS Help Documentation, Release 16.0*. Canonsburg: ANSYS, Inc.
- [5] ASTM A36-76a. (1977). *Standard Specification for Carbon Structural Steel*. American Society for Testing and Materials.
- [6] ASTM E-119-08a. (2008). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. American Society for Testing and Materials.
- [7] Audouin, L., Chandra, L., Consalvi, J.-L., Gay, L., Gorza, E., Hohm, V., . . . Van-Hees, P. (2011). Quantifying differences between computational results and measurements in the case of a large-scale well-confined fire scenario. *Nuclear Engineering and Design*, 241, 18-31.
- [8] Bailey, C., & Ellobody, E. (2009). Whole-Building Behaviour of Bonded Post-Tensioned Concrete Floor Plates Exposed to Fire. *Engineering Structures*, 31, 1800-1810.
- [9] Bajc, U., Saje, M., Planinc, I., & Bratina, S. (2015). Semi-Analytical Buckling Analysis of Reinforced Concrete Columns Exposed to Fire. *Fire Safety Journal*, 71, 110-122.
- [10] Bamonte, P., & Monte, F. (2015). Reinforced Concrete Columns Exposed to Standard Fire: Comparison among Different Constitutive Models for Concrete at High Temperature. *Fire Safety Journal*, 71, 310-323.
- [11] Bangash, M., Al-Obaid, Y., & Bangash, F. (2014). *Fire Engineering of Structures*. Springer.
- [12] Bažant, Z. (1983). Mathematical Model for Creep and Thermal Shrinkage of Concrete at High Temperature. *Nuclear Engineering and Design*, 76, 183-191.
- [13] Bažant, Z. (2002). Concrete Fracture Models: Testing and Practise. *Engineering Fracture Mechanics*, 69, 165-205.
- [14] Bažant, Z., & Kaplan, M. (1996). *Concrete at High Temperatures, Material Properties and Mathematical Models*. Longman Group Limited.
- [15] Bažant, Z., & Oh, B. (1983). Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materials and Structures*, 16, 155-177.
- [16] Behnam, B., Lim, P. J., & Ronagh, H. R. (2015). Plastic Hinge Relocation in Reinforced Concrete Frames as a Method of Improving Post-earthquake Fire Resistance. *Structures*, 2, 21-31.
- [17] Bergheau, J.-M., & Fortunier, R. (2008). *Finite Element Simulation of Heat Transfer*. John Wiley & Sons, Inc.
- [18] Blagojević, M., & Pešić, D. (2011). A New Curve for Temperature-Time Relationship in Compartment Fire. *Thermal Science*, 15(2), 339-352.
- [19] Bratina, S., Čas, B., Saje, M., & Planinc, I. (2005). Numerical Modelling of Behaviour of Reinforced Concrete Columns in Fire and Comparison with Eurocode 2. *International Journal of Solids and Structures*, 42, 5715-5733.
- [20] Bratina, S., Saje, M., & Planinc, I. (2007). The Effects of Different Strain Contributions on the Response of RC Beams in Fire. *Engineering Structures*, 29, 418-430.
- [21] Bresler, B. (1985). Analytical Prediction of Structural Response to Fire. *Fire Safety Journal*, 9, 103-117.
- [22] Cadorin, J., Pintea, D., & Franssen, J. (2001). *The Design Fire Tool OZone V2.0 - Theoretical Description and Validation On Experimental Fire Tests*. Liege: Université de Liège, département M&S.

- [23] Cadorin, J.-F. (2001). *On the Application Field of Ozone V2, Rapport Interne N°M&S/2002-003*. Département des Structures University of Liège, Belgium.
- [24] Cadorin, J.-F., & Franssen, J.-M. (2003). A Tool to Design Steel Elements Submitted to Compartment Fires –Ozone V2. Part 1: Pre- and Post-Flashover Compartment Fire Model. *Fire Safety Journal*, 38, 395-427.
- [25] Cadorin, J.-F., Pintea, D., Dotreppe, J.-C., & Franssen, J.-M. (2003). A Tool to Design Steel Elements Submitted to Compartment Fires –Ozone V2. Part 2: Methodology and application. *Fire Safety Journal*, 38, 429-451.
- [26] Caldas, R., Sousa, J. J., & Fakury, R. (2010). Interaction Diagrams for Reinforced Concrete Sections Subjected to Fire. *Engineering Structures*, 32, 2832-2838.
- [27] CEB-FIP. (1993). *CEB-FIP Model Code 90*. Thomas Telford Limited.
- [28] CEB-FIP. (1999). *Structural Concrete, Textbook on Behaviour, Design and Performance* (T. Volume 3). (G. L. Balázs, Ur.) International Federation for Structural Concrete (fib).
- [29] CEB-FIP. (1999). *Structural Concrete, Textbook on Behaviour, Design and Performance, Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990* (T. Volume 1). (G. L. Balázs, Ur.) International Federation for Structural Concrete (fib).
- [30] CEB-FIP. (2007). *Fire Design of Concrete Structures - Materials, Structures and Modelling* (T. Bulletin 38). International Federation for Structural Concrete (fib).
- [31] CEB-FIP. (2008). *Fire Design of Concrete Structures - Structural Behaviour and Assessment* (T. Bulletin 46). International Federation for Structural Concrete (fib).
- [32] CEB-FIP. (2010). *Structural Concrete, Textbook on Behaviour, Design and Performance* (T. Volume 4). (G. L. Balázs, Ur.) International Federation for Structural Concrete (fib).
- [33] Chan, Y., Luo, X., & Sun, W. (2000). Compressive Strength and Pore Structure of High-Performance Concrete after Exposure to High Temperature up to 800°C. *Cement and Concrete Research*, 30, 247-251.
- [34] Chan, Y., Luo, X., & Sun, W. (2000). Effect of High Temperature and Cooling Regimes on the Compressive Strength and Pore Properties of High Performance Concrete. *Construction and Building Materials*, 14, 261-266.
- [35] Chan, Y., Peng, G., & Anson, M. (1999). Residual Strength and Pore Structure of High-Strength Concrete and Normal Strength Concrete after Exposure to High Temperatures. *Cement and Concrete Composites*, 21, 23-27.
- [36] Choi, E., & Shin, Y. (2011). The Structural Behavior and Simplified Thermal Analysis of Normal-Strength and High-Strength Concrete Beams under Fire. *Engineering Structures*, 33, 1123-1132.
- [37] Cook, R., Malkus, D., Plesha, M., & Witt, R. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley & Sons, Inc.
- [38] Cox, G. (1987). Simulating Fires in Buildings by Computer – the State of the Art. *Journal of the Forensic Science Society*, 27, 175-188.
- [39] Cox, G. (1994). The Challenge of Fire Modelling. *Fire Safety Journal*, 23, 123-132.
- [40] Cvetkovska, M. (2002). *Nonlinear Stress Strain Behaviour of RC Elements and Plane Structures Exposed to Fire* (T. Doctoral dissertation). Skopje: Civil Engineering Faculty in Skopje, "Ss. Cyril and Methodius" University.
- [41] Cvetkovska, M. (2006). Termička analiza na optočniot tunel na lačnata brana "Sv. Petka". *Zbornik radova Građevinskog fakulteta*, 15, 187-192.
- [42] Cvetkovska, M., & Lazarov, L. (2010). Examination, Assessment and Repair of RC Structure Damaged by Fire. *Proceedings of the Final COST Action C26 Conference*, 757-762.
- [43] Cvetkovska, M., Todorov, K., & Lazarov, L. (2013). Axial Restraint Effects on Fire Resistance of Statically Indeterminate RC Beams. *Journal of Structural Fire Engineering*, 4, 47-58.
- [44] Denoël, J.-F. (2007). *Fire Safety and Concrete Structures*. Federation of Belgian Cement Industry.
- [45] Di Capua, D., & Mari, A. (2007). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Cross-Sections Exposed to Fire. *Fire Safety Journal*, 42, 139-149.
- [46] Ding, J., & Wang, Y. (2008). Realistic Modelling of Thermal and Structural Behaviour of Unprotected Concrete Filled Tubular Columns in Fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1086-1102.

- [47] Du, Y., & Guo-Qiang, L. (2012). A New Temperature-Time Curve for Fire-Resistance Analysis of Structures. *Fire Safety Journal*, 54, 113-120.
- [48] Dwaikat, M., & Kodur, V. (2008). A Numerical Approach for Modeling the Fire Induced Restraint Effects in Reinforced Concrete Beams. *Fire Safety Journal*, 43, 291-307.
- [49] Dwaikat, M., & Kodur, V. (2009). Response of Restrained Concrete Beams under Design Fire Exposure. *Journal of Structural Engineering*, 135(11), 1408-1417.
- [50] Dwaikat, M., & Kodur, V. (2013). A Simplified Approach for Predicting Temperatures in Fire Exposed Steel Members. *Fire Safety Journal*, 55, 87-96.
- [51] Džolev, I., Cvetkovska, M., Lađinović, Đ., Radonjanin, V., & Rašeta, A. (2015). Thermal analysis of concrete members subjected to fire according to EN 1991-1-2 & EN 1992-1-2. *13th International Scientific Conference iNDiS 2015* (str. 708-715). Novi Sad: Faculty of Technical Sciences.
- [52] Džolev, I., Cvetkovska, M., Lađinović, Đ., Radonjanin, V., & Rašeta, A. (2016, September 15-17). Fire analysis of a simply supported reinforced concrete beam using Ansys Workbench. *8th Symposium 2016 Association of Structural Engineers of Serbia*, 322-327.
- [53] El-Fitiany, S., & Youssef, M. (2009). Assessing the Flexural and Axial Behaviour of Reinforced Concrete Members at Elevated Temperatures Using Sectional Analysis. *Fire Safety Journal*, 44, 691-703.
- [54] El-Fitiany, S., & Youssef, M. (2014). Interaction Diagrams for Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections. *Engineering Structures*, 70, 246-259.
- [55] Ellobody, E., & Bailey, C. (2009). Modelling of Unbonded Post-Tensioned Concrete Slabs under Fire Conditions. *Fire Safety Journal*, 44, 159-167.
- [56] EN 1990. (2002). *Basis of Structural Design*. European Committee for Standardization.
- [57] EN 1991-1-2. (2002). *Actions on Structures, General Actions, Actions on Structures Exposed to Fire*. European Committee for Standardization.
- [58] EN 1992-1-1. (2004). *Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization.
- [59] EN 1992-1-2. (2004). *Design of Concrete Structures, General Rules, Structural Fire Design*. European Committee for Standardization.
- [60] EN 1993-1-2. (2002). *Design of Steel Structures, General Rules, Structural Fire Design*. European Committee for Standardization.
- [61] EN 1994-1-2. (2003). *Design of Composite Steel and Concrete Structures, General Rules, Structural Fire Design*. European Committee for Standardization.
- [62] EN 1998-1-1. (2004). *Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization.
- [63] Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
- [64] Firmo, J., Correia, J., & Bisby, L. (2015). Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review. *Composites Part B*, 80, 198-216.
- [65] Fletcher, I., Welch, S., Torero, J., Carvel, R., & Usmani, A. (2007). Behaviour of Concrete Structures in Fire. *Thermal Science*, 11(2), 37-52.
- [66] Folić, R., Radonjanin, V., & Malešev, M. (2002). The Assessment of the Structure of Novi Sad Open University Damaged in a Fire. *Construction and Building Materials*, 16, 427-440.
- [67] Fontana, M., Frangi, A., & Knobloch, M. (Urednici). (2012). *Structures in Fire*, Seventh International Workshop. (str. 1-855). Zurich: ETH Zurich.
- [68] Franssen, J.-M. (1990). The Unloading of Building Materials Submitted to Fire. *Fire Safety Journal*, 16, 213-227.
- [69] Franssen, J.-M. (Ur.). (2000). *Structures in Fire*, First International Workshop. (str. 1-345). Copenhagen: Danish Institute of Fire Technology.
- [70] Franssen, J.-M. (2005). SAFIR: A Thermal/Structural Program for Modeling Structures Under Fire. *Engineering Journal - AISC*, 42(3), 143-158.
- [71] Franssen, J.-M., & Vila Real, P. (2012). *Fire Design of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.

- [72] Franssen, J.-M., Benichou, N., Kodur, V., & Sultan, M. (Urednici). (2004). Structures in Fire, Third International Workshop. (str. 1-469). Ottawa, Ontario: National Research Council of Canada.
- [73] Franssen, J.-M., Schleich, J.-B., Cajot, L.-G., & Azpiazu, W. (1996). A Simple Model for the Fire Resistance of Axially Loaded Members – Comparison with Experimental Results. *Journal of Constructional Steel Research*, 37(3), 175-204.
- [74] Gao, W., Dai, J.-G., Teng, J., & Chen, G. (2013). Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire. *Engineering Structures*, 52, 488-501.
- [75] Gawin, D., Pesavento, F., & Schrefler, B. (2006). Modelling Damage Processes of Concrete at High Temperature with Thermodynamics of Multi-Phase Porous Media. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 44(3), 505-532.
- [76] Gawin, D., Pesavento, F., & Schrefler, B. (2011). What Physical Phenomena can be Neglected when Modelling Concrete at High Temperature? A Comparative Study. Part 1: Physical Phenomena and Mathematical Model. *International Journal of Solids and Structures*, 48, 1927-1944.
- [77] Gawin, D., Pesavento, F., & Schrefler, B. (2011). What Physical Phenomena can be Neglected when Modelling Concrete at High Temperature? A Comparative Study. Part 2: Comparison between Models. *International Journal of Solids and Structures*, 48, 1945-1961.
- [78] Gernay, T., & Franssen, J.-M. (2012). A Formulation of the Eurocode 2 Concrete Model at Elevated Temperature that includes an Explicit Term for Transient Creep. *Fire Safety Journal*, 51, 1-9.
- [79] Gernay, T., & Franssen, J.-M. (2015). A Plastic-Damage Model for Concrete in Fire: Applications in Structural Fire Engineering. *Fire Safety Journal*, 71, 268-278.
- [80] Gernay, T., Millard, A., & Franssen, J.-M. (2013). A Multiaxial Constitutive Model for Concrete in the Fire Situation: Theoretical Formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 50, 3659-3673.
- [81] Gunnarsson, A. (2013). *Bearing Capacity, Relaxation and Finite Element Simulation for Prestressed Concrete Beams Reinforced with BFRP Tendons* (T. Master of Science in Civil Engineering with specialization in Structural Design). Reykjavik: School of Science and Engineering at Reykjavik University.
- [82] Harmathy, T., & Sultan, M. (1988). Correlation between the Severities of the ASTM E119 and ISO 834 Fire Exposures. *Fire Safety Journal*, 13, 163-168.
- [83] Hawileh, R., & Naser, M. (2012). Thermal-Stress Analysis of RC Beams Reinforced with GFRP Bars. *Composites: Part B*, 43, 2135-2142.
- [84] Hawileh, R., Naser, M., Zaidan, W., & Rasheed, H. (2009). Modeling of Insulated CFRP-Strengthened Reinforced Concrete T-Beam Exposed to Fire. *Engineering Structures*, 31, 3072-3079.
- [85] Hawileh, R., Rahman, A., & Tabatabai, H. (2010). Nonlinear Finite Element Analysis and Modeling of a Precast Hybrid Beam–Column Connection Subjected to Cyclic Loads. *Applied Mathematical Modelling*, 34, 2562-2583.
- [86] Hosser, D. (Ur.). (2012). *Brandschutz in Europa - Bemessung nach Eurocodes*. DIN Deutsches Institut für Normung.
- [87] Hosser, D. (Ur.). (2013). Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013, 27. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis. (str. 1-413). Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB).
- [88] Hou, X., Zheng, W., & Kodur, V. (2013). Response of Unbonded Prestressed Concrete Continuous Slabs under Fire Exposure. *Engineering Structures*, 56, 2139-2148.
- [89] Huang, Z. (2010). Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire. *Engineering Structures*, 32, 3660–3669.
- [90] Huang, Z. (2010). The Behaviour of Reinforced Concrete Slabs in Fire. *Fire Safety Journal*, 45, 271-282.
- [91] Huang, Z., Burgess, I., & Plank, R. (2006). Behaviour of Reinforced Concrete Structures in Fire. *Structures in Fire, Fourth International Workshop*, 561-572.
- [92] Isailović, M. (2007). *Tehnički propisi o zaštiti od požara i eksplozija*. Savez mašinskih i elektrotehničkih inženjera i tehničara Srbije (SMEITS).

- [93] ISO 834. (1975). *Fire Resistance Test - Elements of Building Construction*. International Standard 834.
- [94] Jau, W.-C., & Huang, K.-L. (2008). A Study of Reinforced Concrete Corner Columns after Fire. *Cement & Concrete Composites*, 30, 622-638.
- [95] Jelinek, T., Zania, V., & Giuliani, L. (2017). Post-earthquake fire resistance of steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 774-782.
- [96] Jiang, J., & Usmani, A. (2013). Modeling of Steel Frame Structures in Fire Using OpenSees. *Computers and Structures*, 118, 90-99.
- [97] Jiang, Y., Usmani, A., & Welch, S. (2011, April 29). Development of heat transfer modelling capability in OpenSEES for structures in fire. *Application of Structural Fire Design*, 324-329.
- [98] Jonaitis, B., & Papinigis, V. (2005). Effect of Long-Term Loading and Fire Temperatures on Mechanical Properties of Concrete. *Journal of Civil Engineering and Management*, 11(4), 283-288.
- [99] Kamath, P., Sharma, U. K., Kumar, V., Bhargava, P., Usmani, A., Singh, B., . . . Pankaj, P. (2015). Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame. *Fire Safety Journal*, 73, 1-19.
- [100] Kequan, Y., Juangtao, Y., & Zhoudao, L. (2014). Determination of Residual Fracture Parameters of Post-Fire Normal Strength Concrete Up to 600 °C using an Energy Approach. *Construction and Building Materials*, 73, 610-617.
- [101] Houry, G. A. (Ur.). (2007). *Fire Design of Concrete Structures - Materials, Structures and Modelling* (T. Bulletin 38). International Federation for Structural Concrete (fib).
- [102] Houry, G. (Ur.). (n.d.). *Fire Design of Concrete Structures – Materials, Structures and Modelling*. 2007: International Federation for Structural Concrete (fib).
- [103] Kleut, N. (2013). *Požari i njihova dejstva*. Beograd: AGM knjiga.
- [104] Klingsch, E. (2014). *Explosive spalling of concrete in fire*. Zürich: Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [105] Kodur, V. (2014). Properties of Concrete at Elevated Temperatures. *ISRN Civil Engineering*, 1-15. doi:<http://dx.doi.org/10.1155/2014/468510>
- [106] Kodur, V., & Agrawal, A. (2016). An Approach for Evaluating Residual Capacity of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire. *Engineering Structures*, 110, 293-306.
- [107] Kodur, V., & Dwaikat, M. (2011). Design Equation for Predicting Fire Resistance of Reinforced Concrete Beams. *Engineering Structures*, 33, 602-614.
- [108] Kodur, V., & Franssen, J.-M. (Urednici). (2010). *Structures in Fire*, Sixth International Workshop. (str. 1-1046). East Lansing, Michigan: Michigan State University.
- [109] Kodur, V., Dwaikat, M., & Raut, N. (2009). Macroscopic FE Model for Tracing the Fire Response of Reinforced Concrete Structures. *Engineering Structures*, 31, 2368-2379.
- [110] Kodur, V., Naser, M., Pakala, P., & Varma, A. (2013). Modeling the Response of Composite Beam-Slab Assemblies Exposed to Fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 80, 163-173.
- [111] Kodur, V., Pakala, P., & Dwaikat, M. (2010). Energy Based Time Equivalent Approach for Evaluating Fire Resistance of Reinforced Concrete Beams. *Fire Safety Journal*, 45, 211-220.
- [112] Kodur, V., Yu, B., & Dwaikat, M. (2013). A Simplified Approach for Predicting Temperature in Reinforced Concrete. *Fire Safety Journal*, 56, 39-51.
- [113] Kordina, K. (1991). Natural Fires: Research and Application in Consulting. *Fire Safety Journal*, 17, 113-128.
- [114] Kordina, K., & Haksever, A. (1983). Evaluation of the Load Bearing Capacity of Columns of a Hall Building During a Fire. *Fire Safety Journal*, 5, 275-280.
- [115] Kovačević, D. (2006). *MKE modeliranje u analizi konstrukcija*. Beograd: Građevinska knjiga.
- [116] Krnjetin, S. (1999). *Prilog određivanju potrebne otpornosti elemenata betonskih zgrada prema požaru* (T. doktorska disertacija). Novi Sad: Fakultet tehničkih nauka.
- [117] Krysl, P. (2010). *Thermal and Stress Analysis with the Finite Element Method*. Pressure Cooker Press.
- [118] Kumar, V., Sharma, U., Singh, B., & Bhargava, P. (2013). Effect of temperature on mechanical properties of pre-damaged steel reinforcing bars. *Construction and Building Materials*, 46, 19-27.

- [119] Laban, M. (2012). *Unapređenje performansi montažnih i polumontažnih višespratnih stambenih zgrada u Novom Sadu* (T. doktorska disertacija). Novi Sad: Fakultet tehničkih nauka.
- [120] Lau, A., & Anson, M. (2006). Effect of High Temperatures on High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Research*, 36, 1698-1707.
- [121] Lazarevska, M., Knežević, M., Cvetkovska, M., Ivanišević, N., Samardžioska, T., & Trombeva-Gavrilovska, A. (2012). Fire-Resistance Prognostic Model for Reinforced Concrete Columns. *Građevinar*, 64(7), 565-571.
- [122] Lazarov, L., Cvetkovska, M., & Todorov, K. (2013). Fire Resistance of RC Frame in Case of Post Earthquake Fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, 4(2), 87-94.
- [123] Lee, J., Xi, Y., & Willam, K. (2008). Properties of Concrete after High-Temperature Heating and Cooling. *ACI Materials Journal*, 105(4), 334-341.
- [124] Lennon, T. (2011). *Structural Fire Engineering*. Thomas Telford Limited.
- [125] Lennon, T., & Moore, D. (2003). The Natural Fire Safety Concept – Full-Scale Tests at Cardington. *Fire Safety Journal*, 38, 623–643.
- [126] Li, G.-Q., Kodur, V., Jiang, S.-C., Jiang, J., Chen, S.-W., & Lou, G.-B. (Urednici). (2014). Structures in Fire, Proceedings of the 8th International Conference on Structures in Fire. (str. 1-1348). Shanghai: Tongji University Press, Shanghai, China.
- [127] Li, L., & Purkiss, J. (2005). Stress–Strain Constitutive Equations of Concrete Material at Elevated Temperatures. *Fire Safety Journal*, 40, 669-686.
- [128] Liao, F., & Huang, Z. (2015). An Extended Finite Element Model for Modelling Localised Fracture of Reinforced Concrete Beams in Fire. *Computers and Structures*, 152, 11-26.
- [129] Lie, T. (1992). *Structural Fire Protection*. New York: American Society of Civil Engineers.
- [130] Lie, T., & Kodur, V. (1996). Thermal and Mechanical Properties of Steel-Fibre-Reinforced Concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(4), 511-517.
- [131] Liu, G., & Quek, S. (2003). *The Finite Element Method*. Elsevier Science Ltd.
- [132] Luccioni, B., Figueroa, M., & Danesi, R. (2003). Thermo-Mechanic Model for Concrete Exposed to Elevated Temperatures. *Engineering Structures*, 25, 729-742.
- [133] Maglajlić, Z. (1995). *Nelinearna analiza okvirnih konstrukcija metodom relaksacije*. Novi Sad: Fakultet tehničkih nauka.
- [134] Magnusson, S., & Thelandersson, S. (1970). *Temperature-Time Curves of Complete Process of Fire Development*. Lund: Lund Institute of Technology.
- [135] Markovič, M., Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., & Bratina, S. (2013). Non-linear Analysis of Pre-tensioned Concrete Planar Beams. *Engineering Structures*, 46, 279-293.
- [136] Markovič, M., Saje, M., Planinc, I., & Bratina, S. (2012). On Strain Softening in Finite Element Analysis of RC Planar Frames subjected to Fire. *Engineering Structures*, 45, 349-361.
- [137] Midas IT. (2014). *Analysis Manual midas NFX*. Gyeonggi: Midas IT.
- [138] Mirza, O., & Uy, B. (2009). Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 662–674.
- [139] Moss, P. (Ur.). (n.d.). Structures in Fire, Second International Workshop. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.
- [140] Nasser, K., & Neville, A. (1966). Creep of Concrete at Temperatures Above Normal. *Nuclear Engineering and Design*, 4, 90-96.
- [141] Naus, D. (2005). *The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures - A Literature Review*. Oak Ridge National Laboratory.
- [142] Neto, E., Perić, Đ., & Owen, D. (2008). *Computational Methods for Plasticity*. John Wiley & Sons, Inc.
- [143] Ožbolt, J., Bošnjak, J., Periškić, G., & Sharma, A. (2014). 3D Numerical Analysis of Reinforced Concrete Beams Exposed to Elevated Temperature. *Engineering Structures*, 58, 166-174.
- [144] Pakala, P., & Kodur, V. (2016). Effect of concrete slab on the behavior of fire exposed subframe assemblies with bolted double angle connections. *Engineering Structures*, 107, 101-115.
- [145] Parkinson, D., Kodur, V., & Sullivan, P. (2009). *Performance-Based Design of Structural Steel for Fire Conditions: A Calculation Methodology*. American Society of Civil Engineers.

- [146] Persson, B. (2003). *Self-Compacting Concrete at Fire Temperatures* (Tom. Report TVMB-3110). Lund: Lund Institute of Technology.
- [147] Pettersson, O., Magnusson, S., & Thor, J. (1976). *Fire engineering design of steel structures* (T. Publication No. 50). Swedish Institute of Steel Construction.
- [148] Phan, L. T., McAllister, T. P., Gross, J. L., & Hurley, M. J. (Urednici). (2010). *Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings*. NIST Technical Note 1681.
- [149] Poon, C., Shui, Z., & Lam, L. (2004). Compressive Behavior of Fiber Reinforced High-Performance Concrete Subjected to Elevated Temperatures. *Cement and Concrete Research*, 34, 2215-2222.
- [150] Purkiss, J. (2007). *Fire Safety Engineering Design of Structures*. Elsevier Ltd.
- [151] Rabczuk, T., Akkermann, J., & Eibl, J. (2005). A Numerical Model for Reinforced Concrete Structures. *International Journal of Solids and Structures*, 42, 1327-1354.
- [152] Remesh, K., & Tan, K. (2007). Performance Comparison of Zone Models with Compartment Fire Tests. *Journal of Fire Sciences*, 25, 321-353.
- [153] Ryan, J., & Robertson, A. (1959). Proposed Criteria for Defining Load Failure of Beams, Floors and Roof Constructions During Fire Tests. *Journal of Research of the National Bureau of Standards – C. Engineering and Instrumentation*, 63C(2), 121-124.
- [154] Sadaoui, A., & Khennane, A. (2009). Effect of Transient Creep on the Behaviour of Reinforced Concrete Columns in Fire. *Engineering Structures*, 31, 2203-2208.
- [155] *SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. (2016, 18 12). Preuzeto sa Seismosoft: <http://www.seismosoft.com>
- [156] Sekizawa, A., Ebihara, M., & Notake, H. (2003). Development of Seismic-Induced Fire Risk Assessment Method for a Building. *Fire Safety Science. Proceedings. Seventh (7th) International Symposium* (str. 309-320). Worcester, MA: International Association for Fire Safety Science (IAFSS).
- [157] Sekret, R., Saleta, D., Sztarbała, G., & Smardz, P. (2013). Comparison of CFD Modelling with Fire Tests. *Application of Structural Fire Engineering* (str. 55-60). Prague: CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague.
- [158] Serna, M., López, A., Puente, I., & Yong, D. (2006). Equivalent Uniform Moment Factors for Lateral-Torsional Buckling of Steel. *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 566-580.
- [159] Službeni glasnik. (2009). *Zakon o zaštiti od požara*. Službeni glasnik RS 111/2009.
- [160] Stevanović, Ž., Marković, Z., & Turanjanin, V. (2007). Numerical Simulation of Fire Spread in Terminal 2 of Belgrade Airport. *Thermal Science*, 11(2), 251-258.
- [161] Taerwe, L. (Ur.). (2008). *Fire Design of Concrete Structures - Structural Behaviour and Assessment* (T. Bulletin 46). International Federation for Structural Concrete (fib).
- [162] Talamona, D., & Franssen, J.-M. (2005). A Quadrangular Shell Finite Element for Concrete and Steel Structures Subjected to Fire. *Journal of Fire Protection Engineering*, 15, 237-264.
- [163] Tan, K., Kodur, V., & Tan, T. (Urednici). (2008). *Structures in Fire, Fifth International Workshop*. (str. 1-794). Singapore: Nanyang Technological University.
- [164] Tan, K.-H., & Nguyen, T.-T. (2013). Experimental Behaviour of Restrained Reinforced Concrete Columns Subjected to Equal Biaxial Bending at Elevated Temperatures. *Engineering Structures*, 56, 823-836.
- [165] Tan, K.-H., & Nguyen, T.-T. (2013). Structural Responses of Reinforced Concrete Columns Subjected to Uniaxial Bending and Restraint at Elevated Temperatures. *Fire Safety Journal*, 60, 1-13.
- [166] Tanaka, T. (2012). Characteristics and problems of fires following the Great East Japan earthquake in March 2011. *Fire Safety Journal*, 54, 197-202.
- [167] Thelandersson, S. (1972). *Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete* (T. Bulletin 26). Lund: Division of Structural, Mechanical and Concrete Construction, Lund Institute of Technology.
- [168] Thelandersson, S. (1982). On the Multiaxial Behavior of Concrete Exposed to High Temperature. *Nuclear Engineering and Design*, 75, 271-282.
- [169] Torić, N., Harapin, A., & Boko, I. (2012). Numerical Model for Determining Fire Behaviour of Structures. *Građevinar*, 64(1), 1-13.

- [170] Toumi, B., Resheidat, M., Guemmadi, Z., & Chabil, H. (2009). Coupled Effect of High Temperature and Heating Time on the Residual Strength of Normal and High-Strength Concretes. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 3(4), 322-330.
- [171] Twilt, L., Both, C., & Breunese, A. (2004). *Design Tools for the Behaviour of Multi-storey Steel-framed Buildings Exposed to Natural Fires*. European Commission, Technical Steel Research.
- [172] UoE OpenSees. (2017, 7 25). Preuzeto sa OpenSees: <http://www.wiki.ed.ac.uk/display/opensees/UoE+OpenSees>
- [173] Usmani, A., & Cameron, N. (2004). Limit Capacity of Laterally Restrained Reinforced Concrete Floor Slabs in Fire. *Cement & Concrete Composites*, 26, 127-140.
- [174] Vila Real, P., Franssen, J.-M., & Lopes, N. (Urednici). (2006). Structures in Fire, Fourth International Workshop. (str. 1-1130). Aveiro: University of Aveiro.
- [175] Vila Real, P., Lopes, N., Simões da Silva, L., Piloto, P., & Franssen, J.-M. (2004). Numerical Modelling of Steel Beam-Columns in Case of Fire – Comparisons with Eurocode 3. *Fire Safety Journal*, 39, 23-39.
- [176] Wald, F., Burgess, I., Horová, K., Jána, T., & Jirku, J. (Urednici). (2013). Proceedings of International Conference Application of Structural Fire Engineering, COST Action TU0904. (str. 1-516). Prague: CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague.
- [177] Wald, F., Burgess, I., Rein, G., Kwasniewski, L., Horová, K., & Vila Real, P. (2012). *COST TU0904: Integrated Fire Engineering and Response, Case Studies*. European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research.
- [178] Wang, Y., Burgess, I., Wald, F., & Gillie, M. (2013). *Performance-Based Fire Engineering of Structures*. Taylor & Francis Group.
- [179] Willam, K., Xi, Y., Lee, K., & Kim, B. (2009). *Thermal Response of Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants*. University of Colorado at Boulder.
- [180] William, K., & Warnke, E. (1974, May 17-19). Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. *Concrete structures subjected to triaxial stresses*, 1-30.
- [181] Xu, S., & Zhang, X. (2008). Determination of Fracture Parameters for Crack Propagation in Concrete using an Energy Approach. *Engineering Fracture Mechanics*, 75, 4292-4308.
- [182] Yassin, H., Iqbal, F., Bagchi, A., & Kodur, V. (2008). Assessment of post-earthquake fire performance of steel-frame buildings. *14th World Conference on Earthquake Engineering* (str. 1-10). Beijing, China: World Conference on Earthquake Engineering.
- [183] Zha, X. (2003). Three-Dimensional Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Members in Fire. *Building and Environment*, 38, 297-307.
- [184] Zhou, C., & Vecchio, F. (2005). Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Subjected to Transient Thermal Loads. *Computers and Concrete*, 2(6), 455-479.

10 Prilozi

10.1 Prilog A: Kombinacije dejstava za određivanje termo-mehaničkog odgovora AB okvira

Tabela 10.1 Kombinacije dejstava za određivanje požarnog odgovora AB okvira

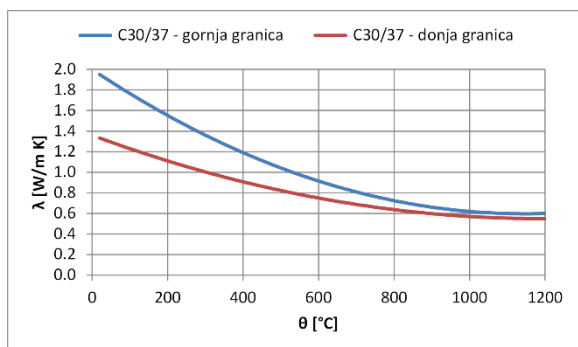
Redni broj	Požarni scenario	Opterećenje	Agregat	Oznaka
1	Prva etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P105S
2			Karbonat	P105C
3		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P108C
4	Druga etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P205S
5			Karbonat	P205C
6		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P208C
7	Treća etaža	1,0 g + 0,5 p	Silikat	P305S
8			Karbonat	P305C
9		1,0 g + 0,8 p	Karbonat	P308C

Tabela 10.2 Kombinacije dejstava za određivanje seizmičkog i požarnog odgovora AB okvira

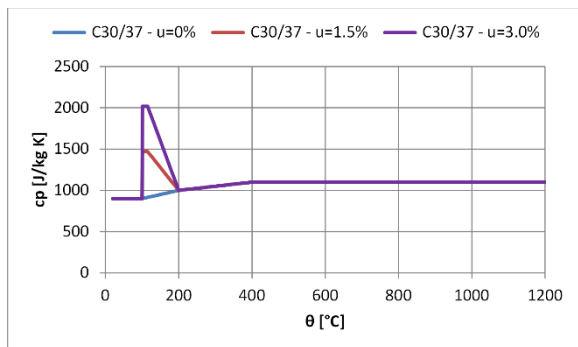
Redni broj	Požarni scenario	Seizmičko dejstvo	Oznaka
1	Prva etaža	Direktna izloženost požaru	D100
2		0,2 g	D102
3		0,3 g	D103
4	Druga etaža	Direktna izloženost požaru	D200
5		0,2 g	D202
6		0,3 g	D203

10.2 Prilog B: Termička i mehanička svojstva materijala

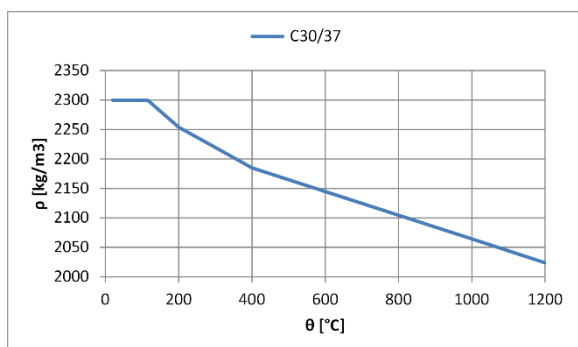
Beton klase C30/37



Toplotna provodljivost betona



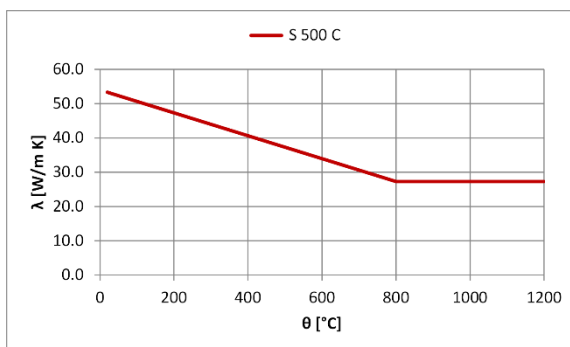
Specifična toplota betona



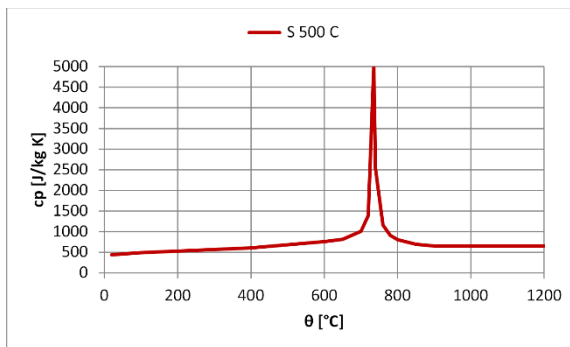
Zapreminska masa betona

Slika 10.1 Termička svojstva betona klase C30/37

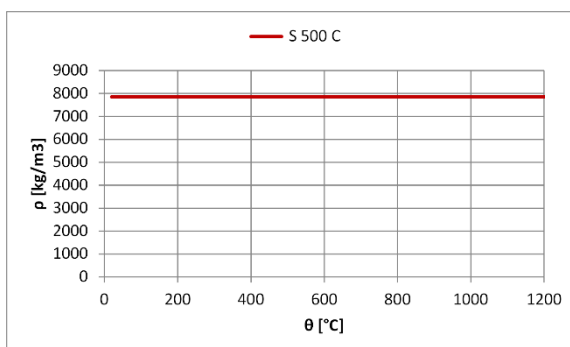
Čelik klase S500 C



Toplotna provodljivost čelika



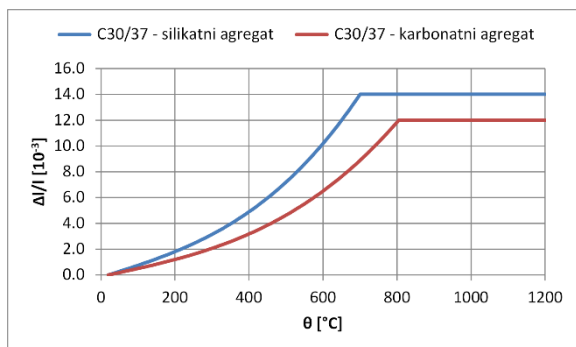
Specifična toplota čelika



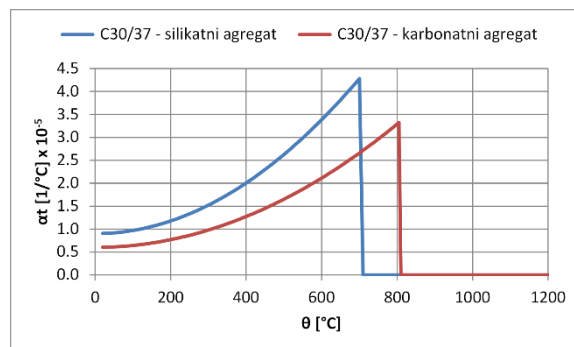
Zapreminska masa čelika

Slika 10.2 Termička svojstva čelika klase S500 C

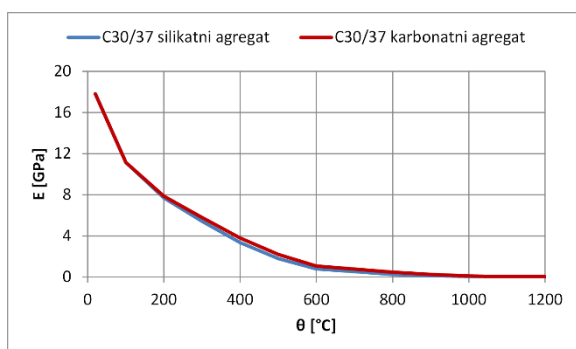
Beton klase C30/37



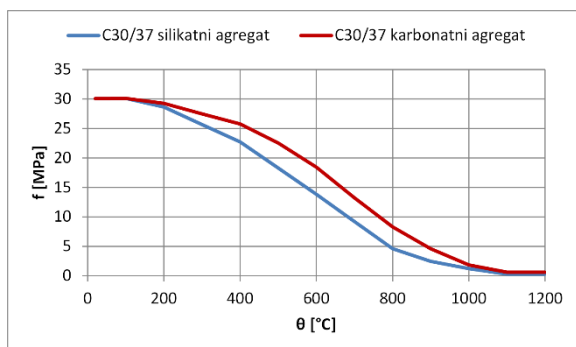
Termička dilatacija betona



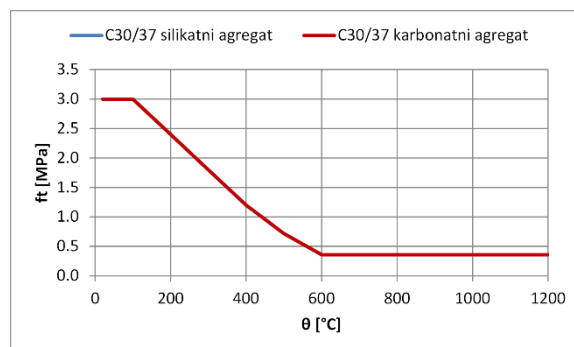
Koeficijent termičkog širenja betona



Modulo elastičnosti betona



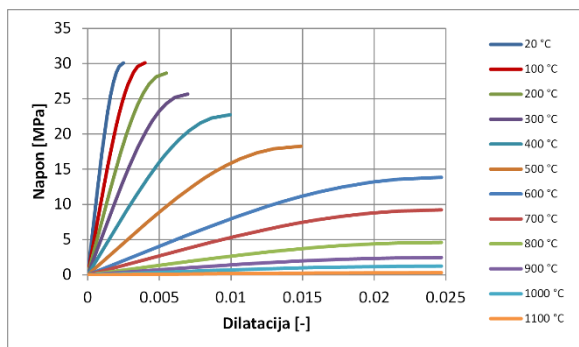
Čvrstoća betona pri pritisku



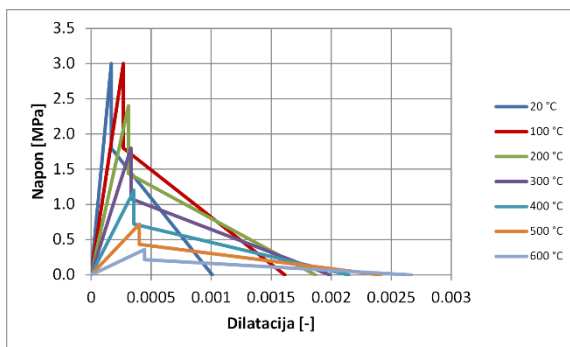
Čvrstoća betona pri zatezanju

Slika 10.3 Mehanička svojstva betona klase C30/37

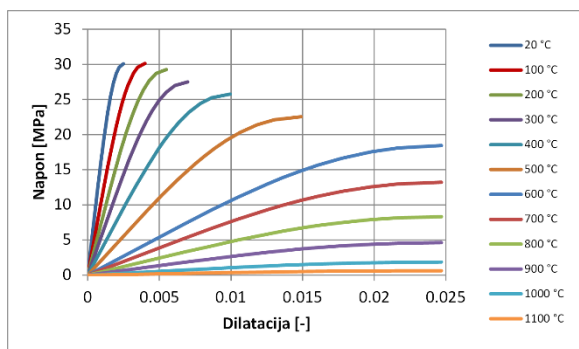
Beton klase C30/37



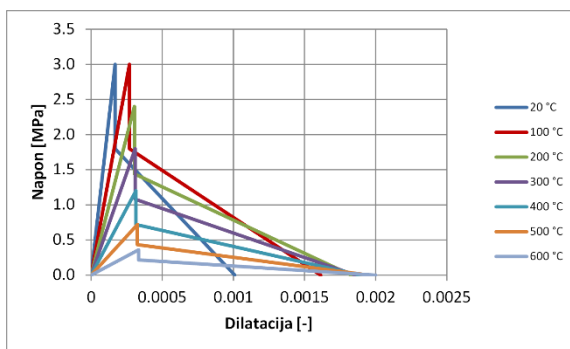
σ - ϵ dijagram - silikatni beton (pritisak)



σ - ϵ dijagram - silikatni beton (zatezanje)



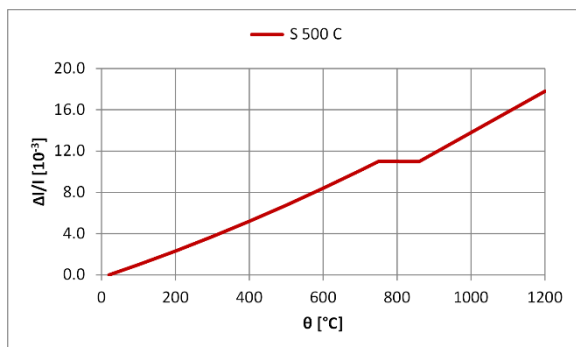
σ - ϵ dijagram - karbonatni beton (pritisak)



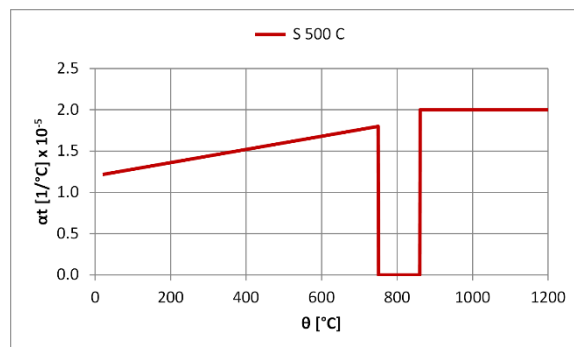
σ - ϵ dijagram - karbonatni beton (zatezanje)

Slika 10.4 σ - ϵ dijagram za beton klase C30/37

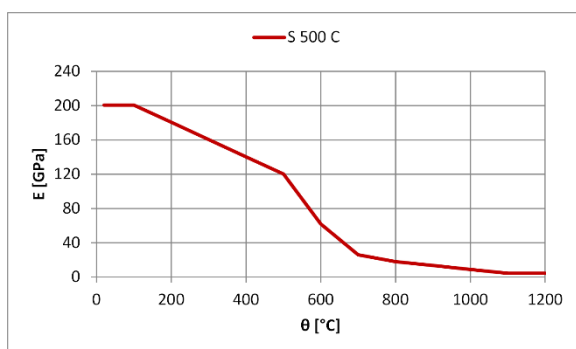
Čelik klase S500 C



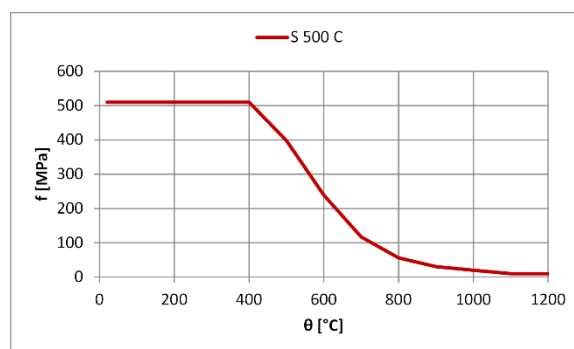
Termička dilatacija čelika



Koeficijent termičkog širenja čelika



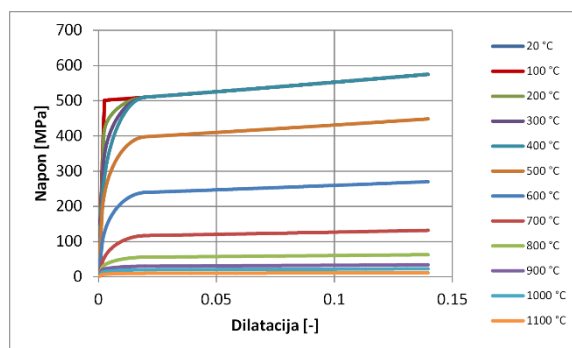
Moduo elastičnosti čelika



Čvrstoća čelika pri pritisku i zatezanju

Slika 10.5 Mehanička svojstva čelika klase S500 C

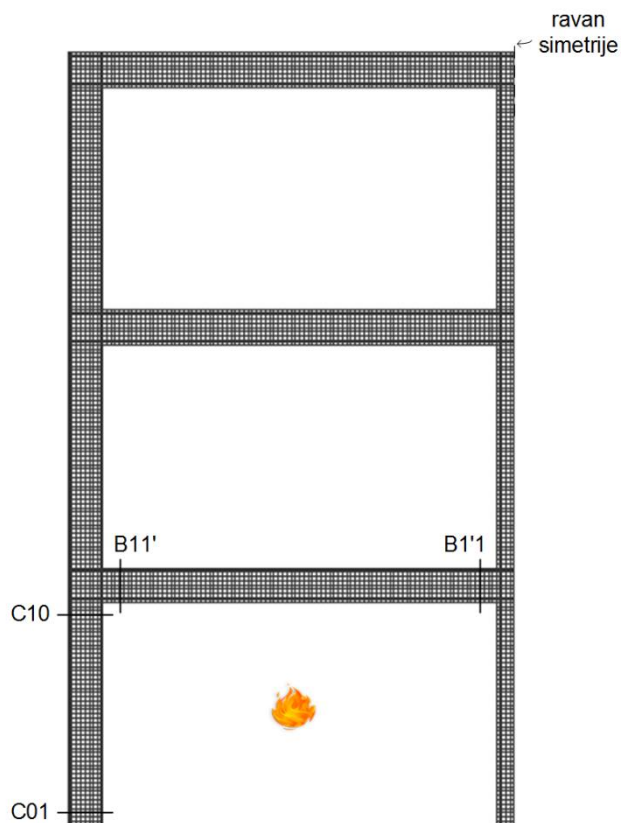
Čelik klase S500 C



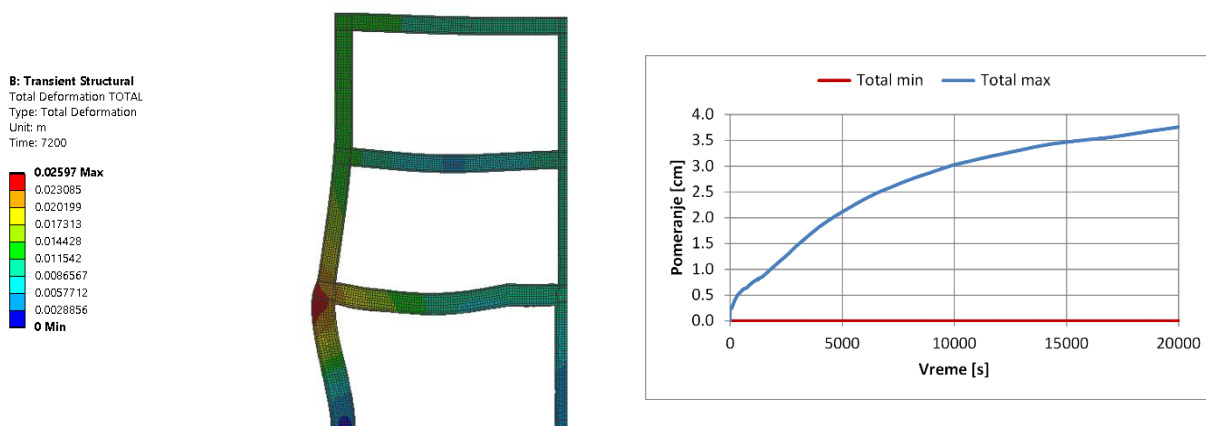
Slika 10.6 σ - ϵ dijagram za čelik klase S500 C

10.3 Prilog C: Karakteristični rezultati požarne analize AB okvira

Analiza P105S



Slika 10.7 Karakteristični poprečni preseči i požarni scenario - analiza P105S



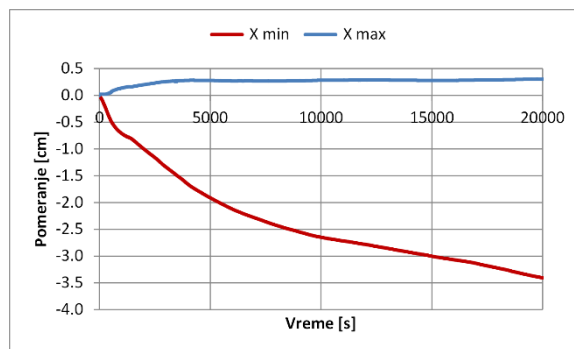
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.8 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P105S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

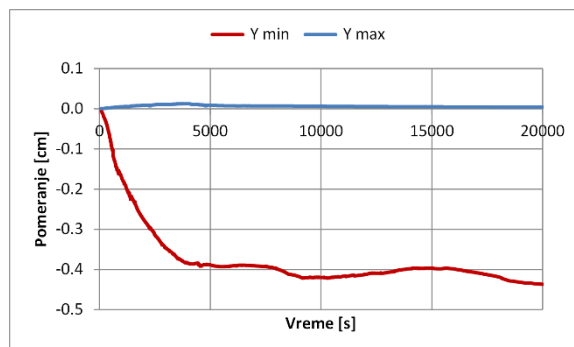


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.9 Deformacija okvira - X pravac - analiza P105S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

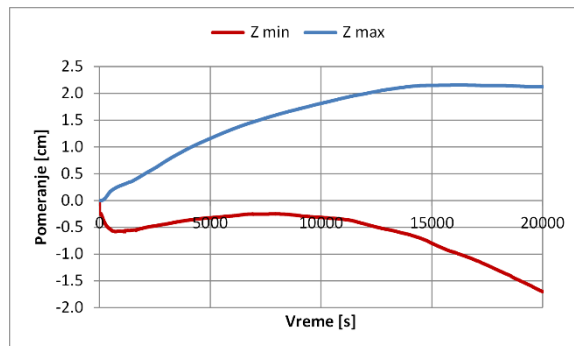


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.10 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P105S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

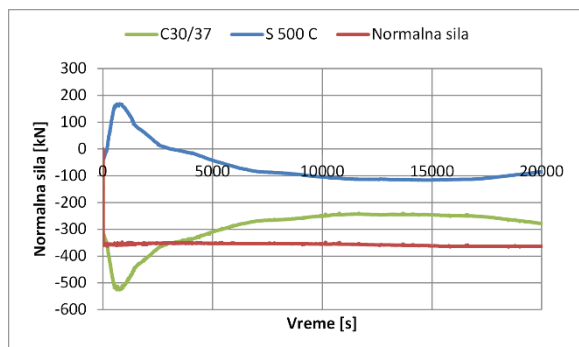


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

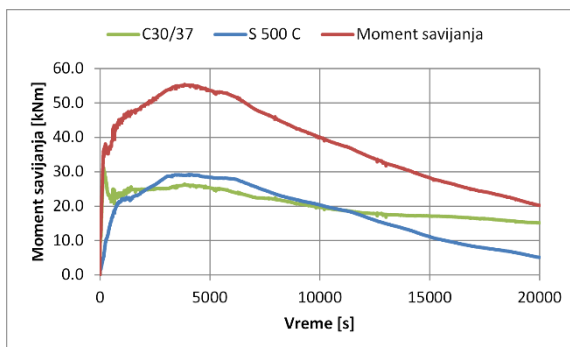
Slika 10.11 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P105S

Analiza P105S

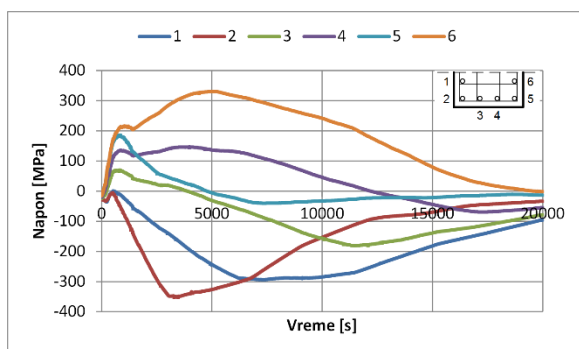
Presek C01



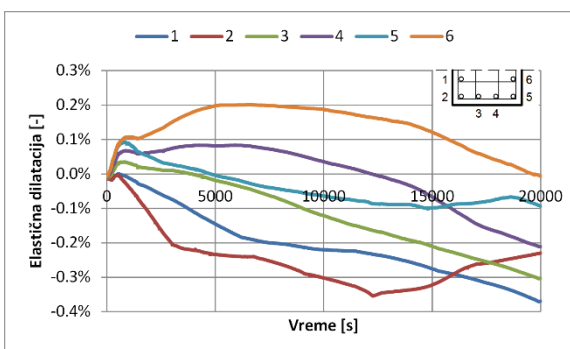
Dijagram normalna sila-vreme



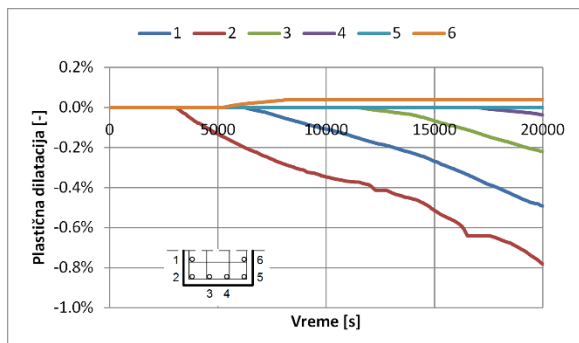
Dijagram moment savijanja-vreme



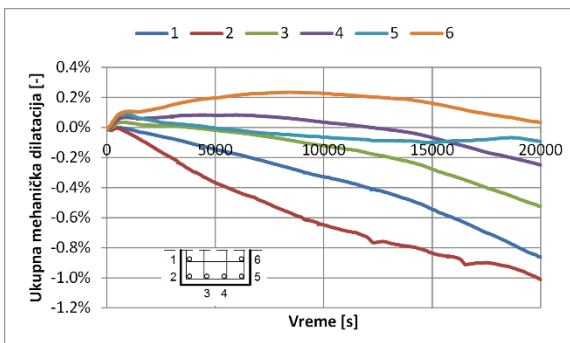
Dijagram napon-vreme



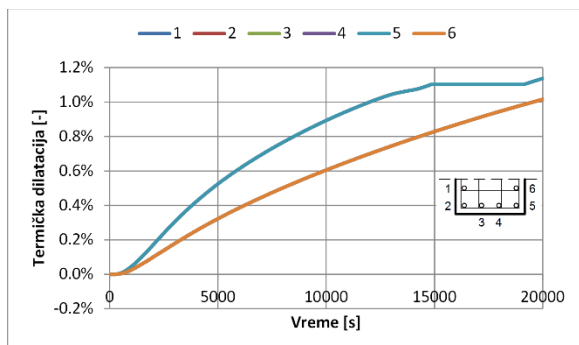
Dijagram elastična dilatacija-vreme



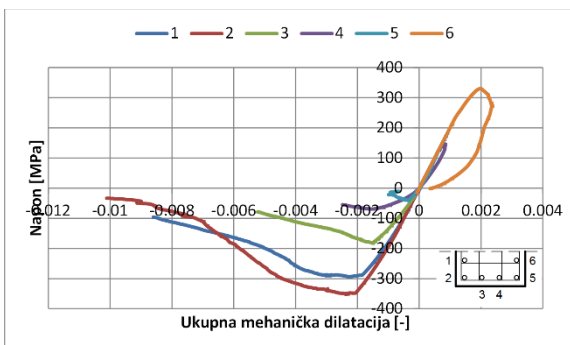
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

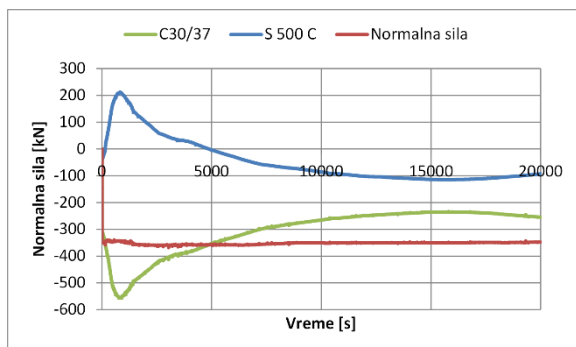


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

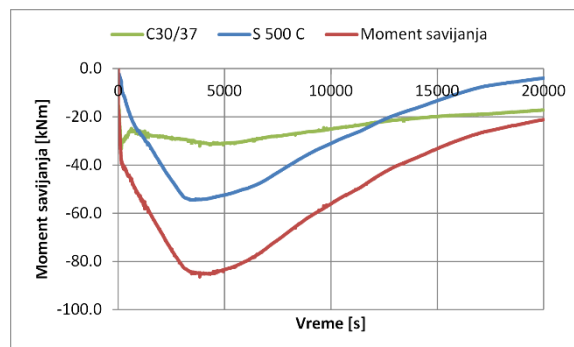
Slika 10.12 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P105S

Analiza P105S

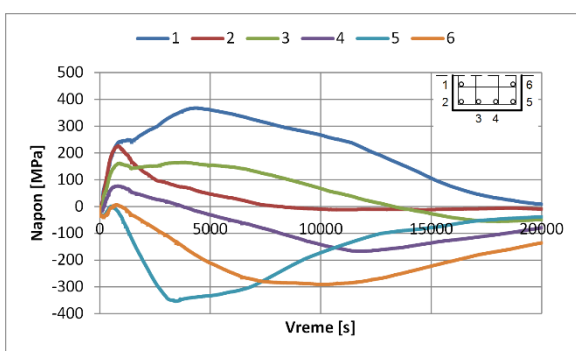
Presek C10



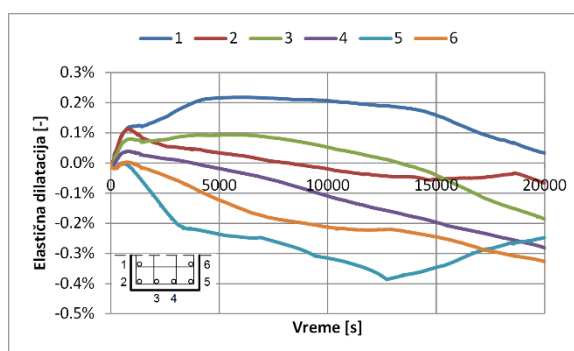
Dijagram normalna sila-vreme



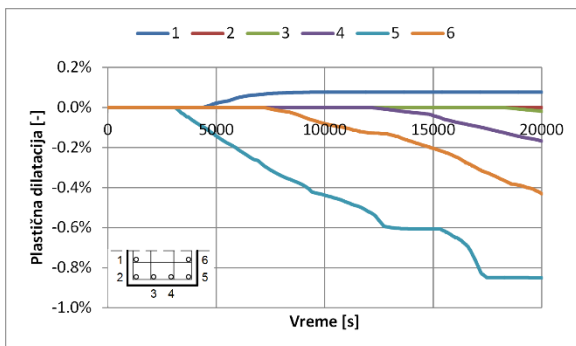
Dijagram moment savijanja-vreme



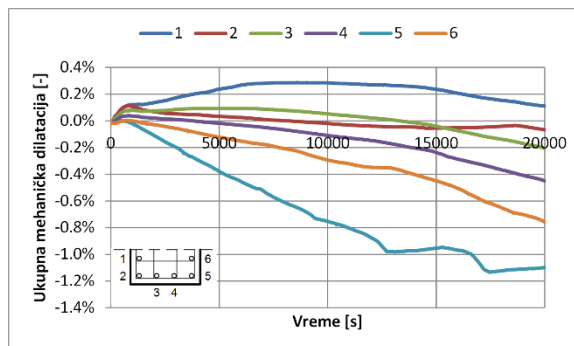
Dijagram napon-vreme



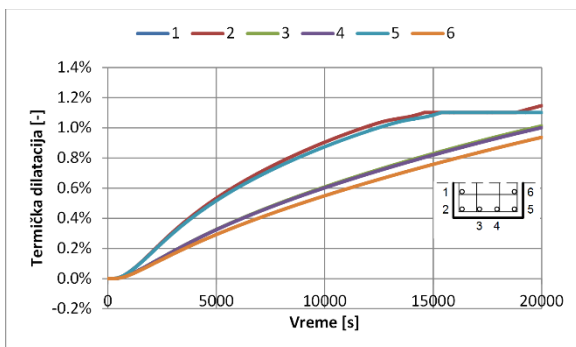
Dijagram elastična dilatacija-vreme



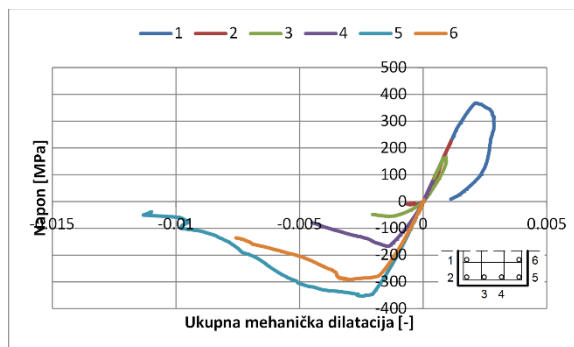
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

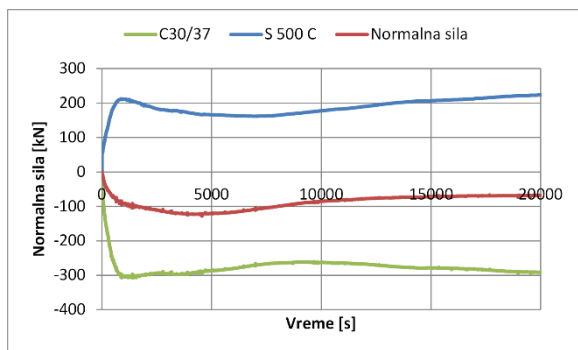


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

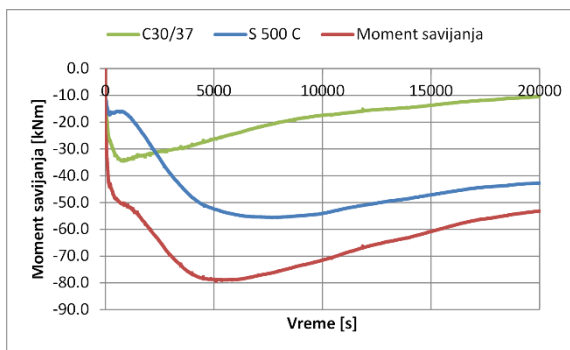
Slika 10.13 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P105S

Analiza P105S

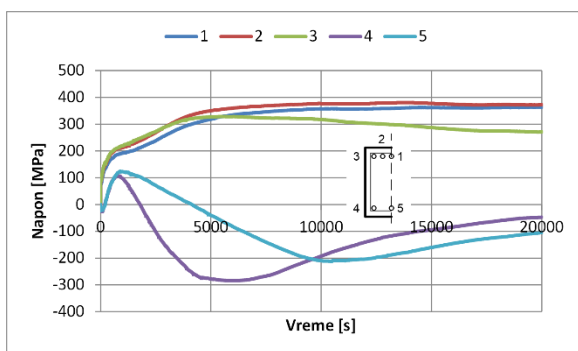
Presek B11'



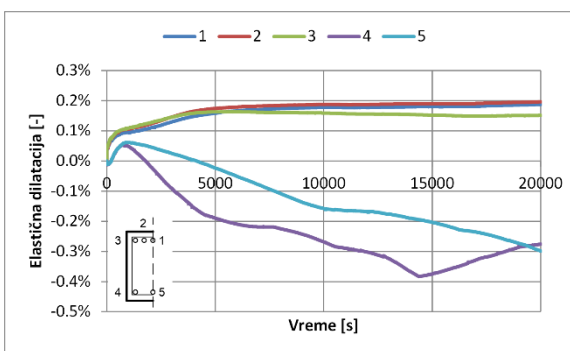
Dijagram normalna sila-vreme



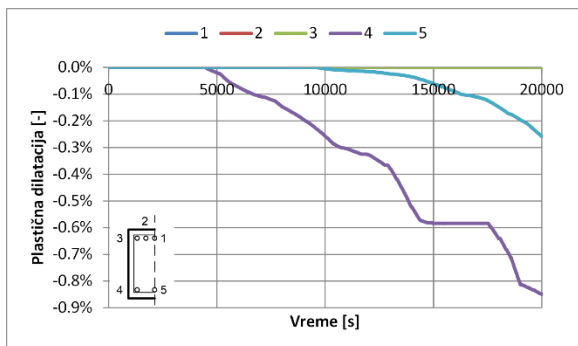
Dijagram moment savijanja-vreme



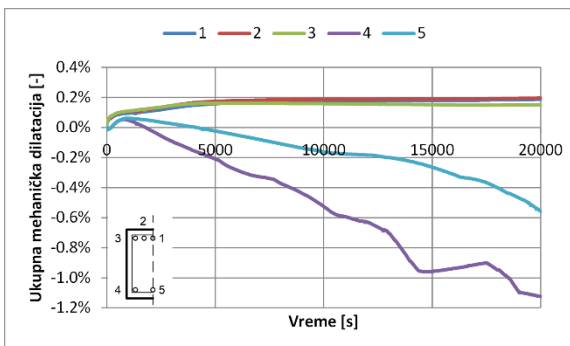
Dijagram napon-vreme



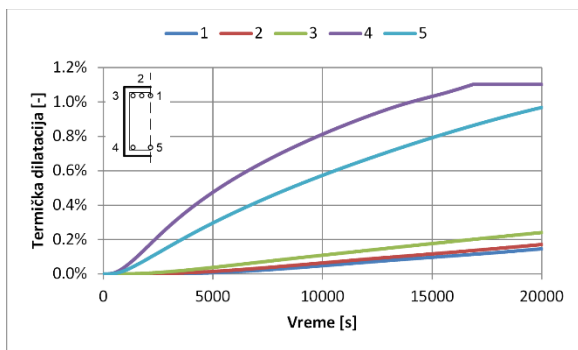
Dijagram elastična dilatacija-vreme



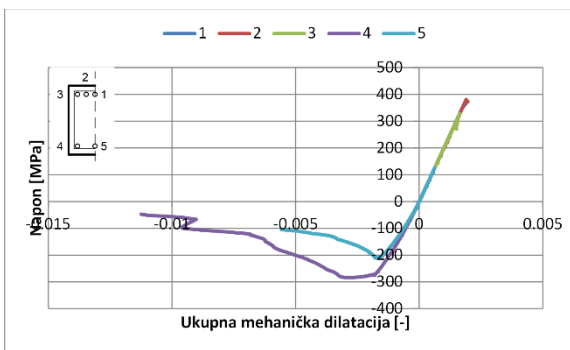
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

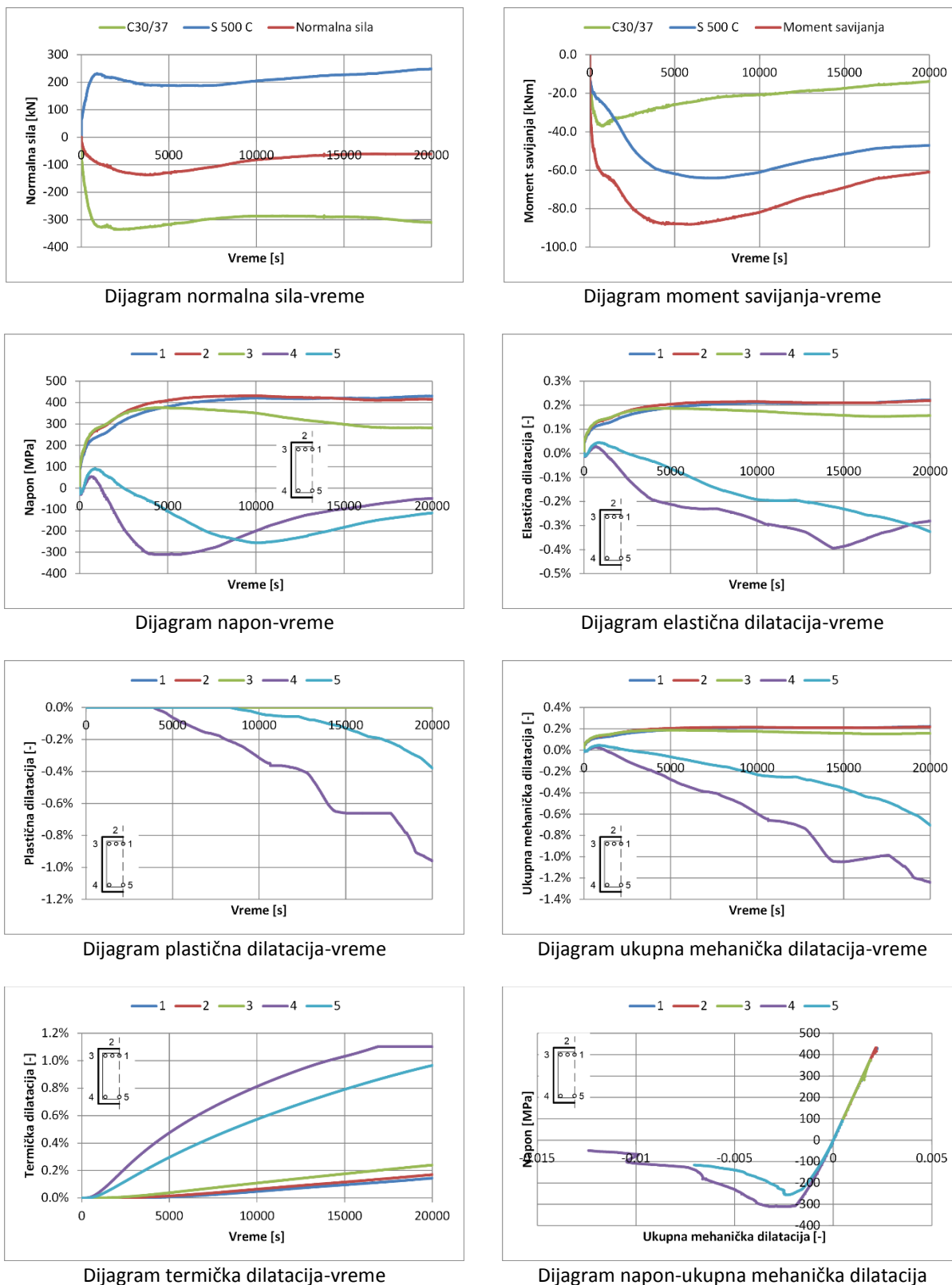


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.14 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P105S

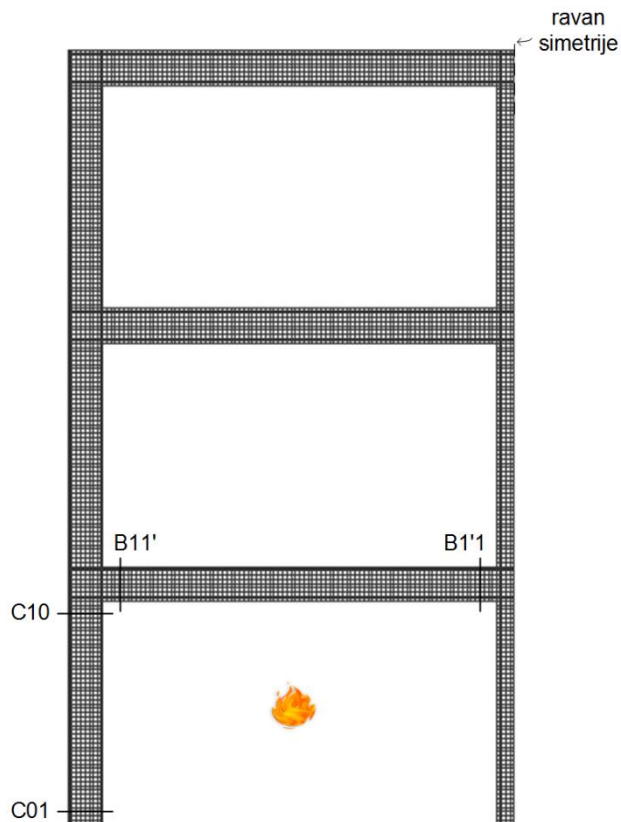
Analiza P105S

Presek B1'1

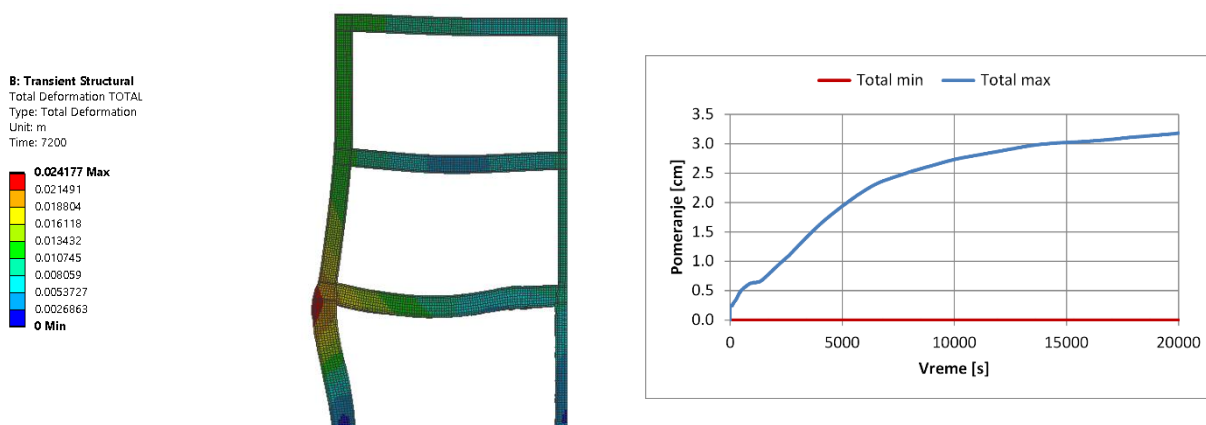


Slika 10.15 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P105S

Analiza P105C



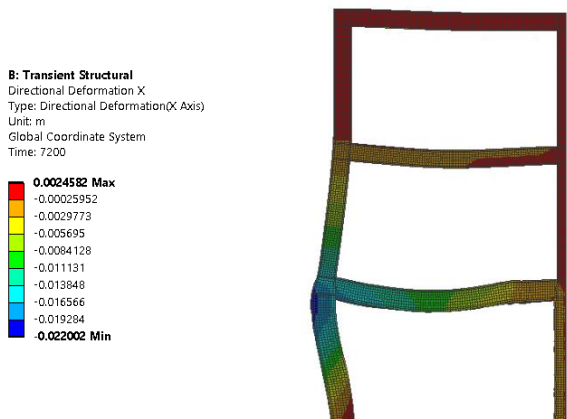
Slika 10.16 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P105C



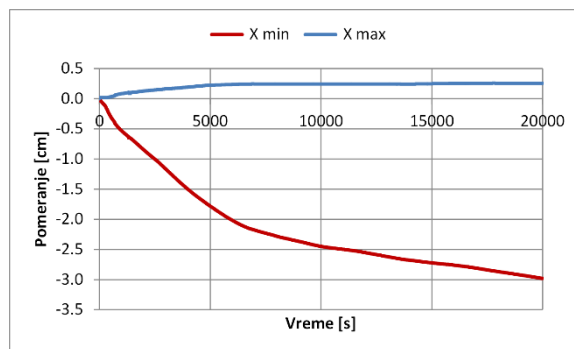
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.17 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P105C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

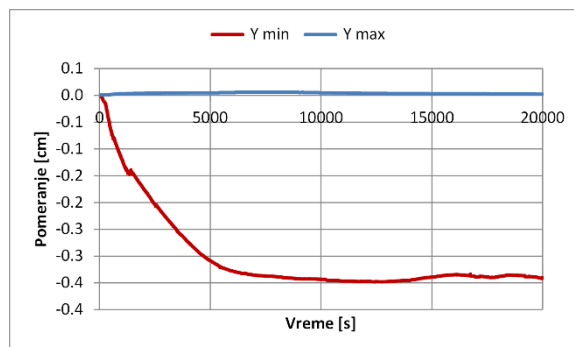


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.18 Deformacija okvira - X pravac - analiza P105C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

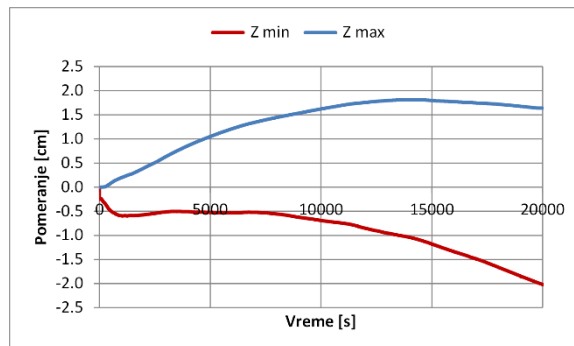


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.19 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P105C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

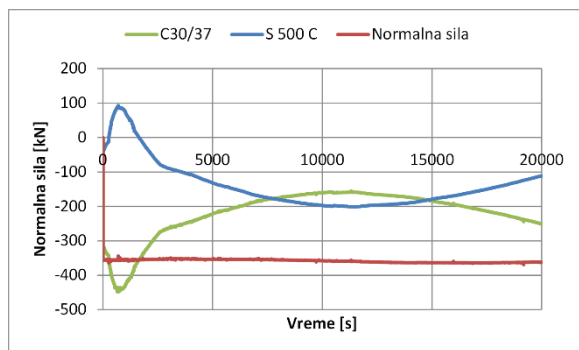


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

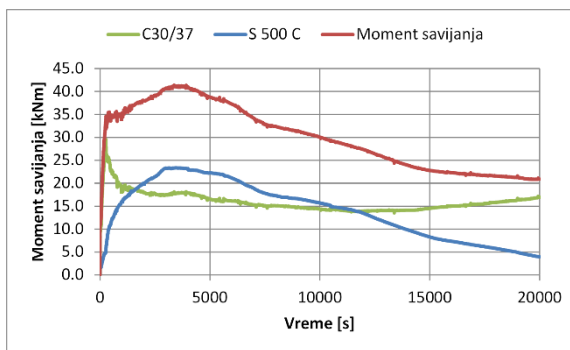
Slika 10.20 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P105C

Analiza P105C

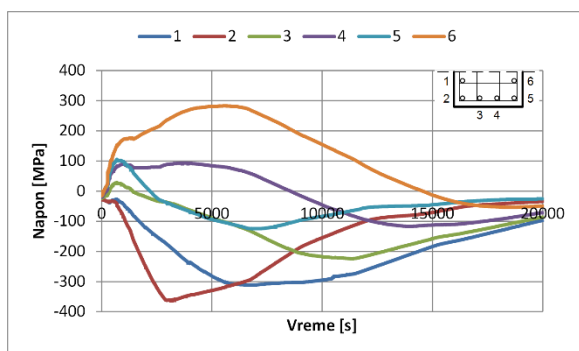
Presek C01



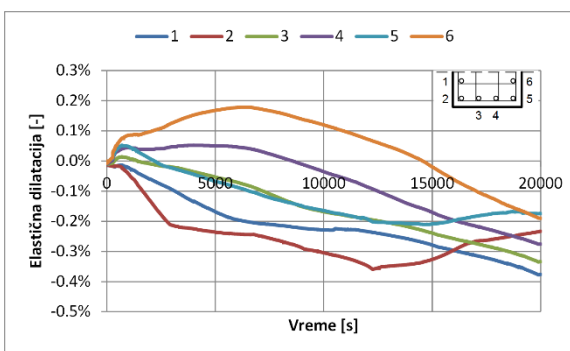
Dijagram normalna sila-vreme



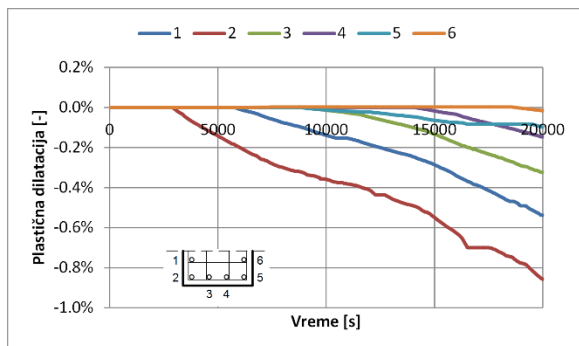
Dijagram moment savijanja-vreme



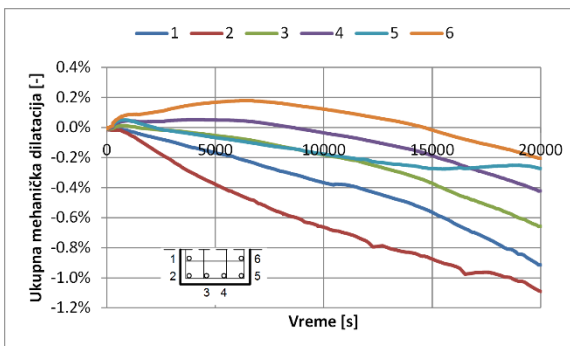
Dijagram napon-vreme



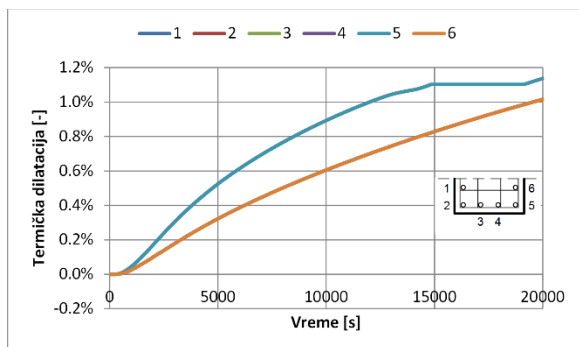
Dijagram elastična dilatacija-vreme



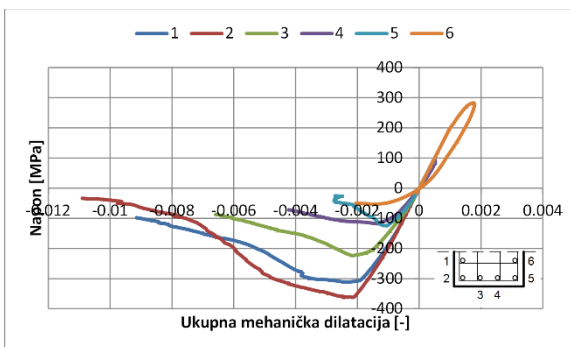
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

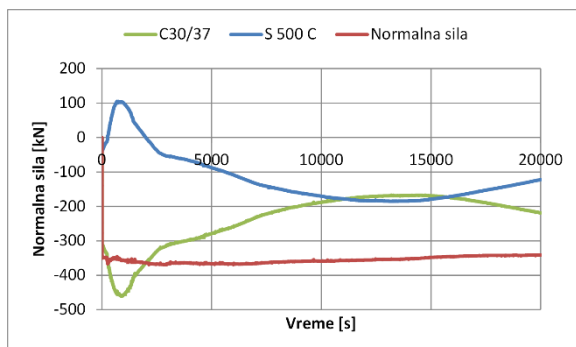


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

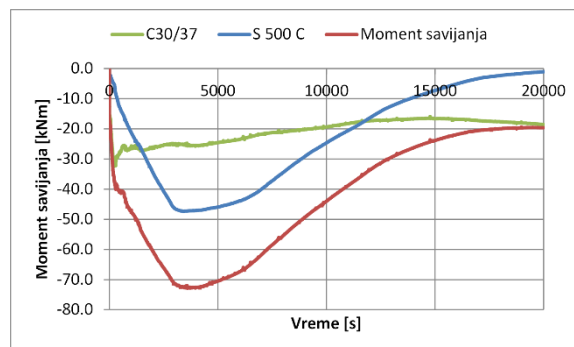
Slika 10.21 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P105C

Analiza P105C

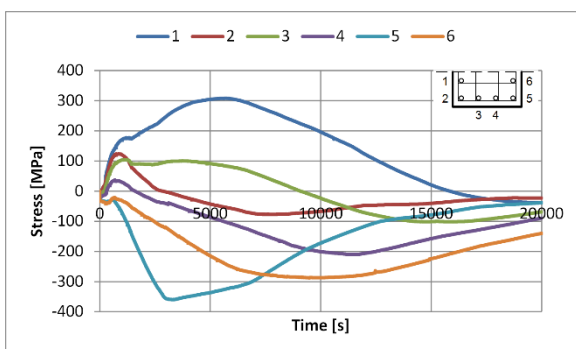
Presek C10



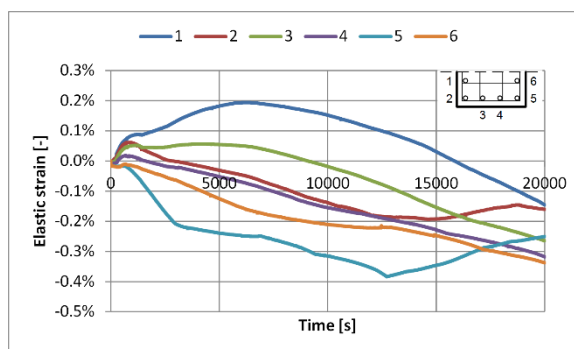
Dijagram normalna sila-vreme



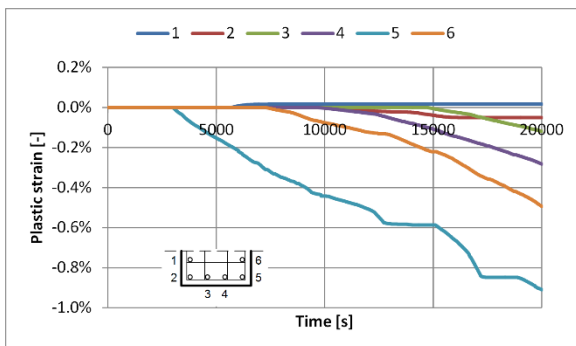
Dijagram moment savijanja-vreme



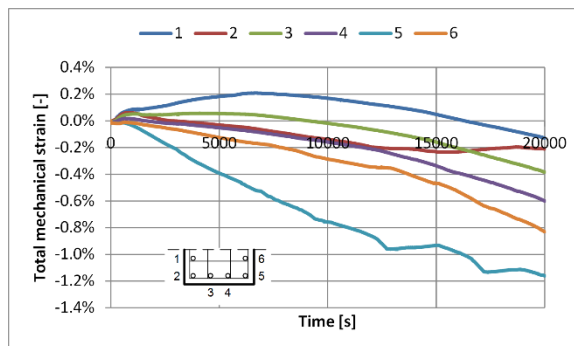
Dijagram napon-vreme



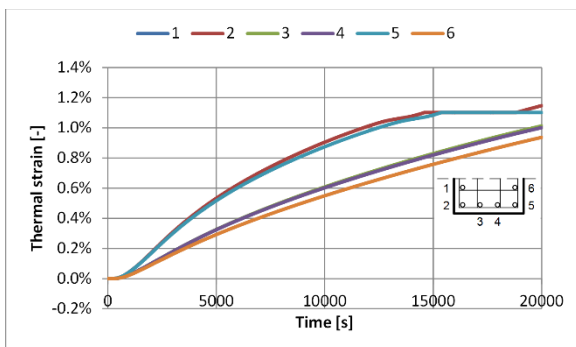
Dijagram elastična dilatacija-vreme



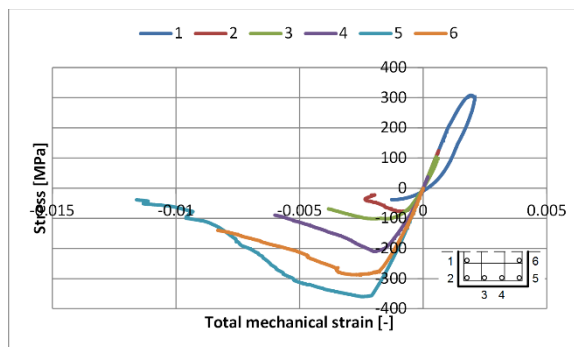
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

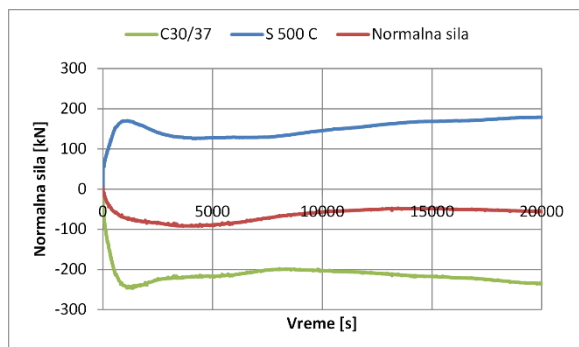


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

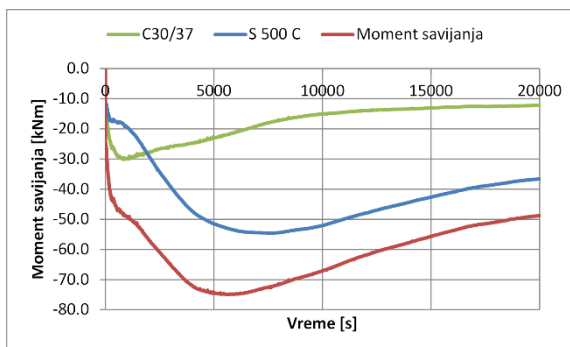
Slika 10.22 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P105C

Analiza P105C

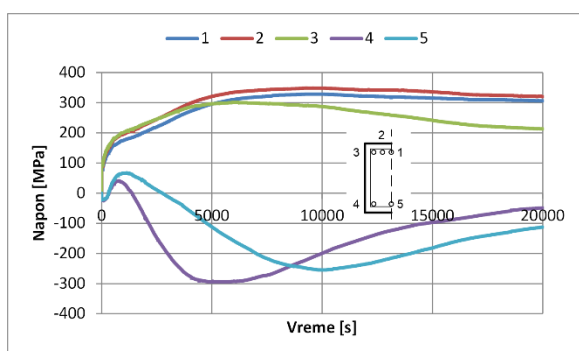
Presek B11'



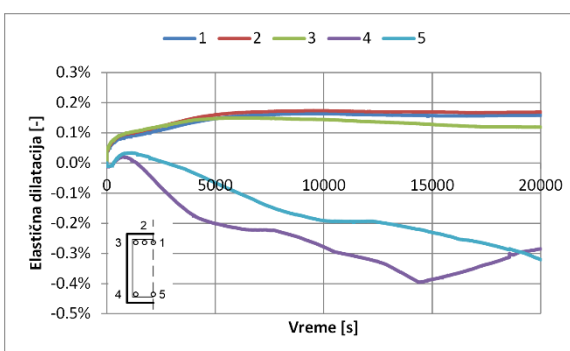
Dijagram normalna sila-vreme



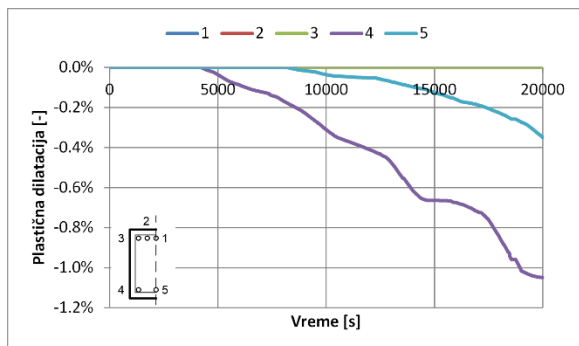
Dijagram moment savijanja-vreme



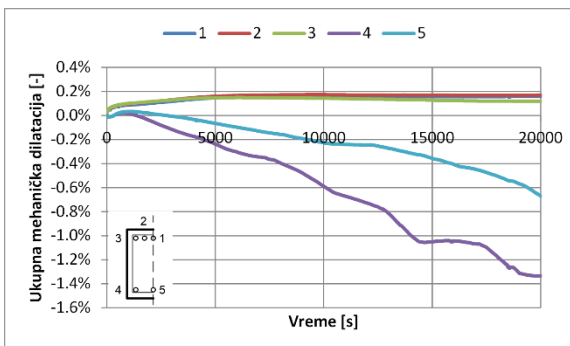
Dijagram napon-vreme



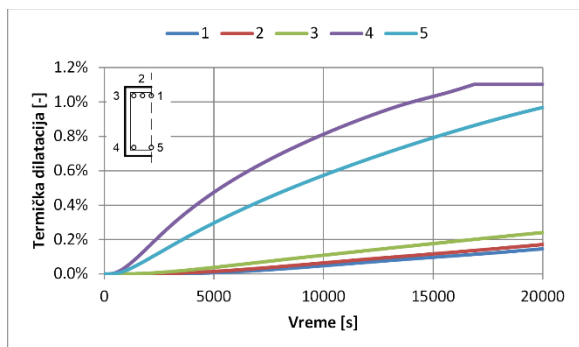
Dijagram elastična dilatacija-vreme



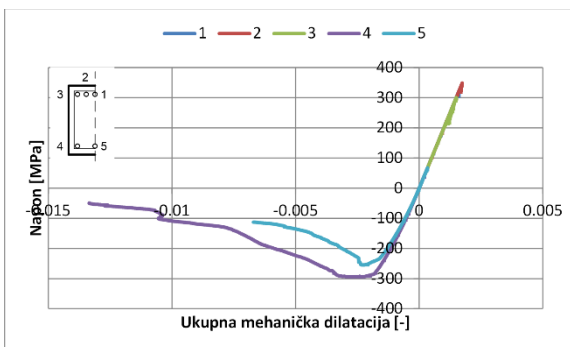
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

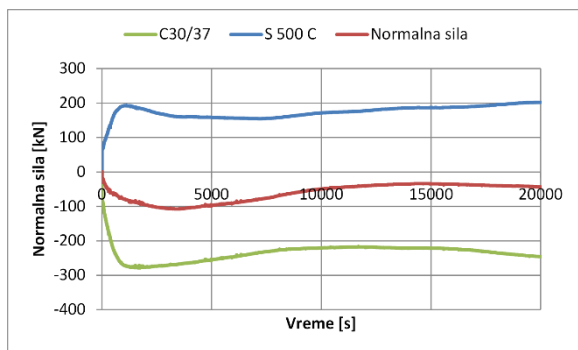


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

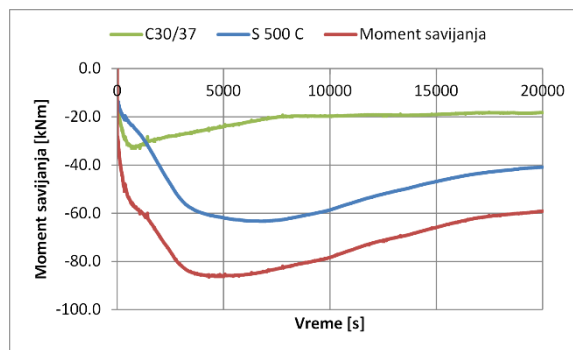
Slika 10.23 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P105C

Analiza P105C

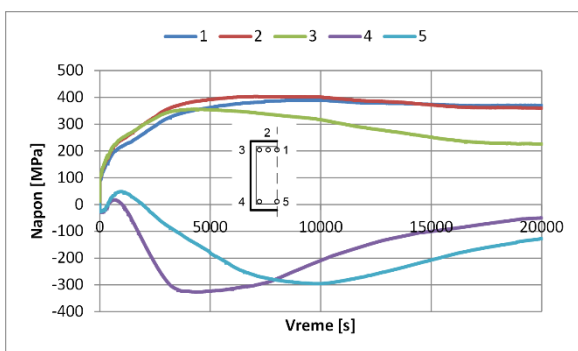
Presek B1'1



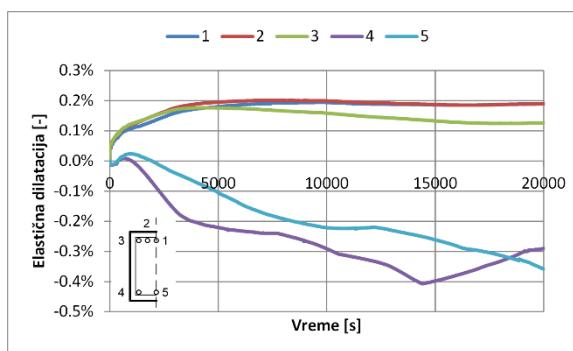
Dijagram normalna sila-vreme



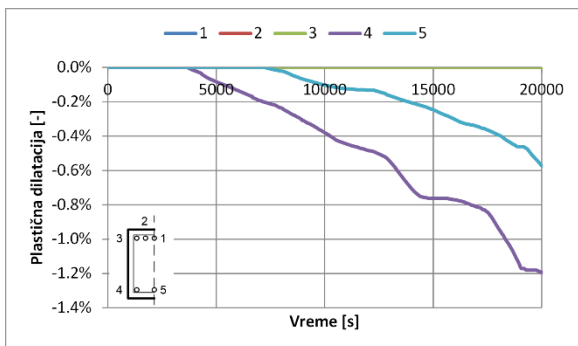
Dijagram moment savijanja-vreme



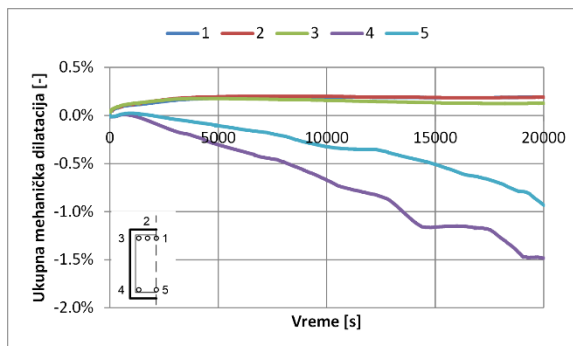
Dijagram napon-vreme



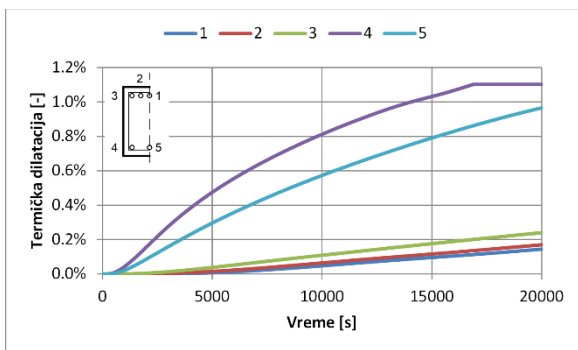
Dijagram elastična dilatacija-vreme



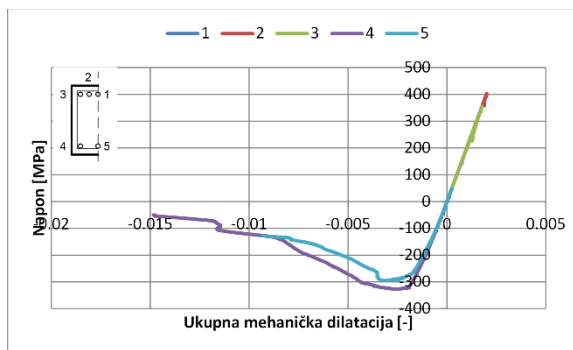
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



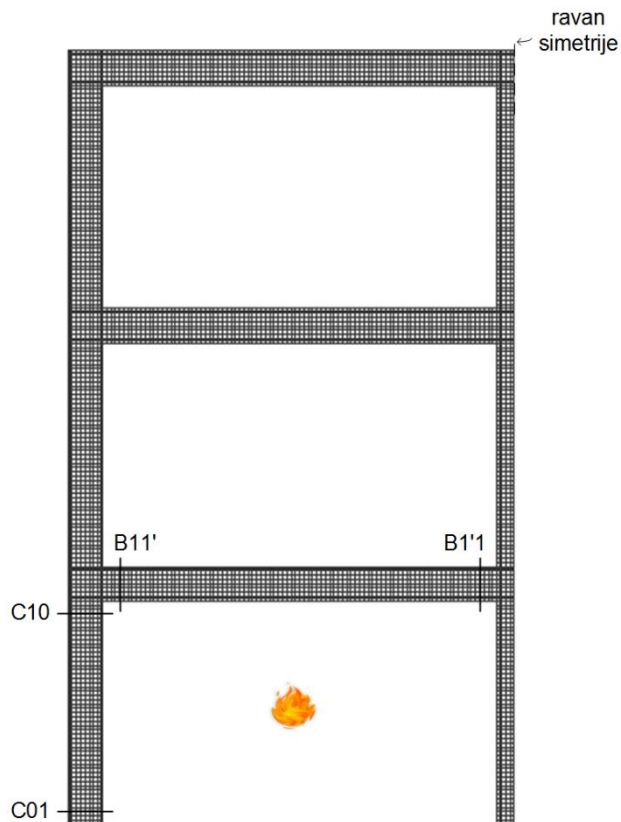
Dijagram termička dilatacija-vreme



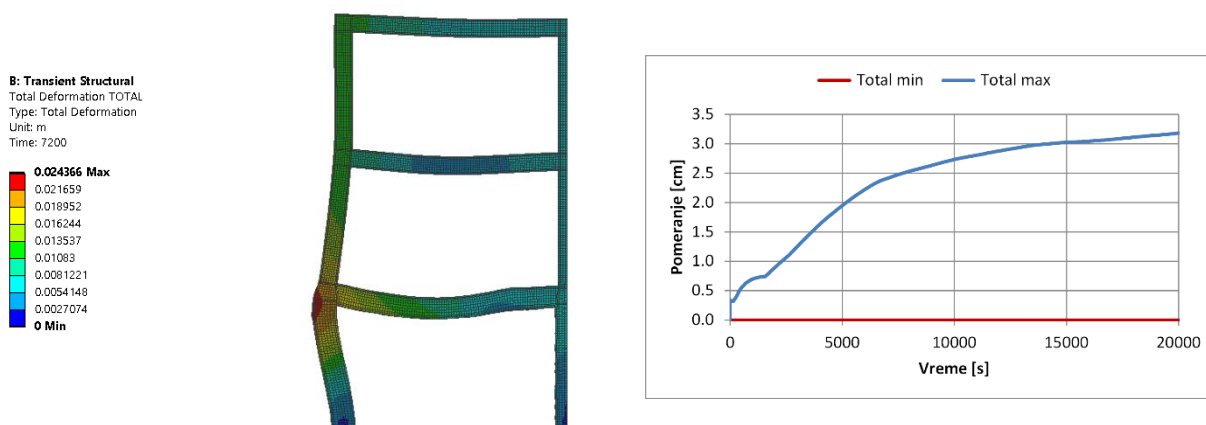
Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.24 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P105C

Analiza P108C



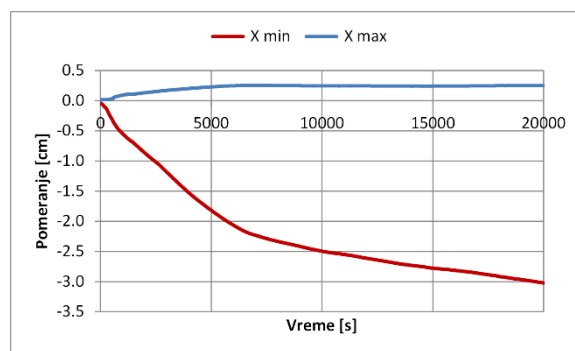
Slika 10.25 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P108C



Slika 10.26 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P108C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

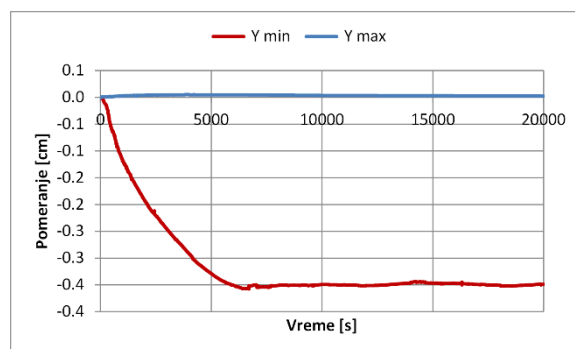


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.27 Deformacija okvira - X pravac - analiza P108C

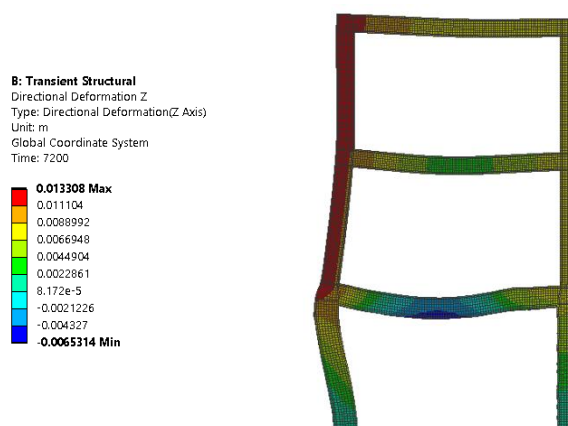


a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

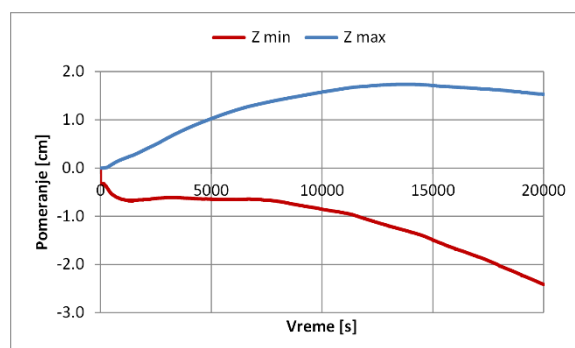


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.28 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P108C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

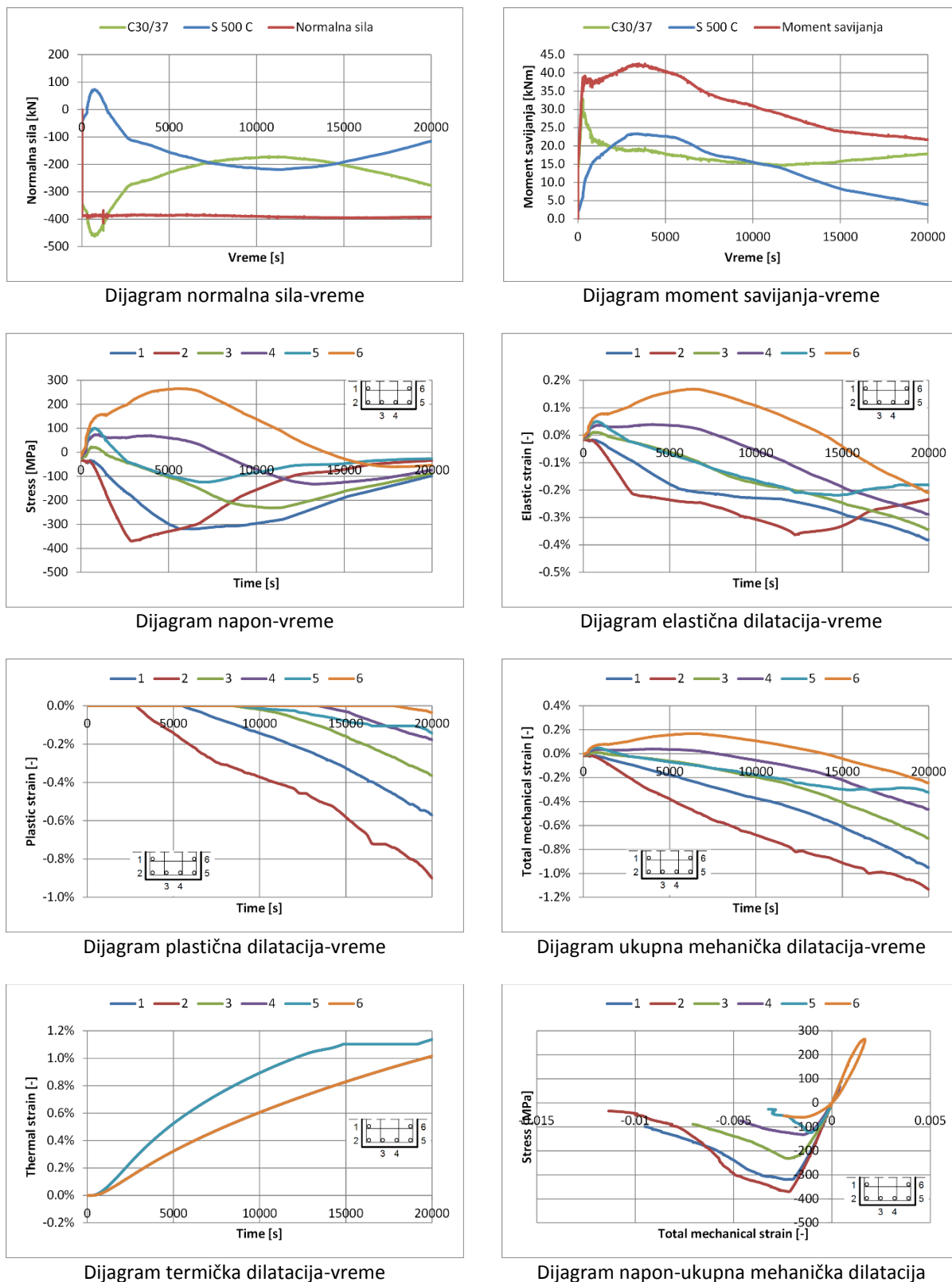


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

Slika 10.29 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P108C

Analiza P108C

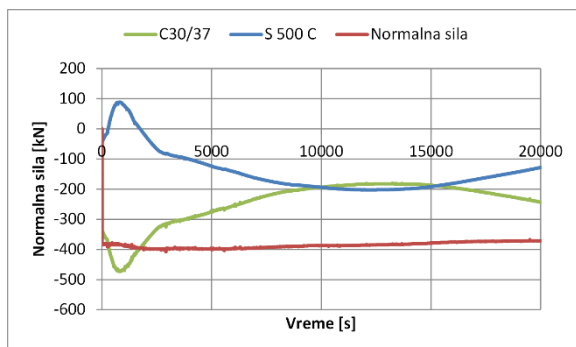
Presek C01



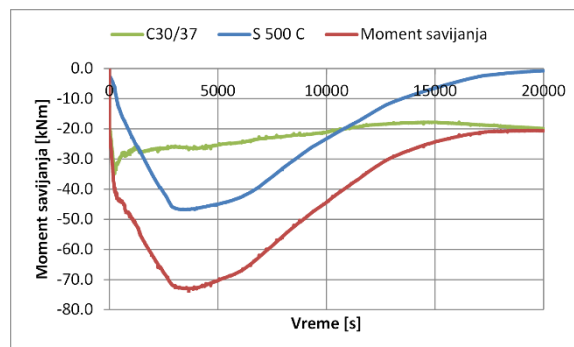
Slika 10.30 Karakteristični dijagrami u preseku C01 - analiza P108C

Analiza P108C

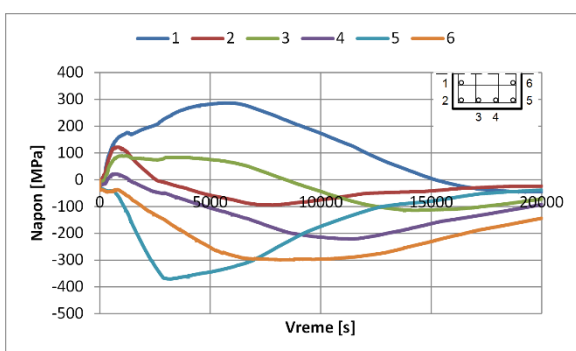
Presek C10



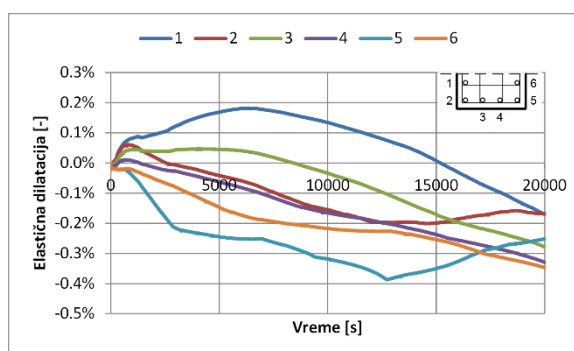
Dijagram normalna sila-vreme



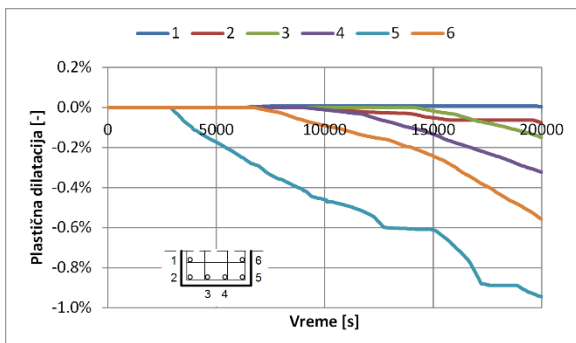
Dijagram moment savijanja-vreme



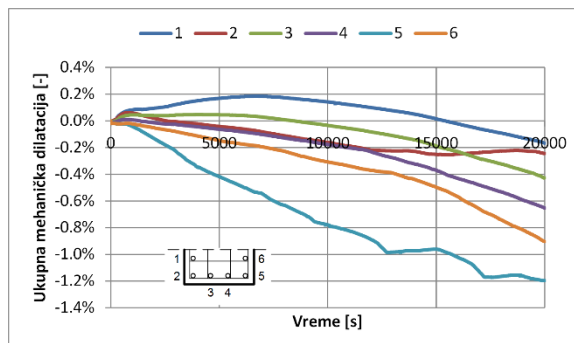
Dijagram napon-vreme



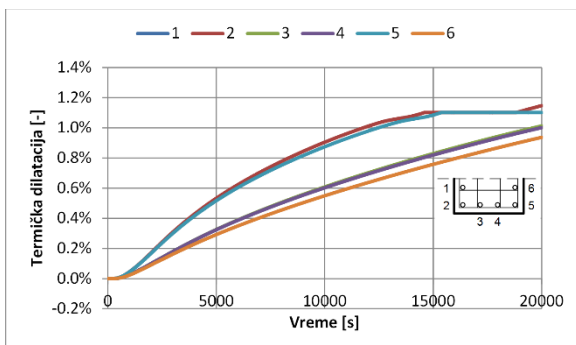
Dijagram elastična dilatacija-vreme



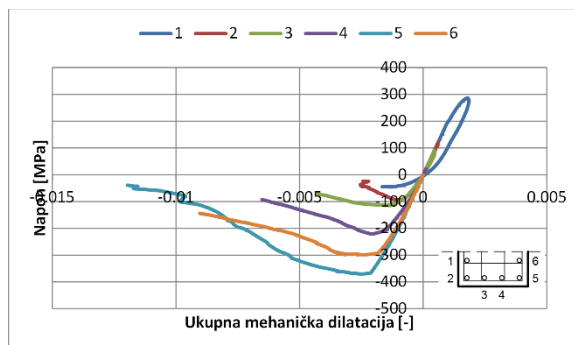
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

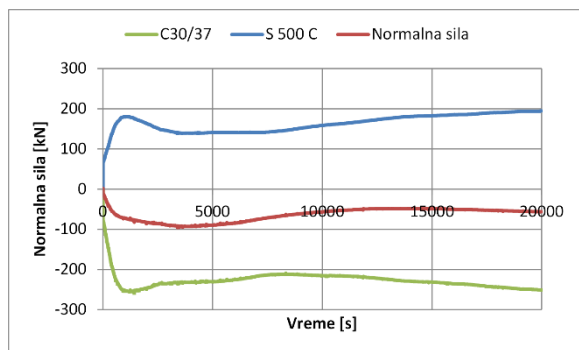


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

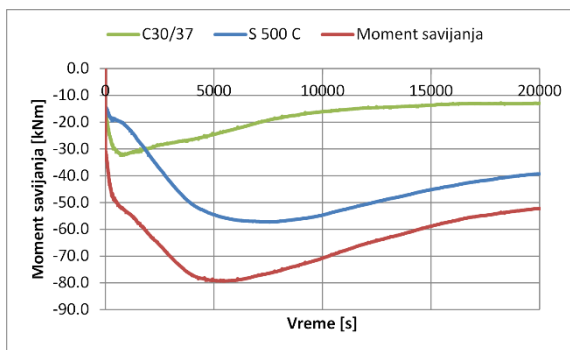
Slika 10.31 Karakteristični dijagrami u preseku C10 - analiza P108C

Analiza P108C

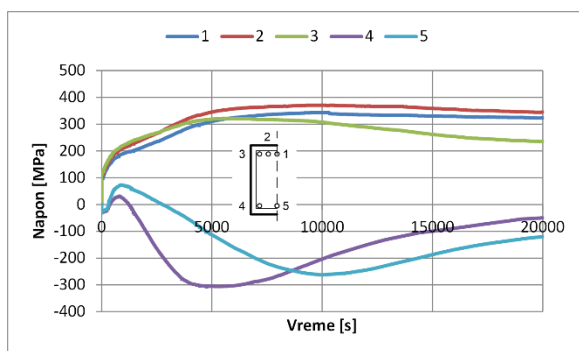
Presek B11'



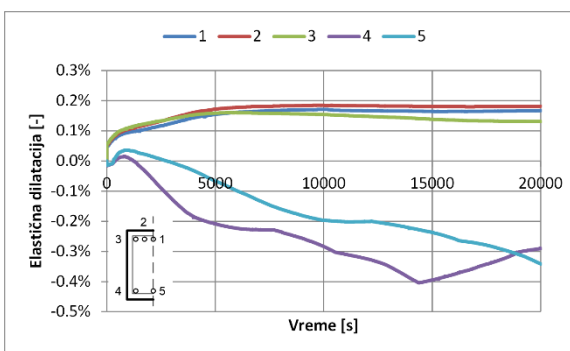
Dijagram normalna sila-vreme



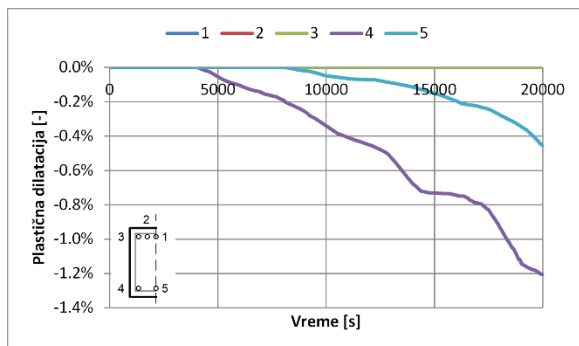
Dijagram moment savijanja-vreme



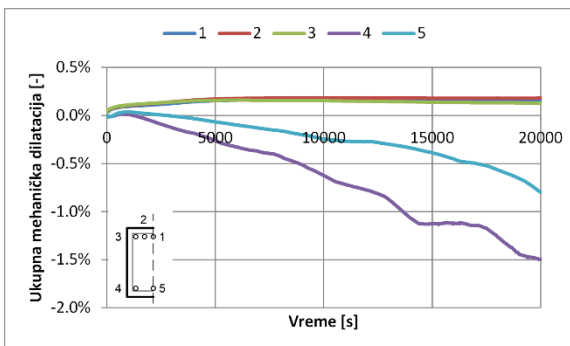
Dijagram napon-vreme



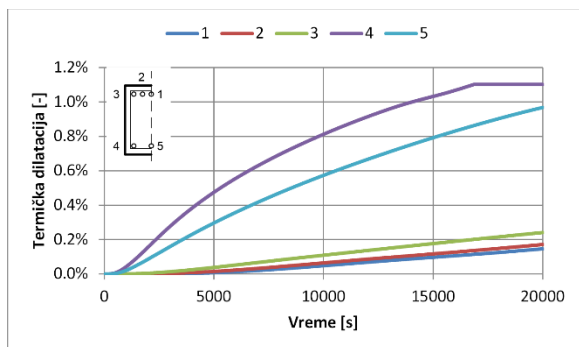
Dijagram elastična dilatacija-vreme



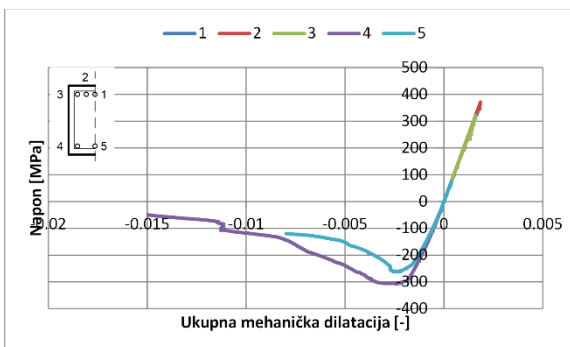
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

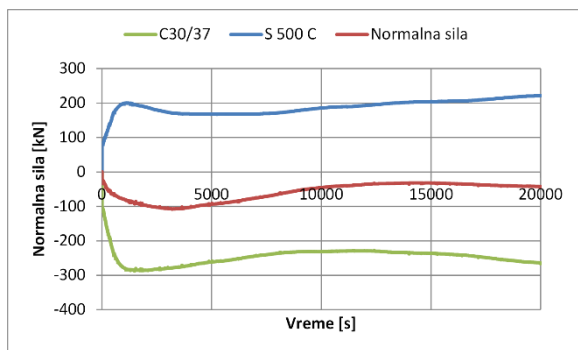


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

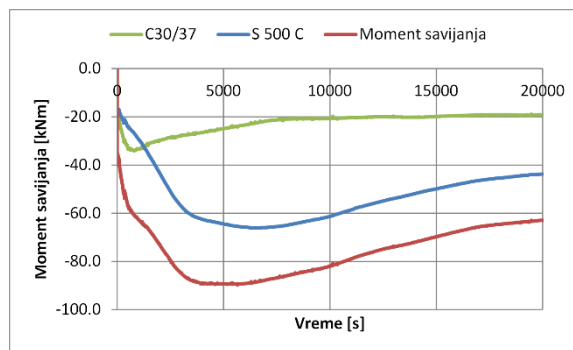
Slika 10.32 Karakteristični dijagrami u preseku B11' - analiza P108C

Analiza P108C

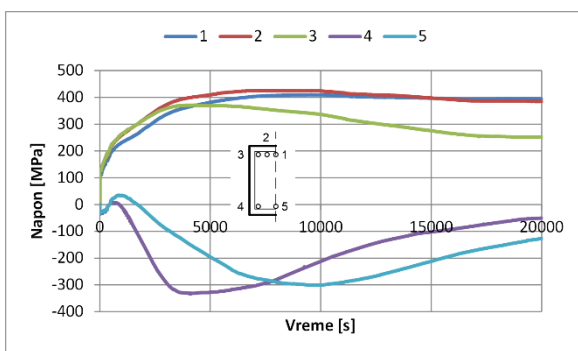
Presek B1'1



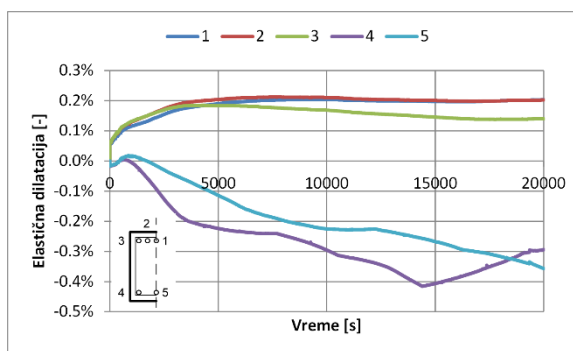
Dijagram normalna sila-vreme



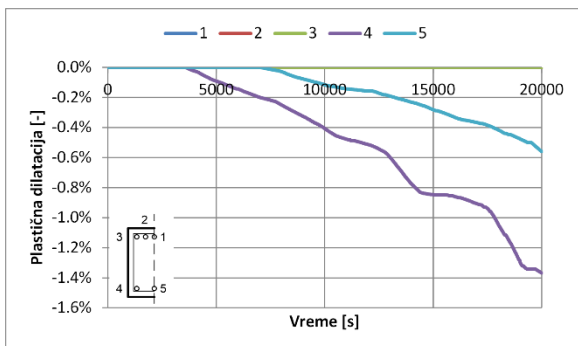
Dijagram moment savijanja-vreme



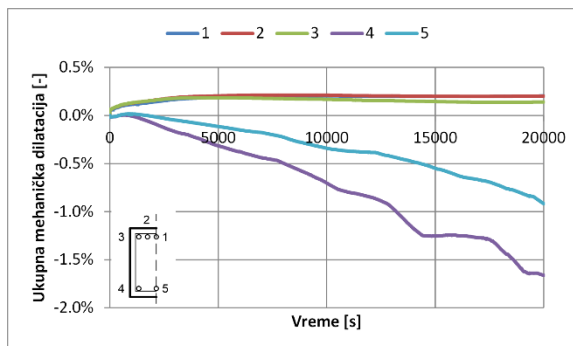
Dijagram napon-vreme



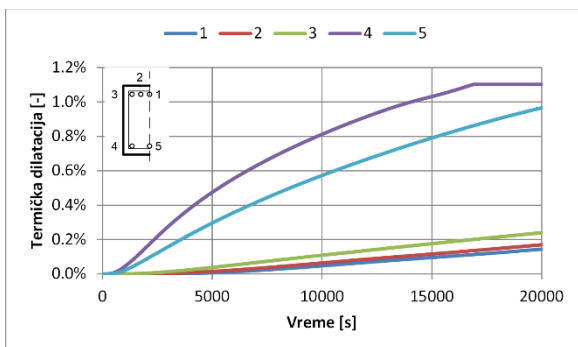
Dijagram elastična dilatacija-vreme



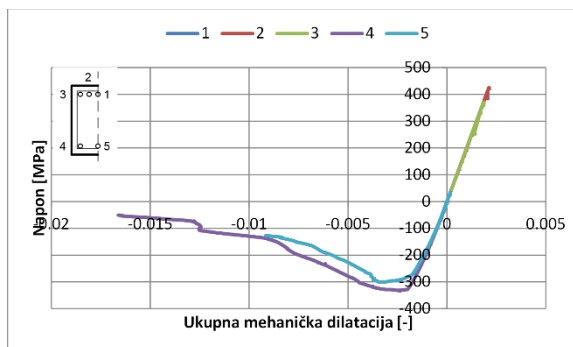
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



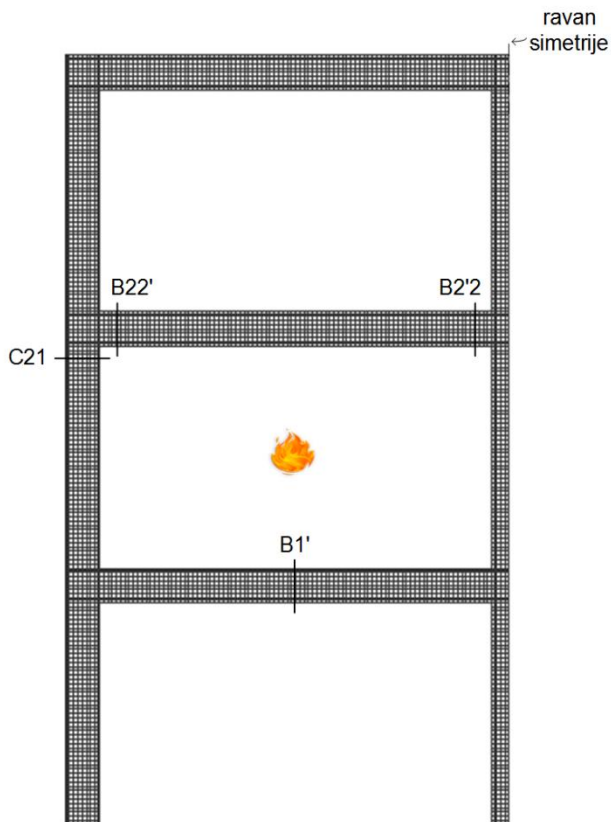
Dijagram termička dilatacija-vreme



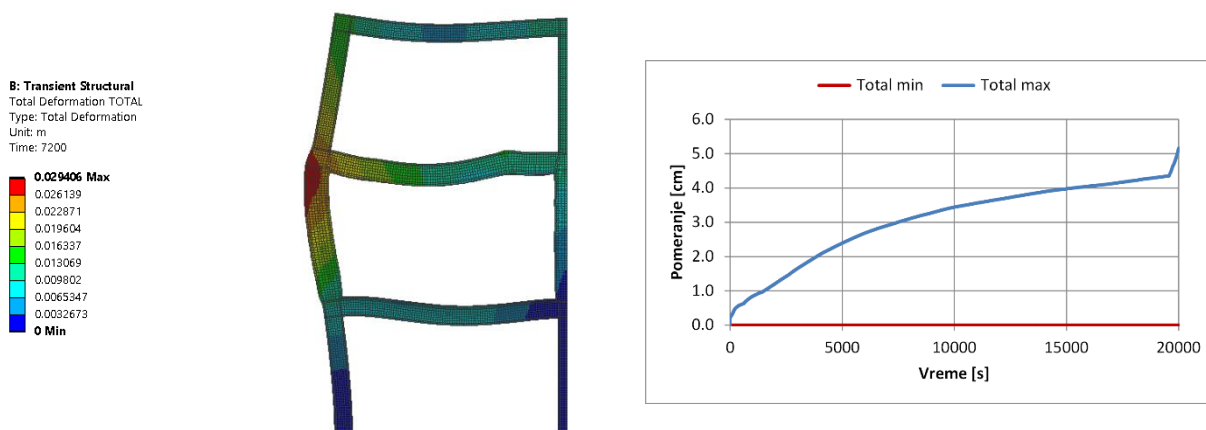
Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.33 Karakteristični dijagrami u preseku B1'1 - analiza P108C

Analiza P2O5S



Slika 10.34 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P2O5S



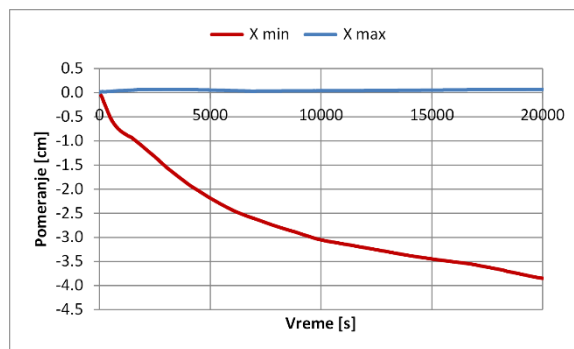
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.35 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P2O5S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

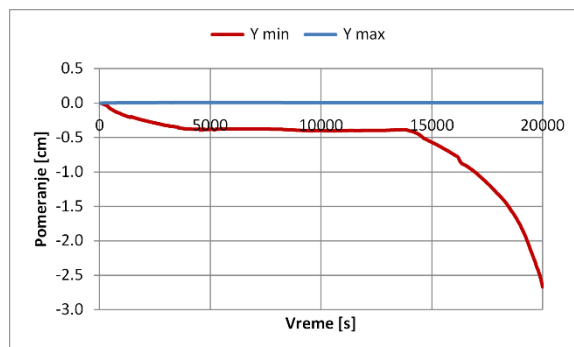


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.36 Deformacija okvira - X pravac - analiza P2O5S

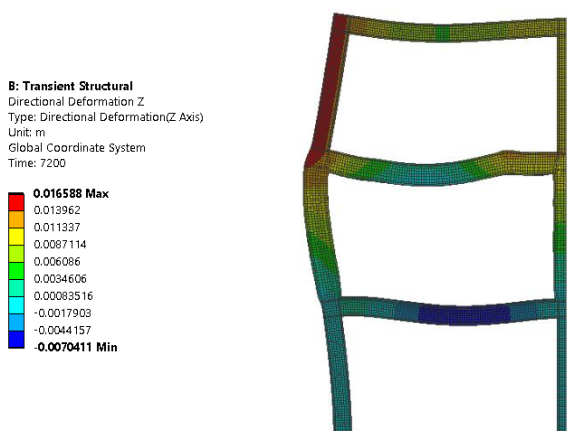


a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

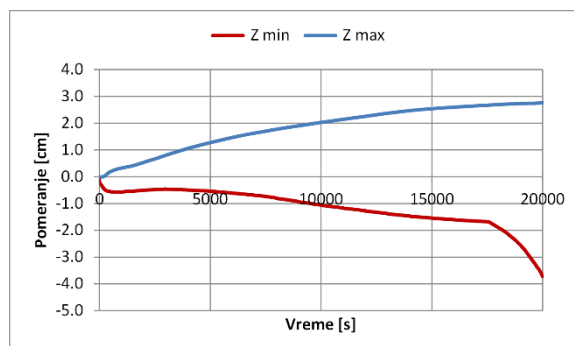


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.37 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P2O5S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

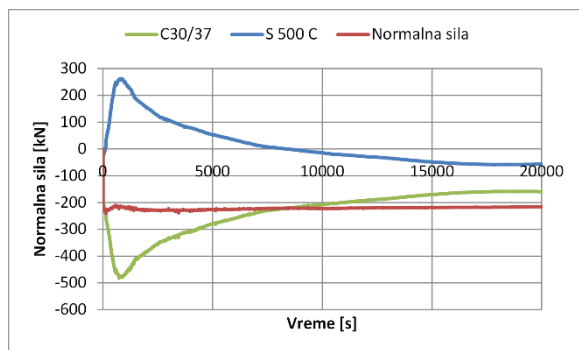


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

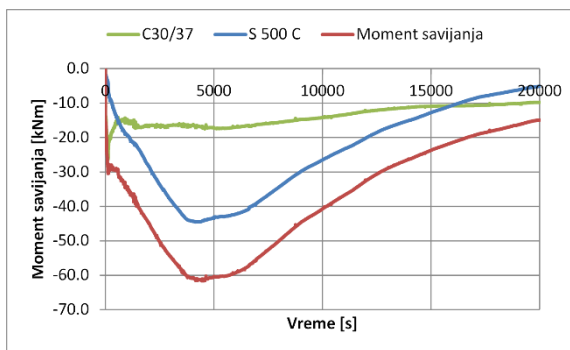
Slika 10.38 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P2O5S

Analiza P2O5S

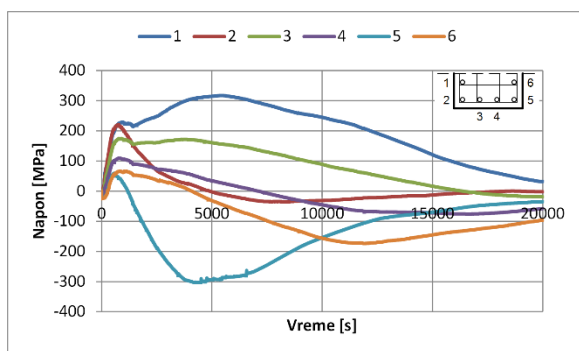
Presek C21



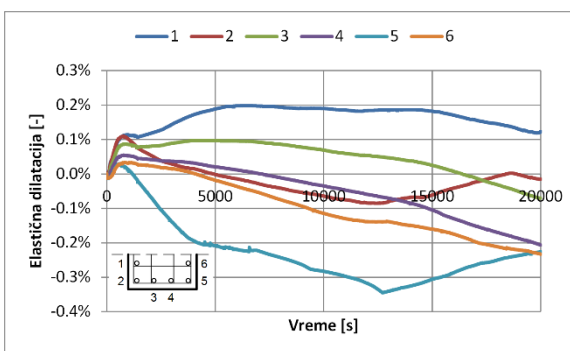
Dijagram normalna sila-vreme



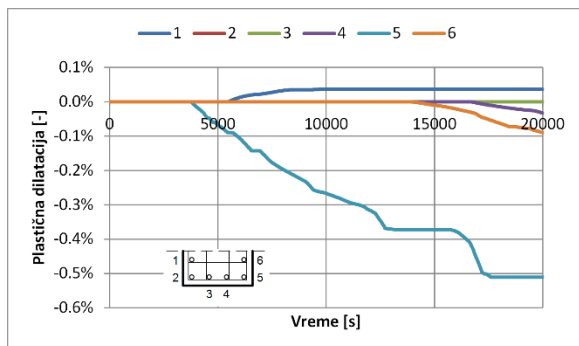
Dijagram moment savijanja-vreme



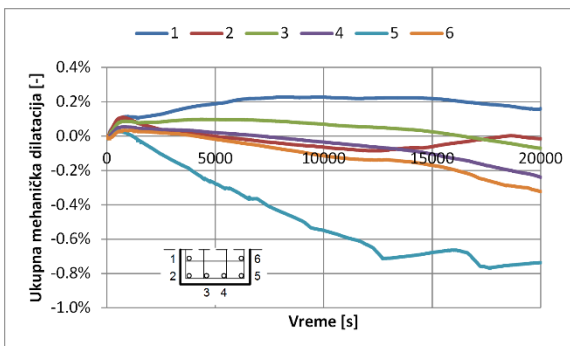
Dijagram napon-vreme



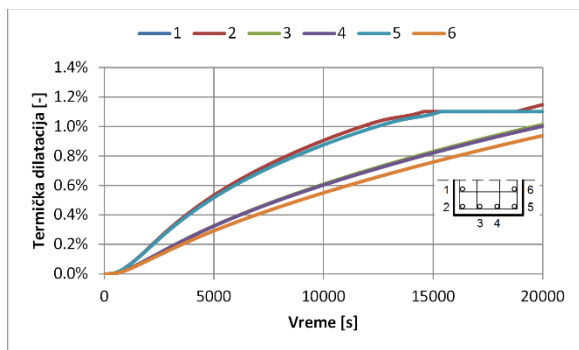
Dijagram elastična dilatacija-vreme



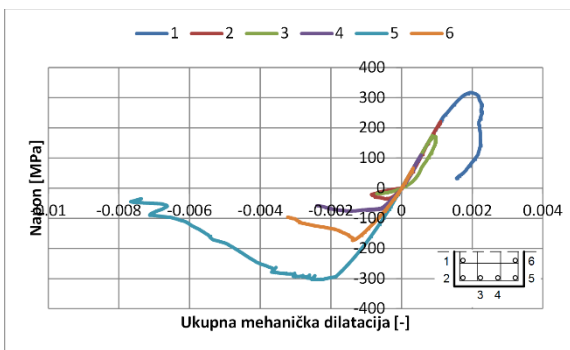
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

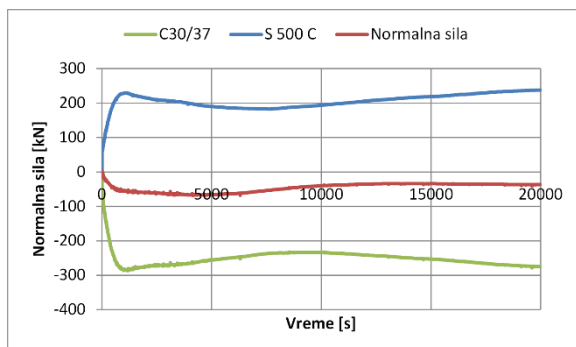


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

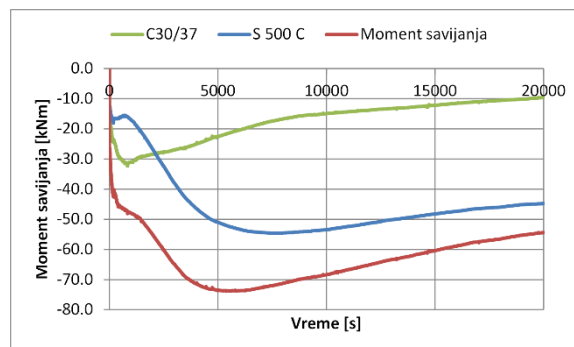
Slika 10.39 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P2O5S

Analiza P2O5S

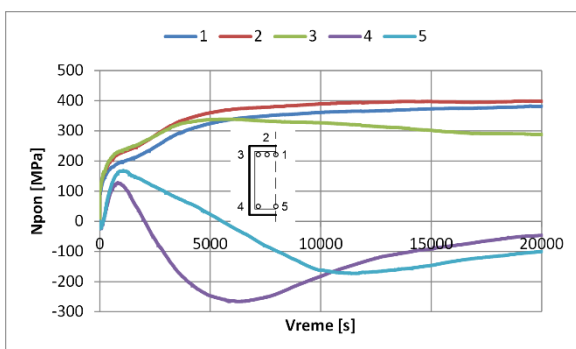
Presek B22'



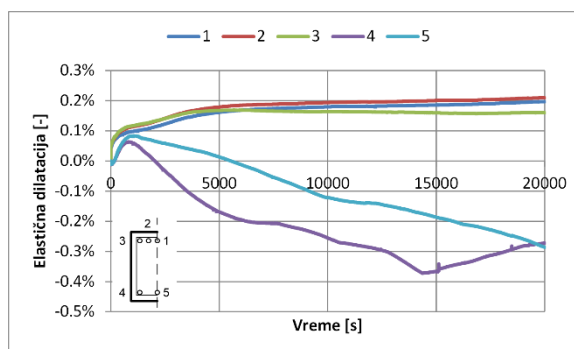
Dijagram normalna sila-vreme



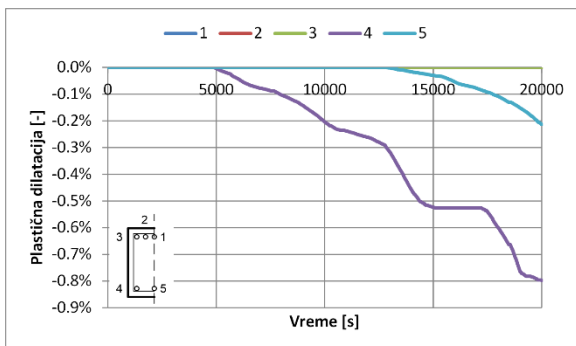
Dijagram moment savijanja-vreme



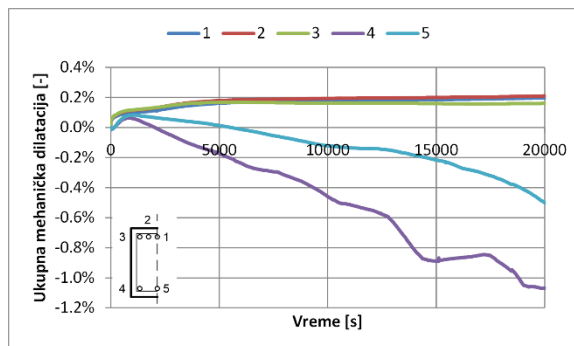
Dijagram napon-vreme



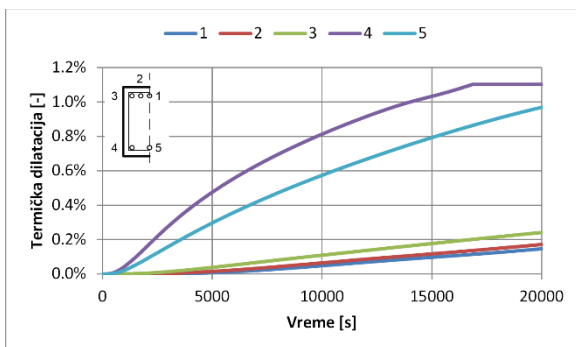
Dijagram elastična dilatacija-vreme



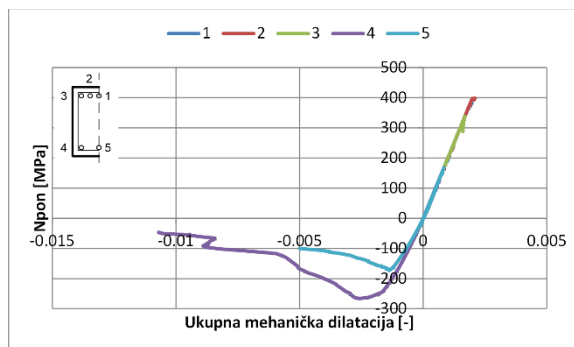
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

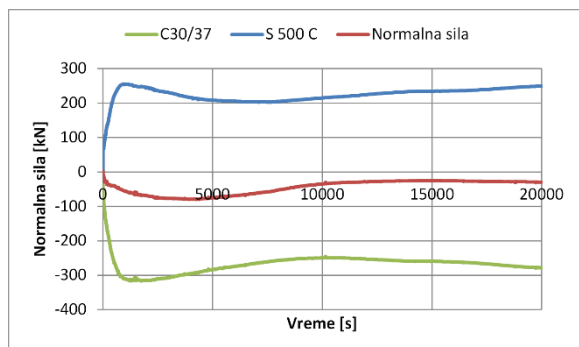


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

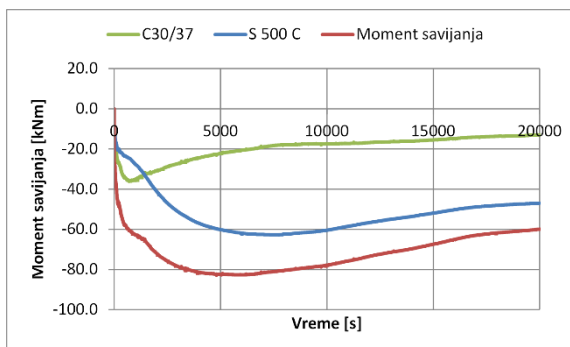
Slika 10.40 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P2O5S

Analiza P2O5S

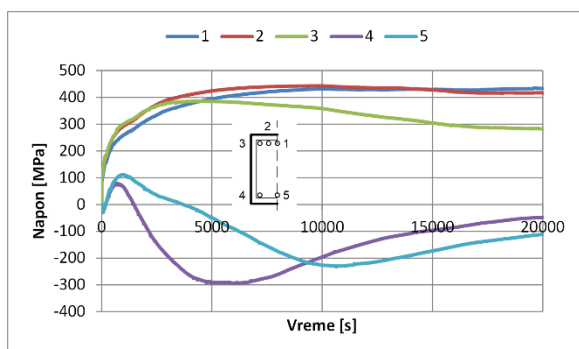
Presek B2'2



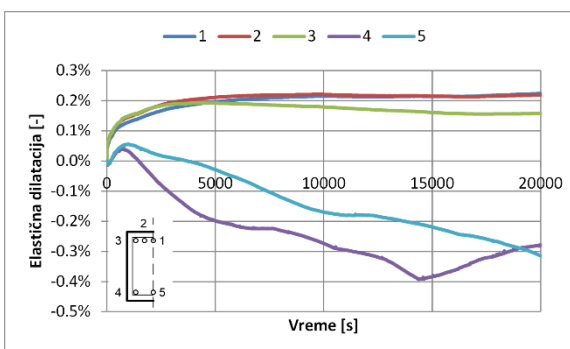
Dijagram normalna sila-vreme



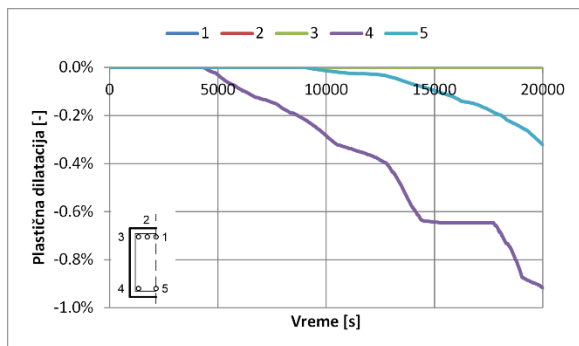
Dijagram moment savijanja-vreme



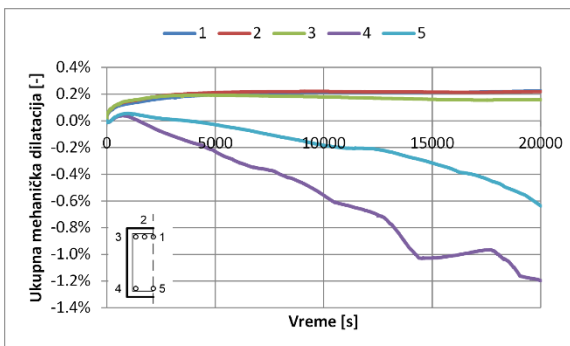
Dijagram napon-vreme



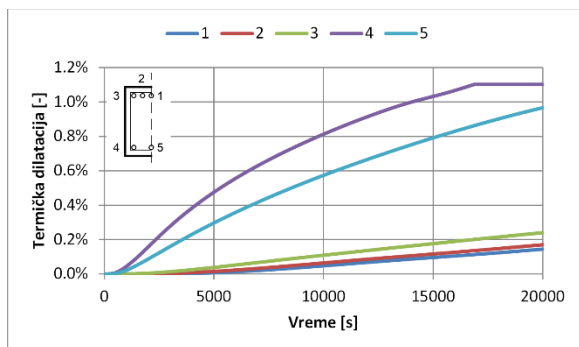
Dijagram elastična dilatacija-vreme



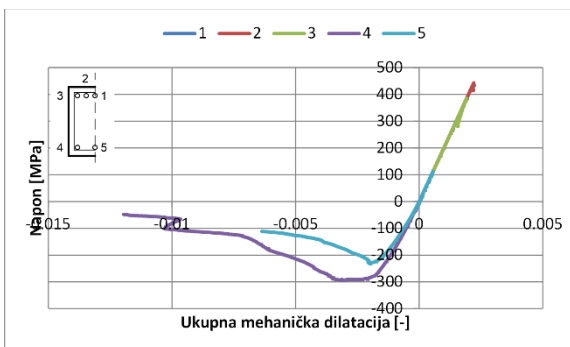
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

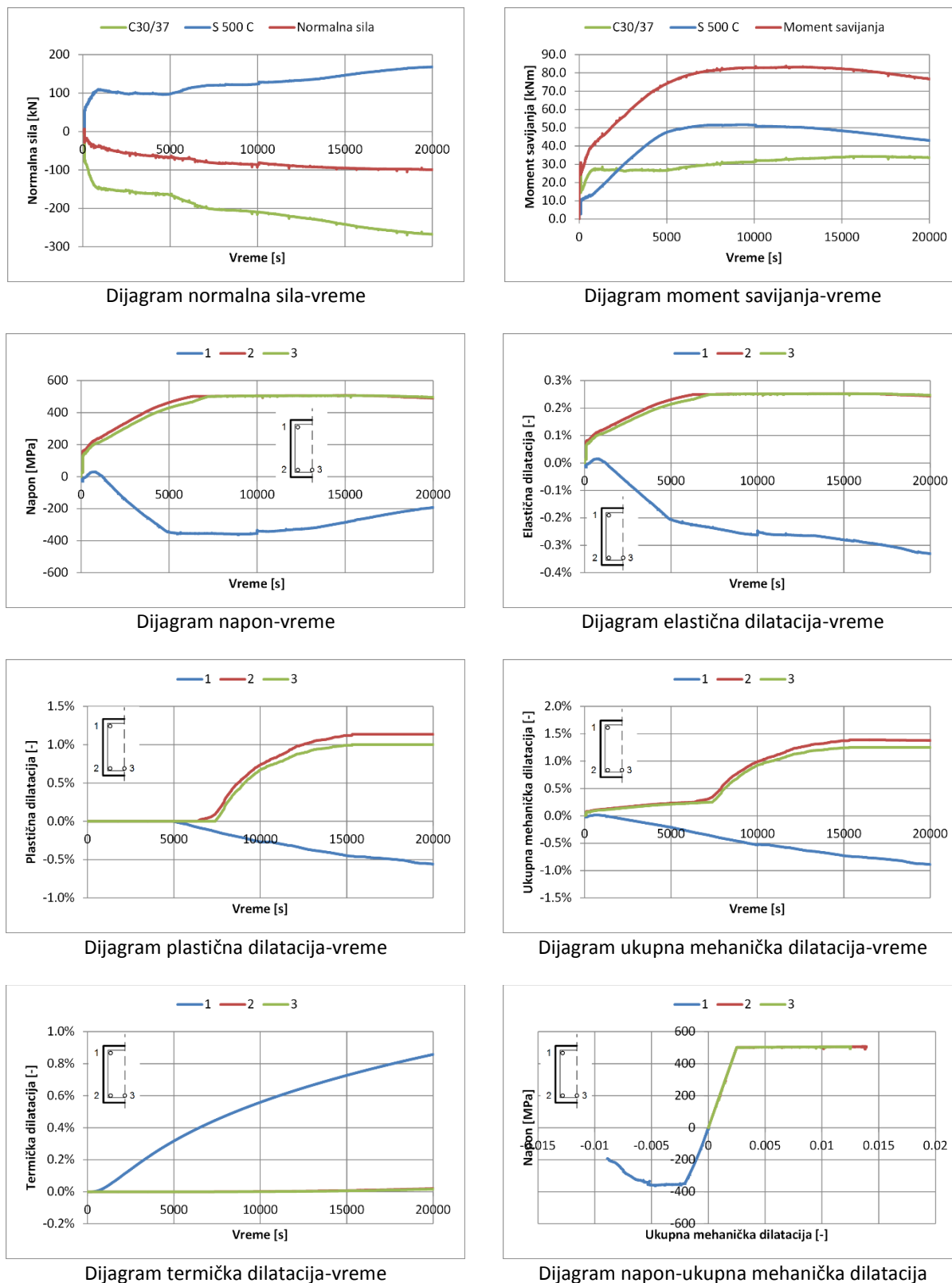


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.41 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P2O5S

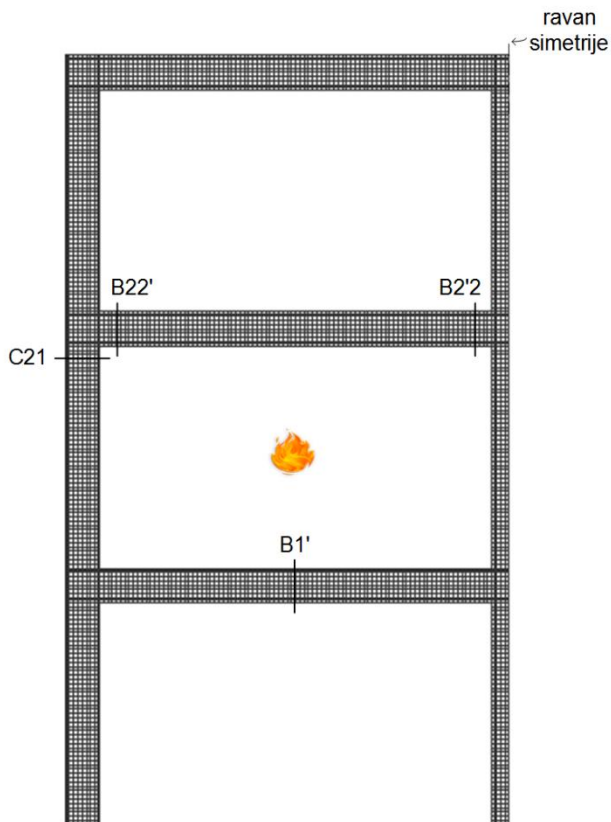
Analiza P2O5S

Presek B1

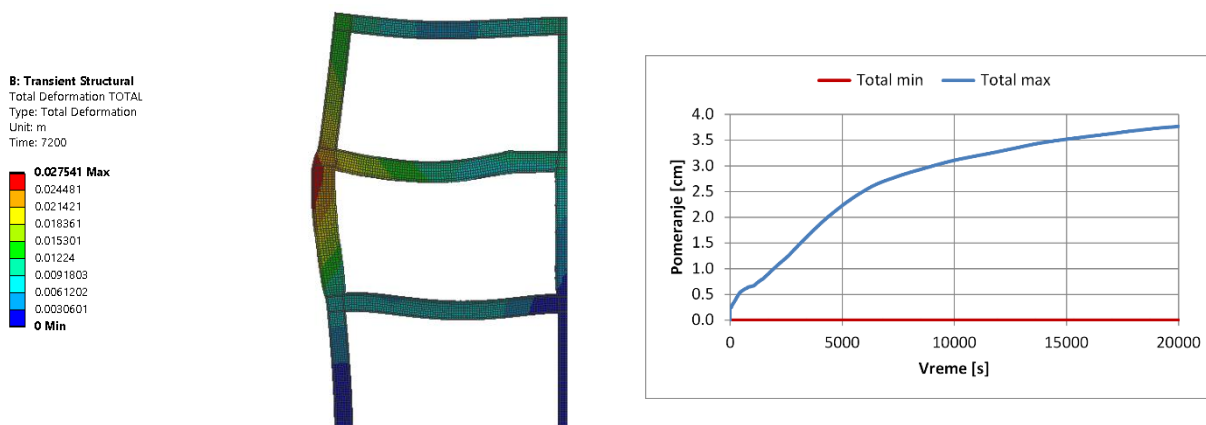


Slika 10.42 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P2O5S

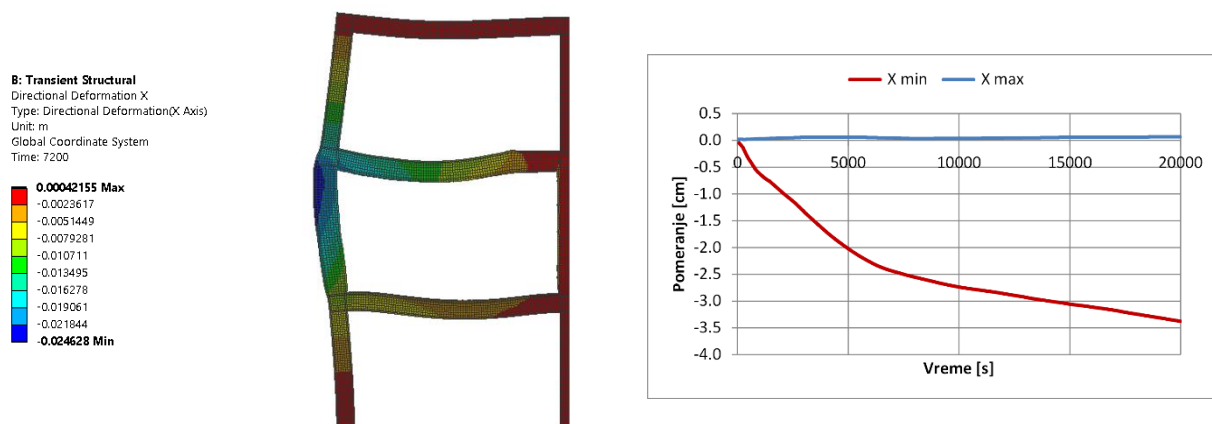
Analiza P205C



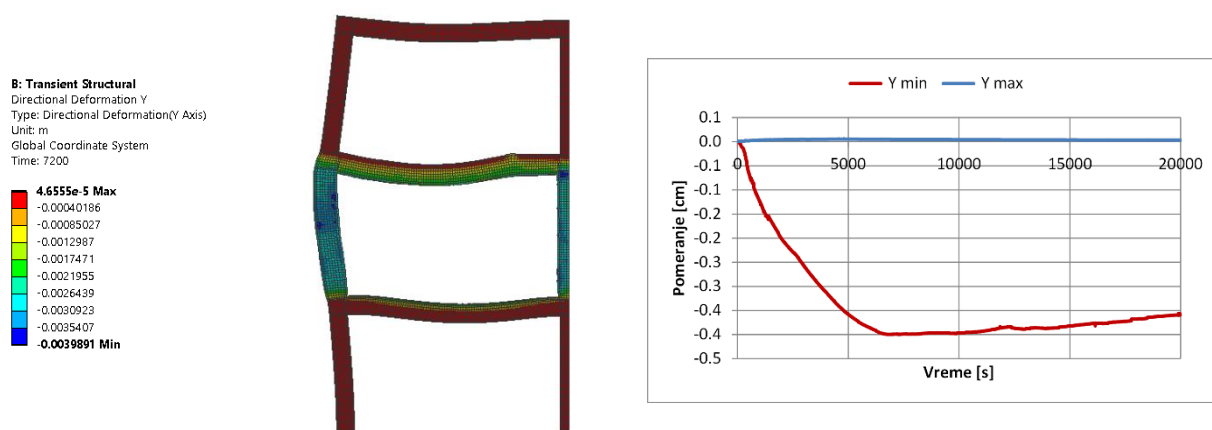
Slika 10.43 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P205C



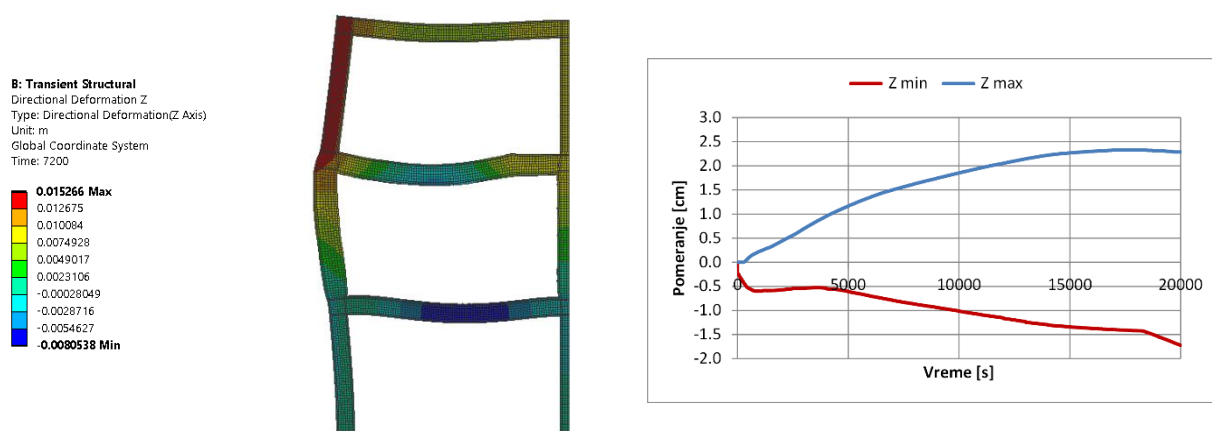
Slika 10.44 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P205C



Slika 10.45 Deformacija okvira - X pravac - analiza P2O5C



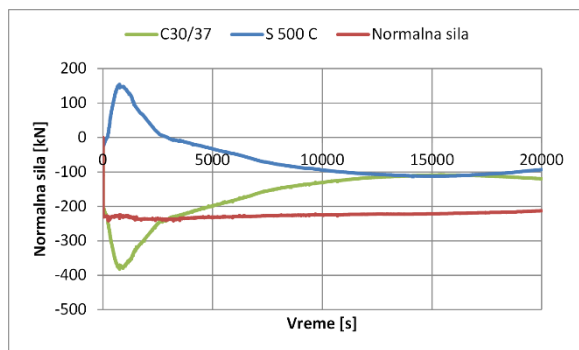
Slika 10.46 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P2O5C



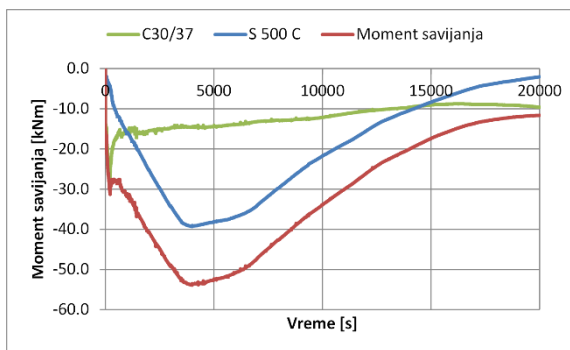
Slika 10.47 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P2O5C

Analiza P205C

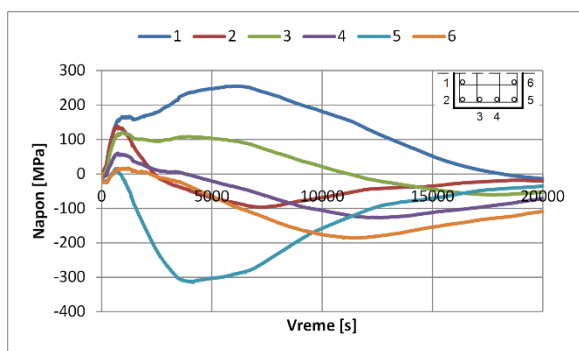
Presek C21



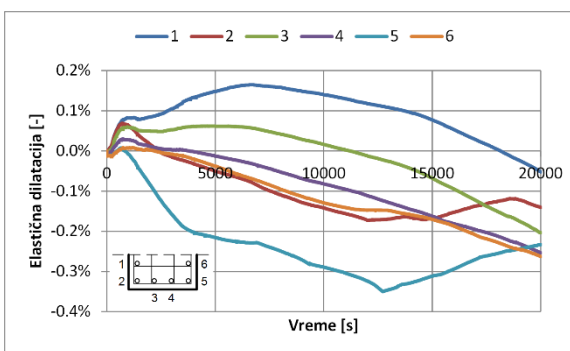
Dijagram normalna sila-vreme



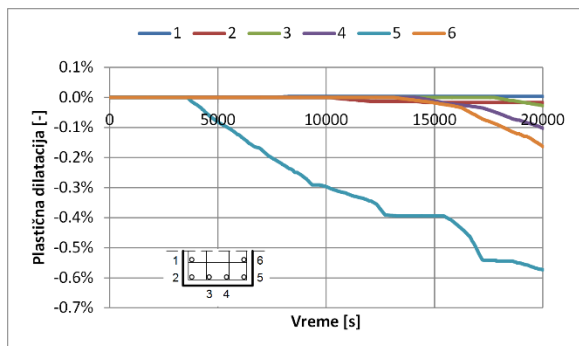
Dijagram moment savijanja-vreme



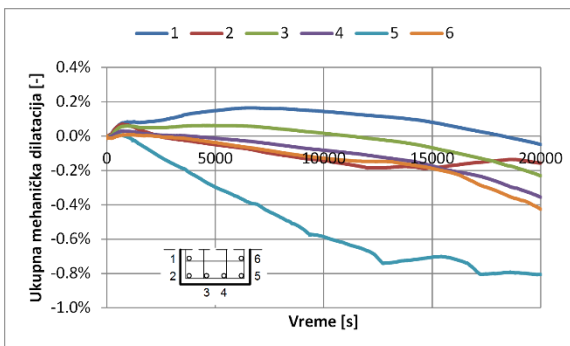
Dijagram napon-vreme



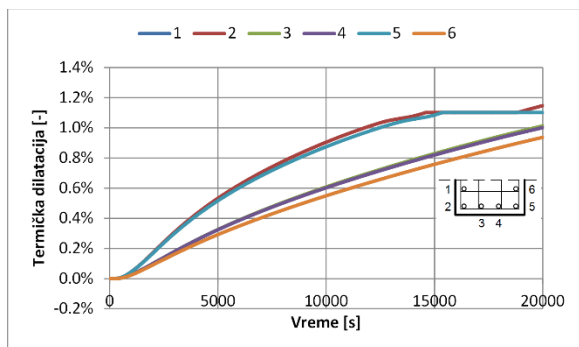
Dijagram elastična dilatacija-vreme



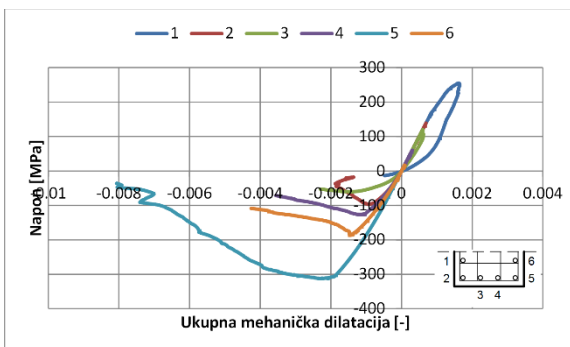
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

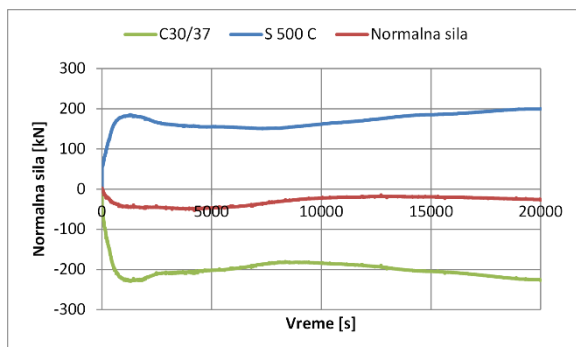


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

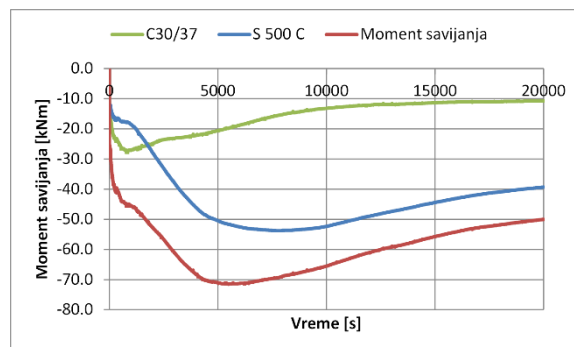
Slika 10.48 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P205C

Analiza P2O5C

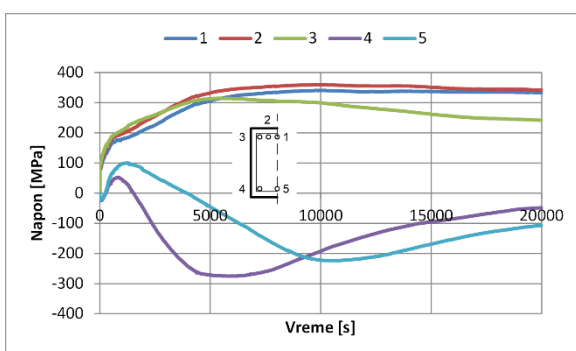
Presek B22'



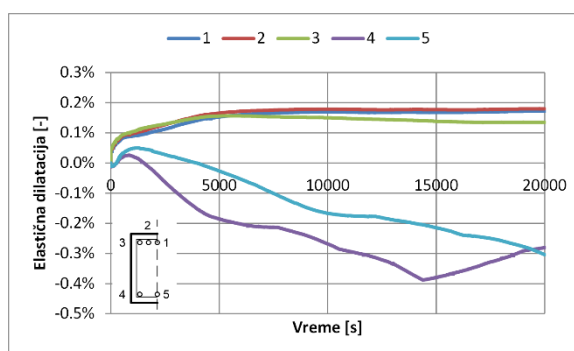
Dijagram normalna sila-vreme



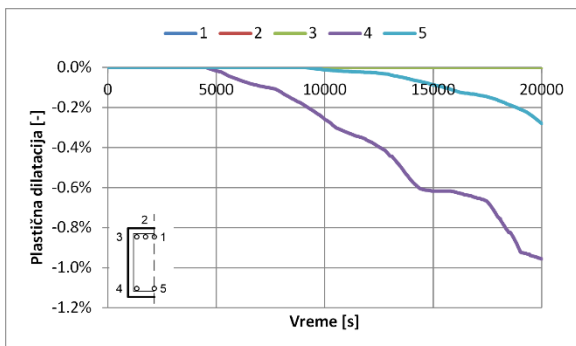
Dijagram moment savijanja-vreme



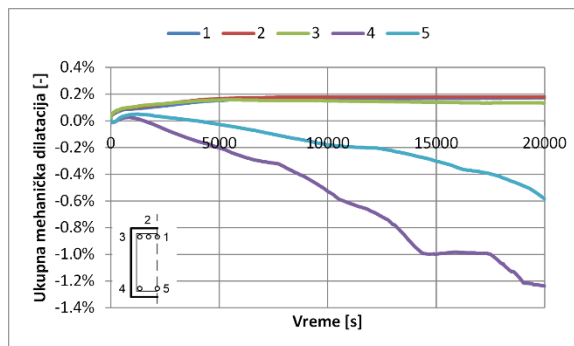
Dijagram napon-vreme



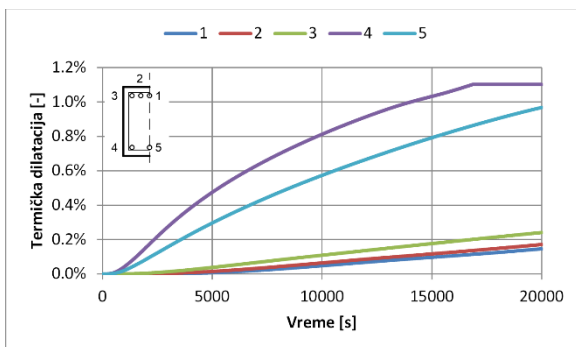
Dijagram elastična dilatacija-vreme



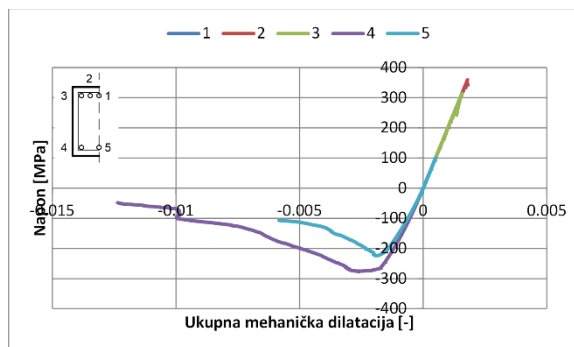
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

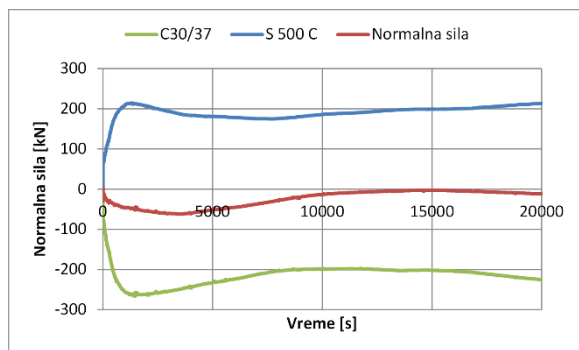


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

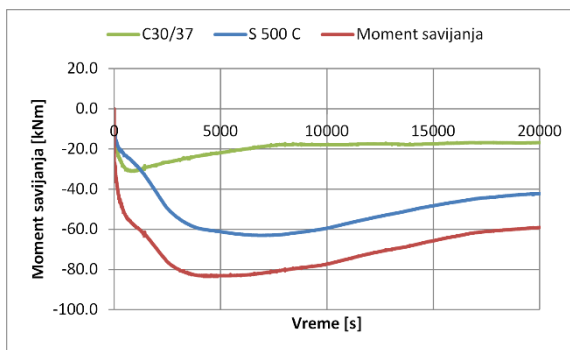
Slika 10.49 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P2O5C

Analiza P205C

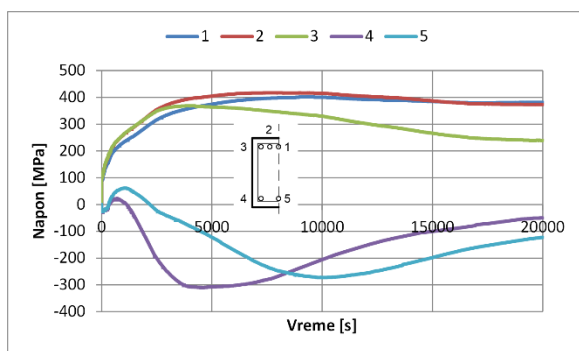
Presek B2'2



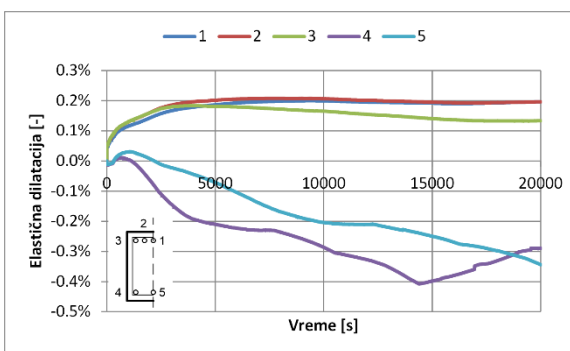
Dijagram normalna sila-vreme



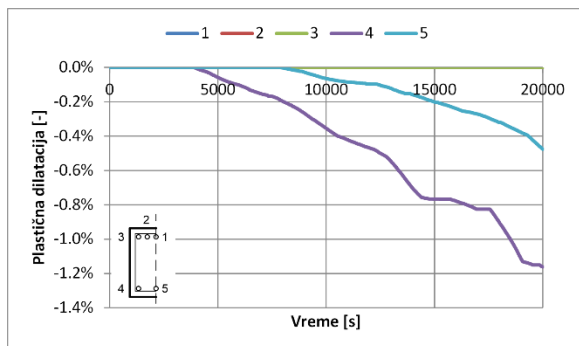
Dijagram moment savijanja-vreme



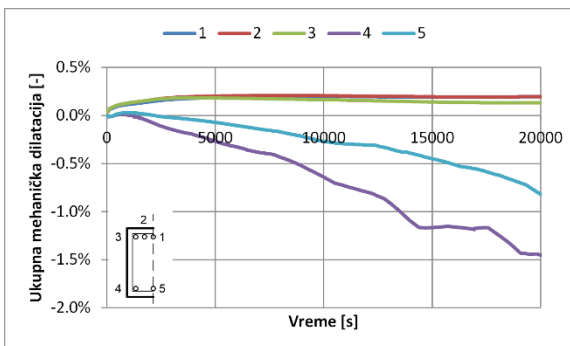
Dijagram napon-vreme



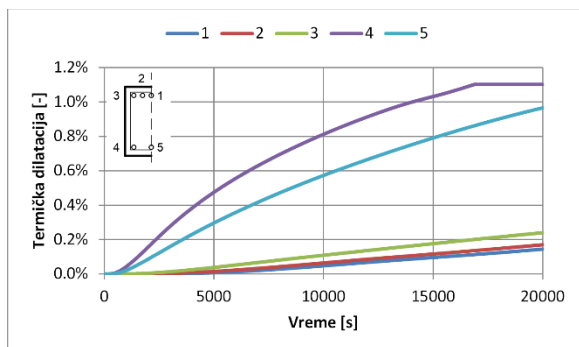
Dijagram elastična dilatacija-vreme



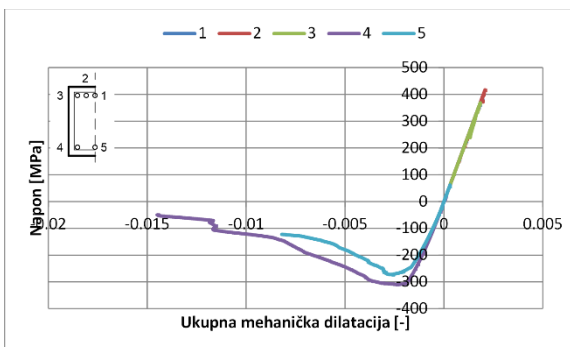
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

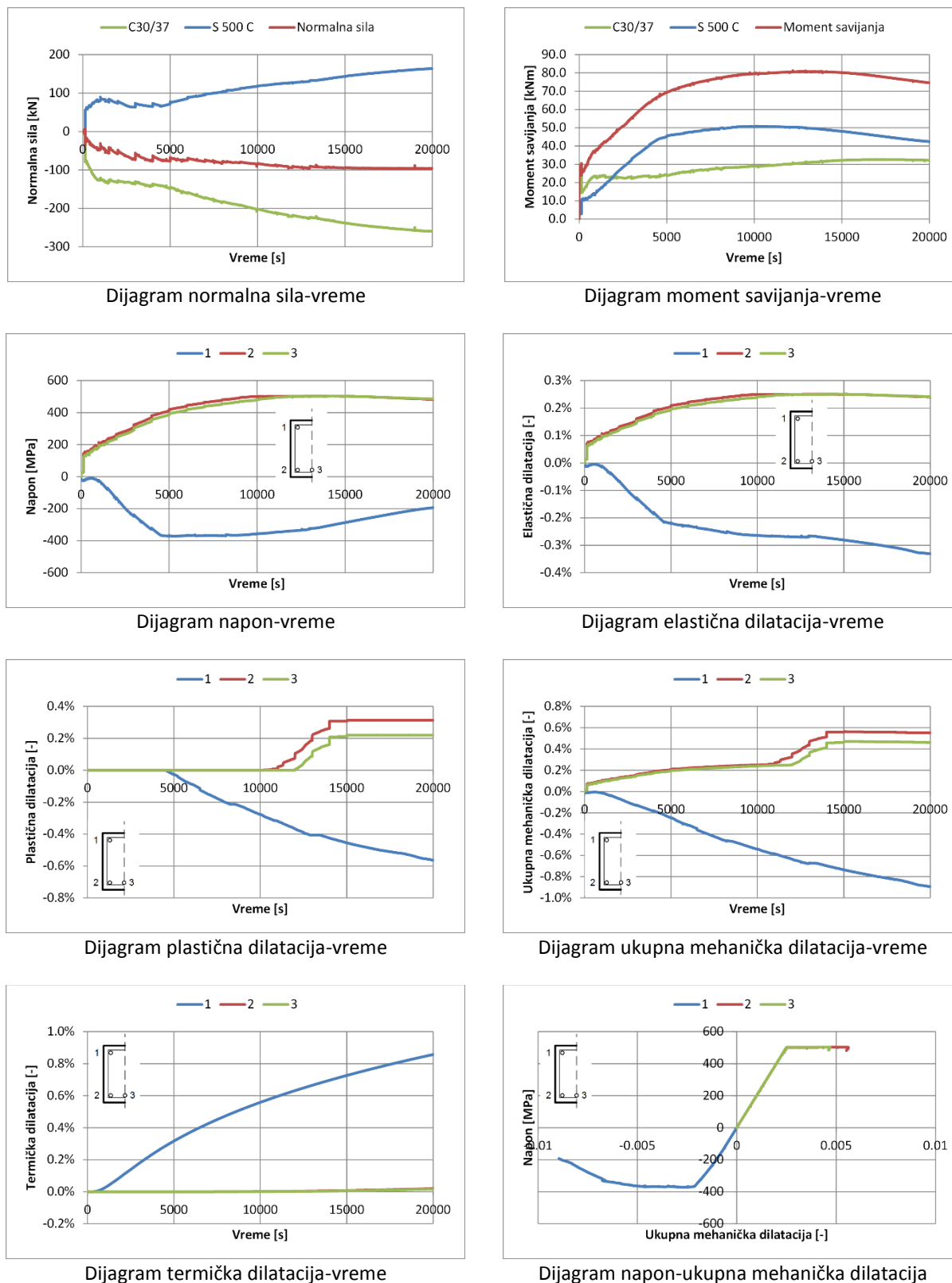


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.50 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P205C

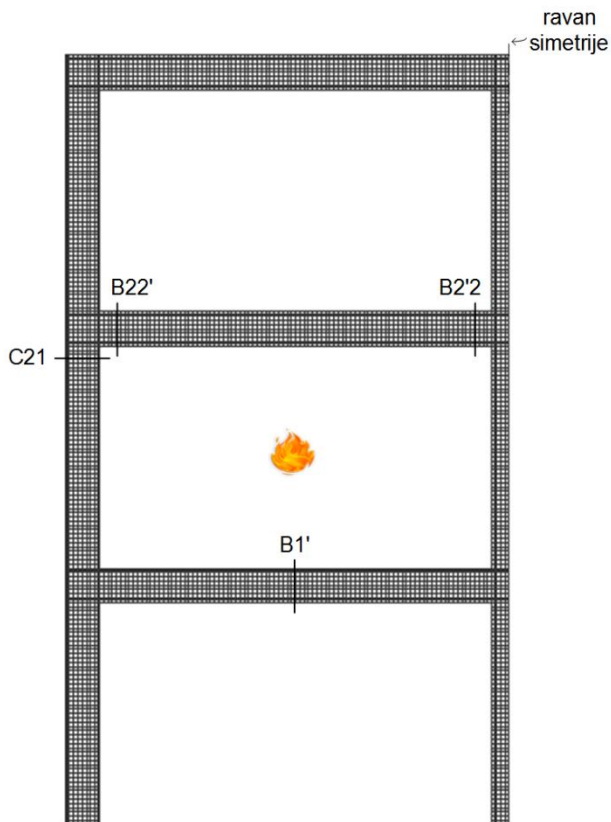
Analiza P2O5C

Presek B1

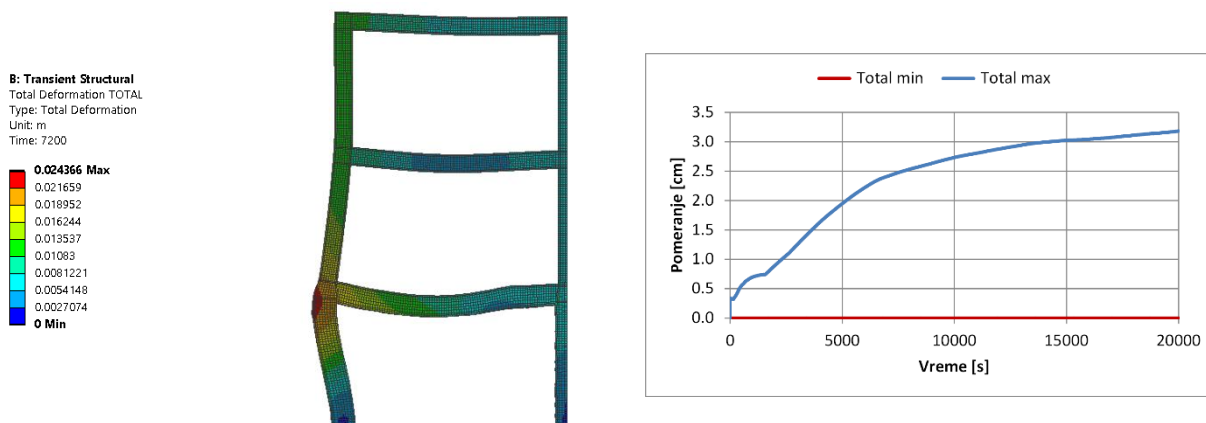


Slika 10.51 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P2O5C

Analiza P2O8C



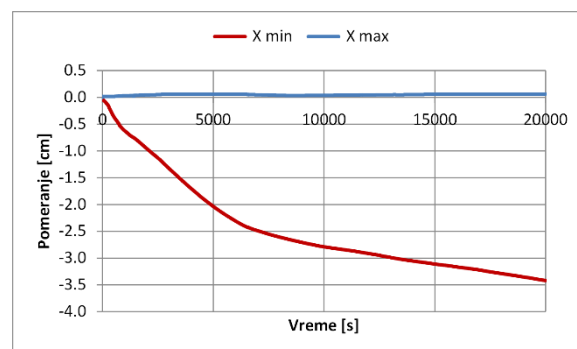
Slika 10.52 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P2O8C



Slika 10.53 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P2O8C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

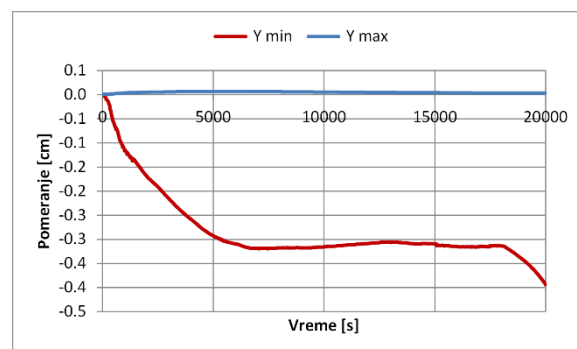


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.54 Deformacija okvira - X pravac - analiza P208C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

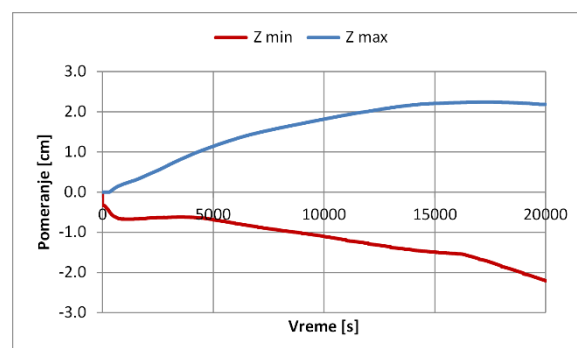


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.55 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P208C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

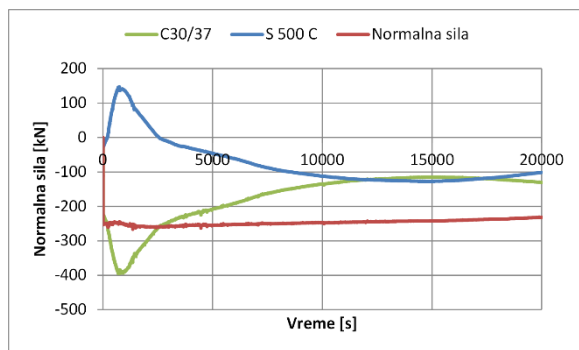


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

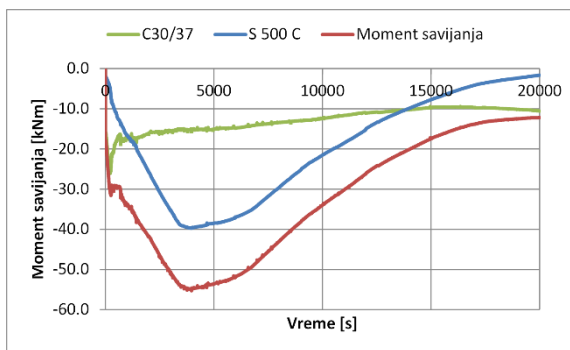
Slika 10.56 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P208C

Analiza P208C

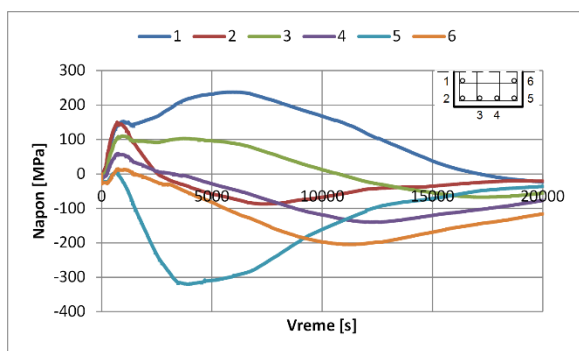
Presek C21



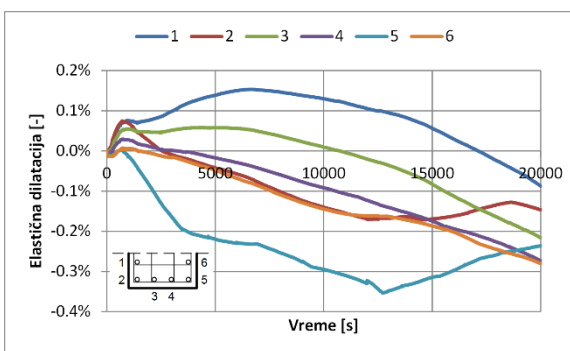
Dijagram normalna sila-vreme



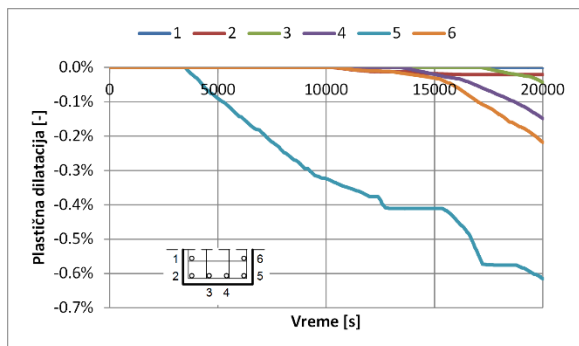
Dijagram moment savijanja-vreme



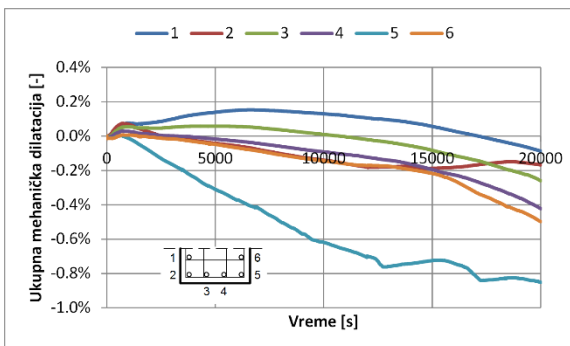
Dijagram napon-vreme



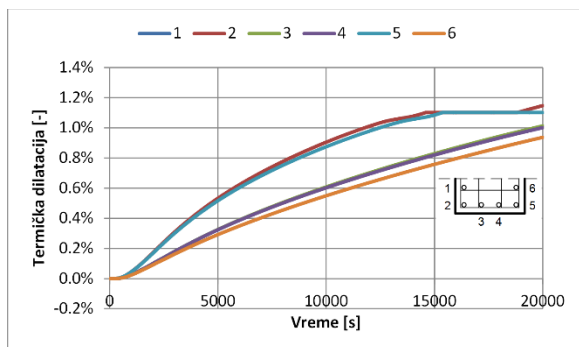
Dijagram elastična dilatacija-vreme



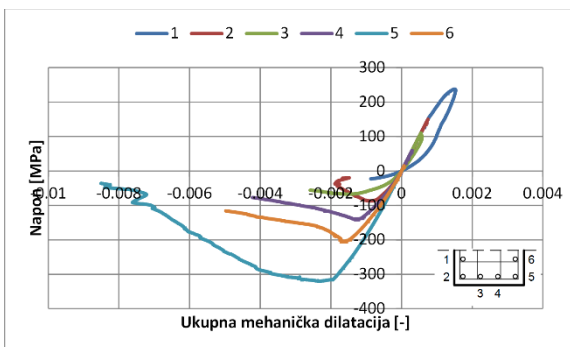
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

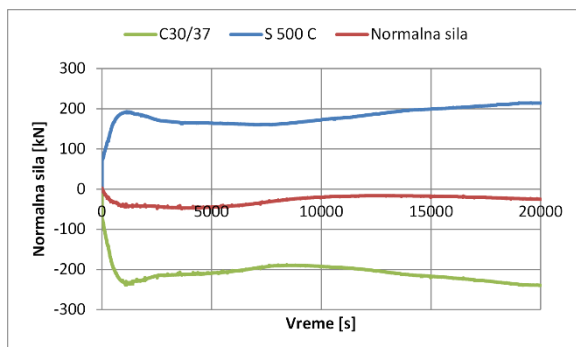


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

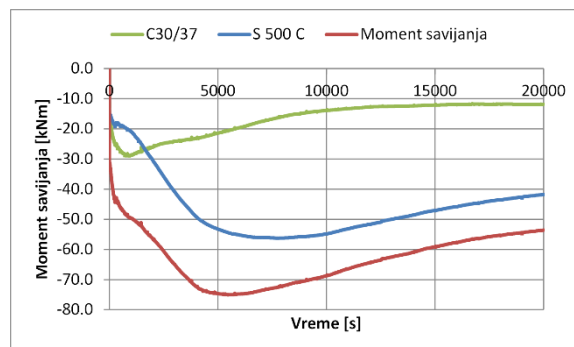
Slika 10.57 Karakteristični dijagrami u preseku C21 - analiza P208C

Analiza P2O8C

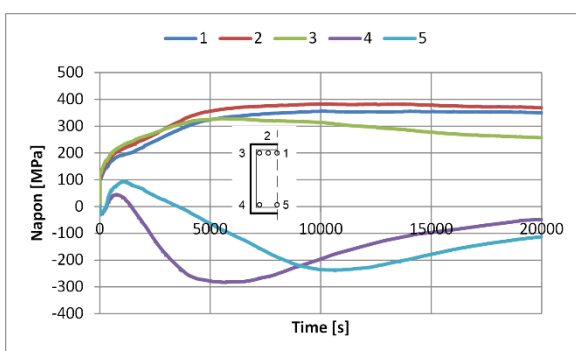
Presek B22'



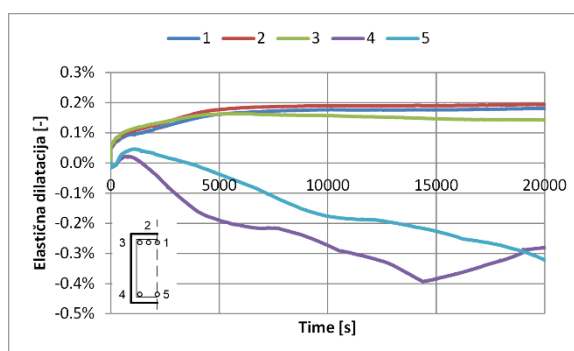
Dijagram normalna sila-vreme



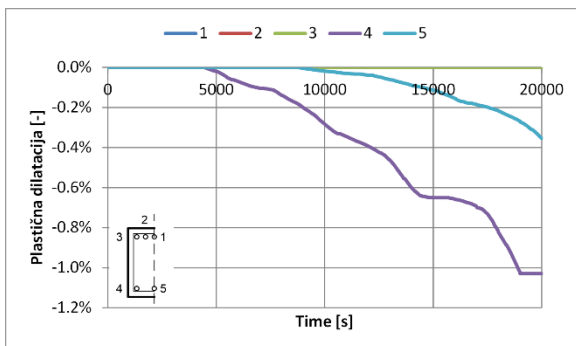
Dijagram moment savijanja-vreme



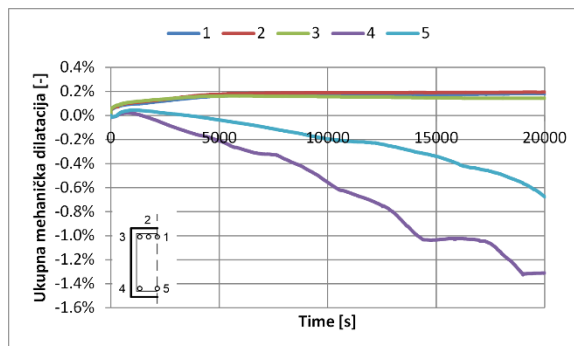
Dijagram napon-vreme



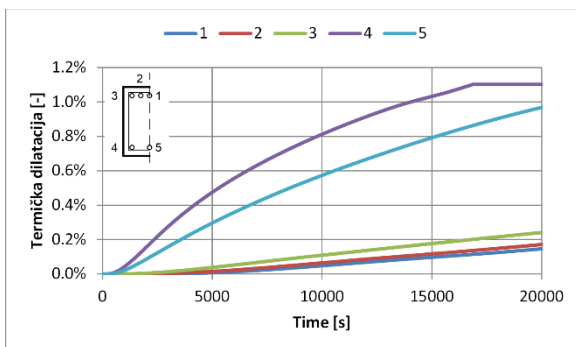
Dijagram elastična dilatacija-vreme



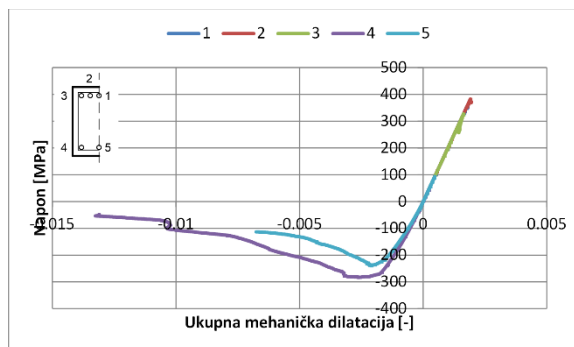
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

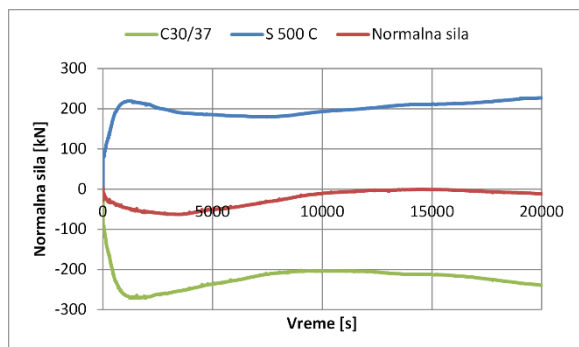


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

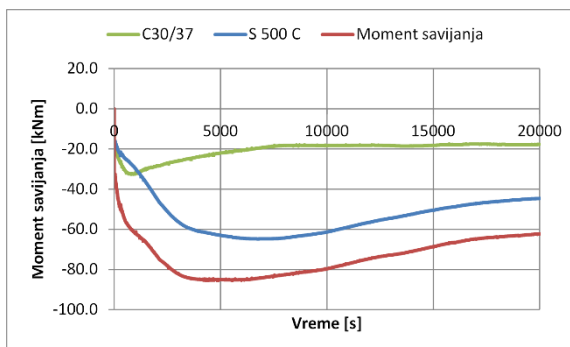
Slika 10.58 Karakteristični dijagrami u preseku B22' - analiza P2O8C

Analiza P2O8C

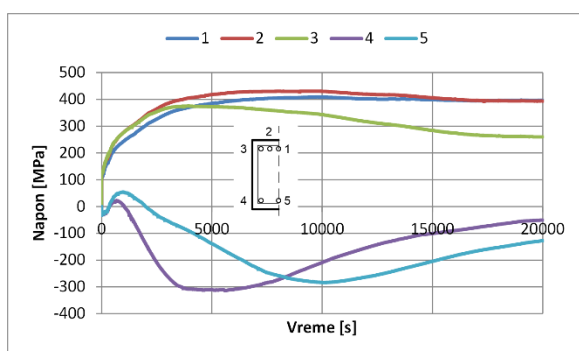
Presek B2'2



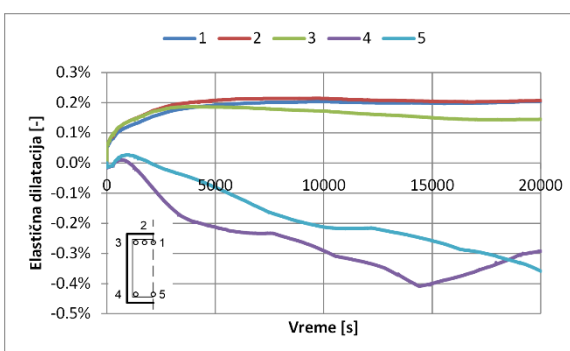
Dijagram normalna sila-vreme



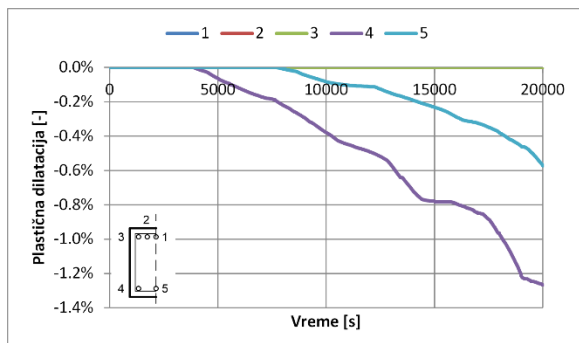
Dijagram moment savijanja-vreme



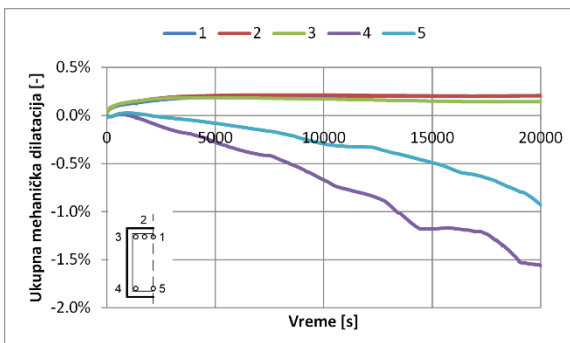
Dijagram napon-vreme



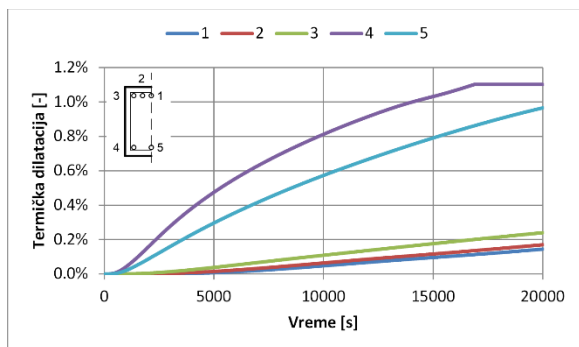
Dijagram elastična dilatacija-vreme



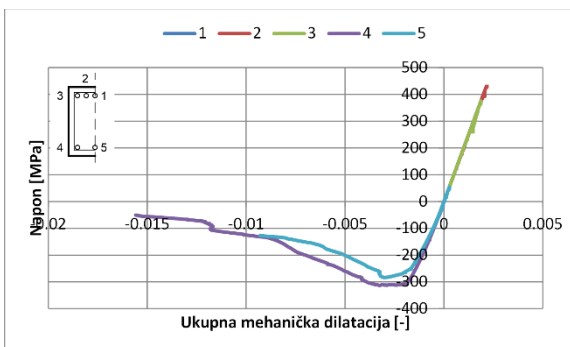
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

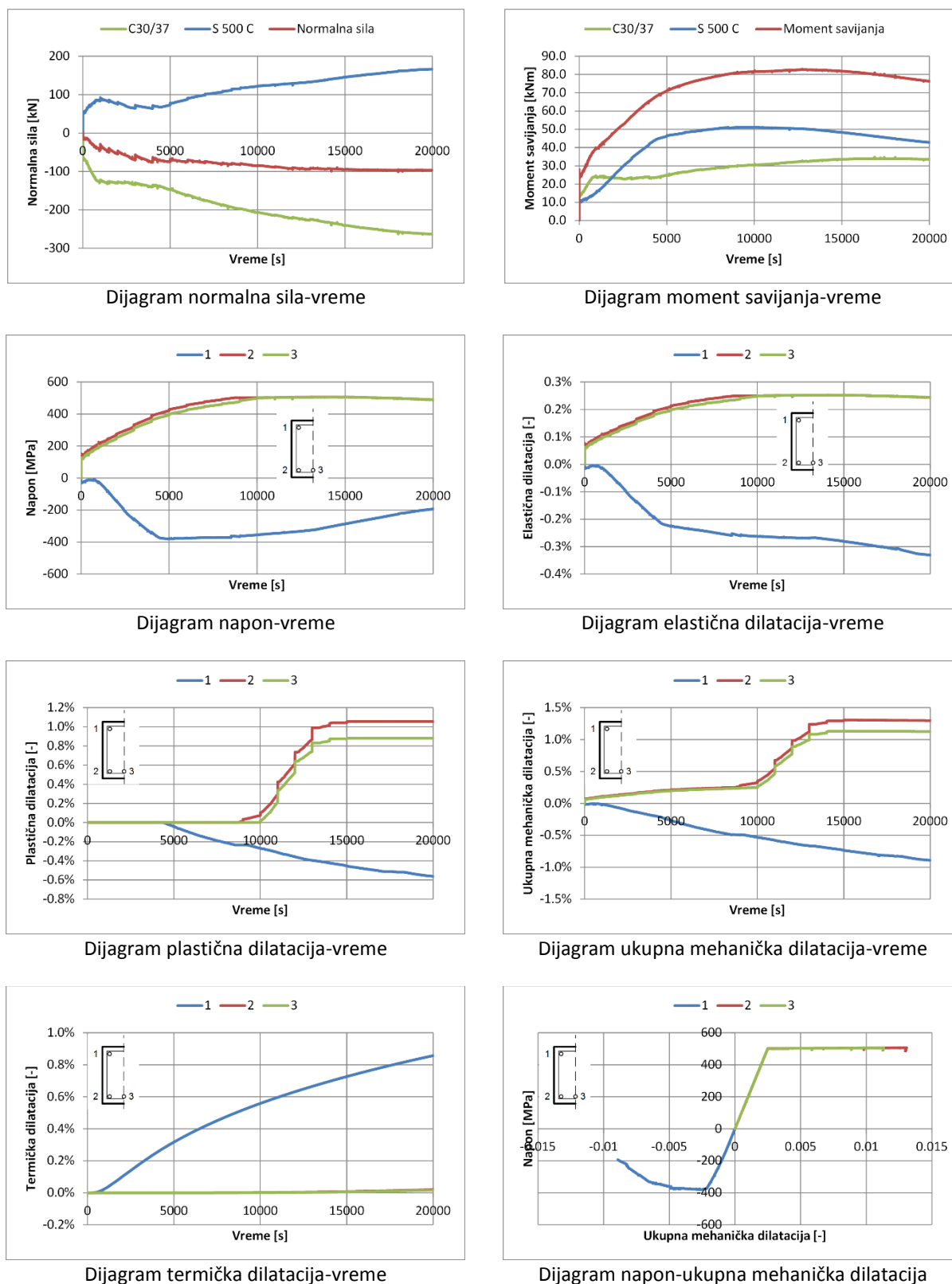


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.59 Karakteristični dijagrami u preseku B2'2 - analiza P2O8C

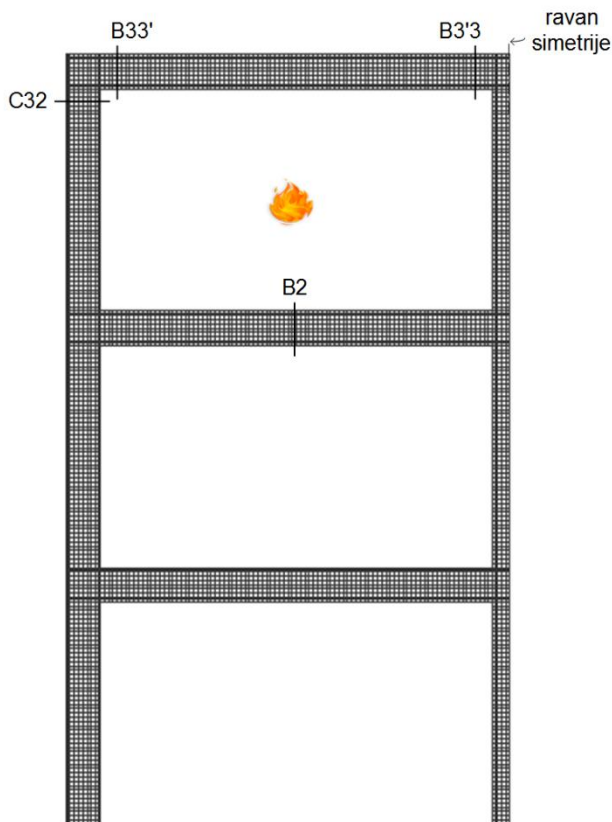
Analiza P2O8C

Presek B1

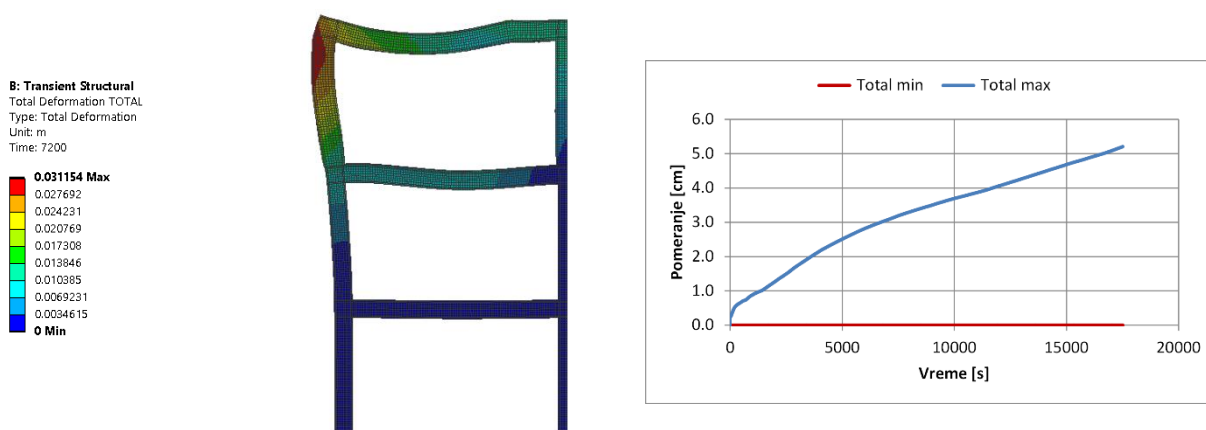


Slika 10.60 Karakteristični dijagrami u preseku B1 - analiza P2O8C

Analiza P3055



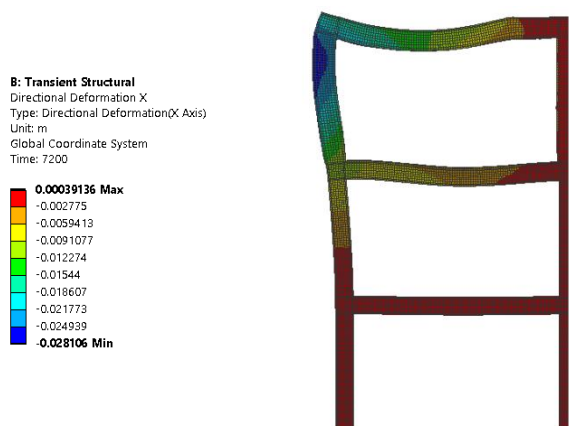
Slika 10.61 Karakteristični poprečni preseki i požarni scenario - analiza P3055



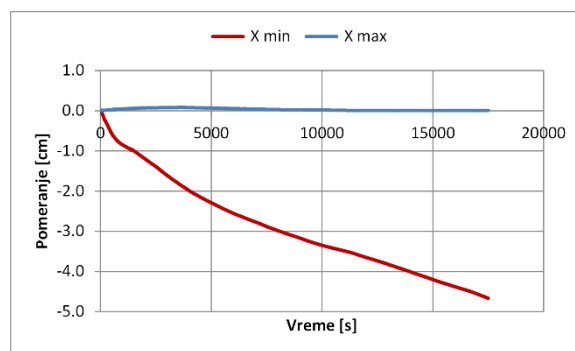
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.62 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P3055



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

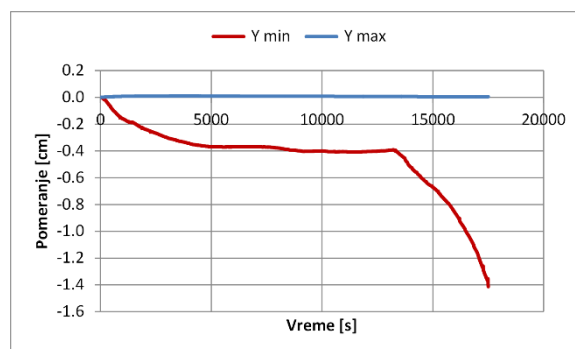


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.63 Deformacija okvira - X pravac - analiza P3O5S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

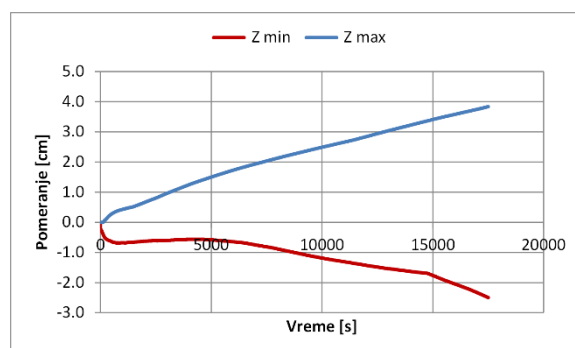


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.64 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P3O5S



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

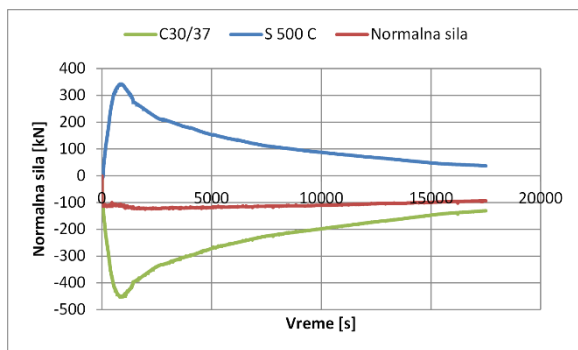


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

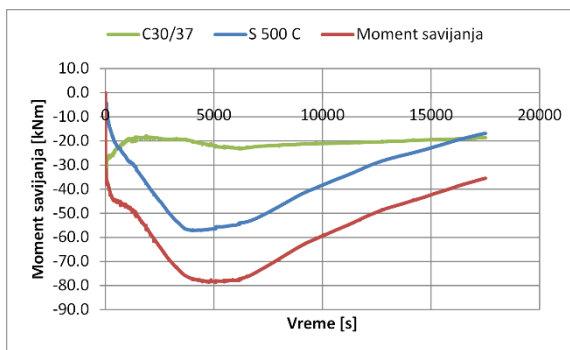
Slika 10.65 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P3O5S

Analiza P3O5S

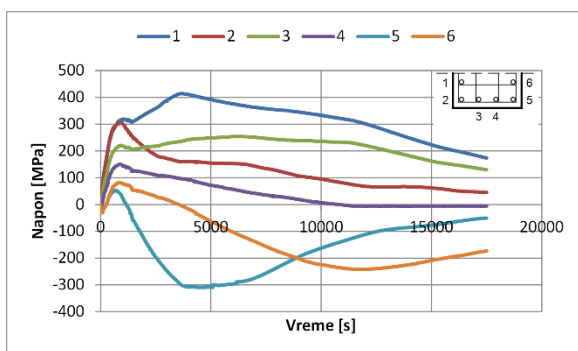
Presek C32



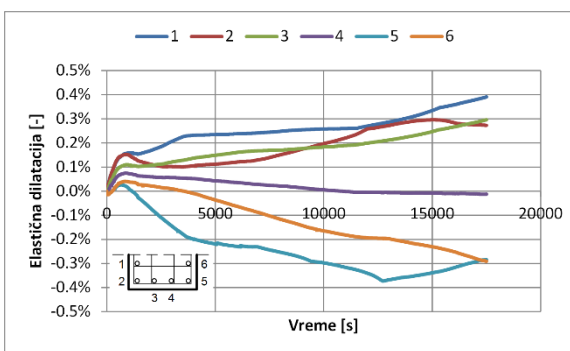
Dijagram normalna sila-vreme



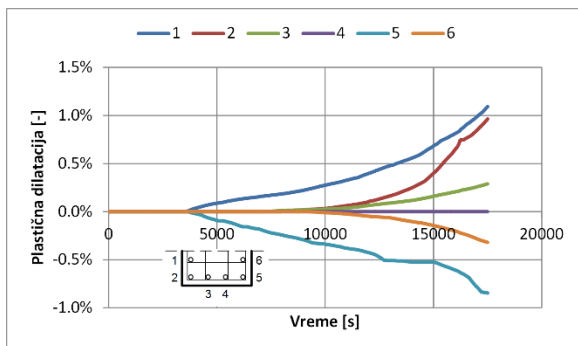
Dijagram moment savijanja-vreme



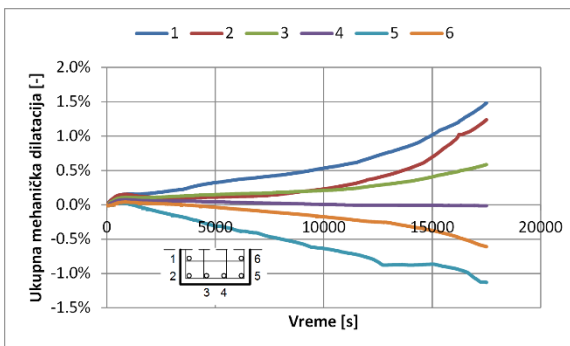
Dijagram napon-vreme



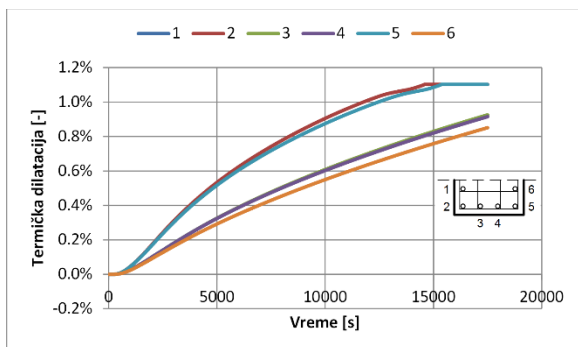
Dijagram elastična dilatacija-vreme



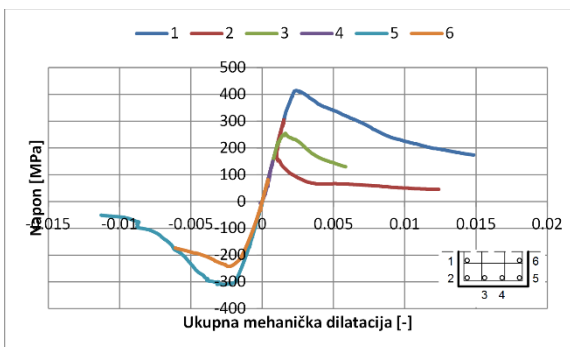
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

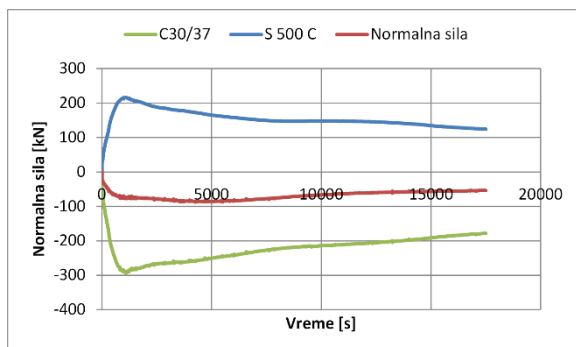


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

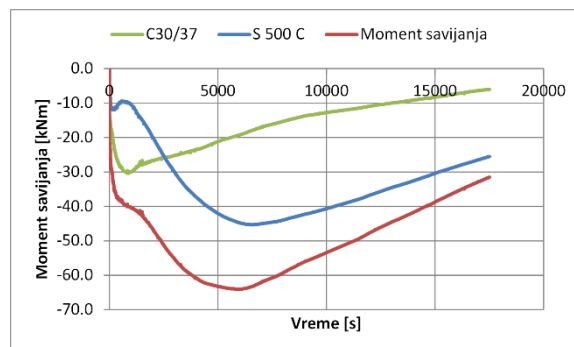
Slika 10.66 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P3O5S

Analiza P3O5S

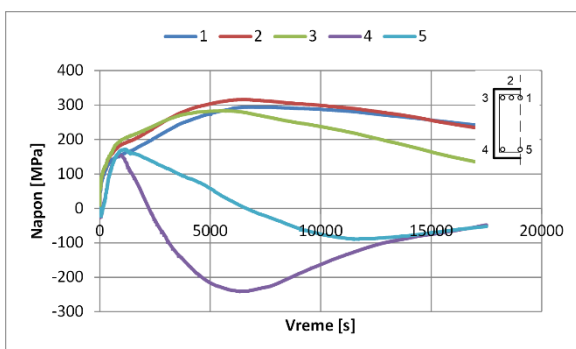
Presek B33'



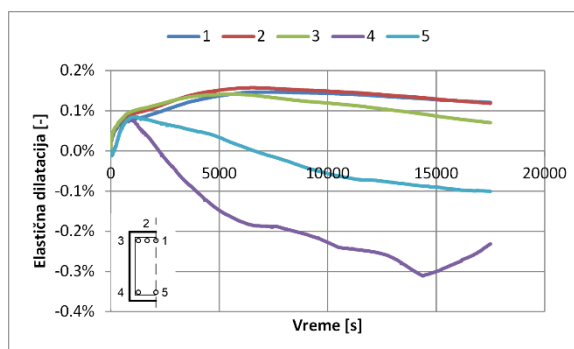
Dijagram normalna sila-vreme



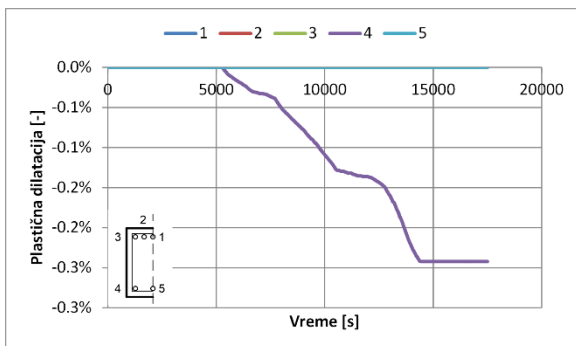
Dijagram moment savijanja-vreme



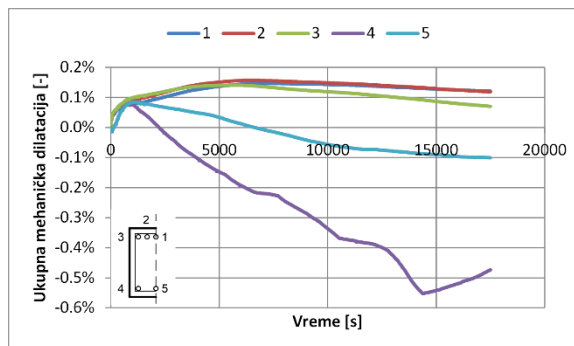
Dijagram napon-vreme



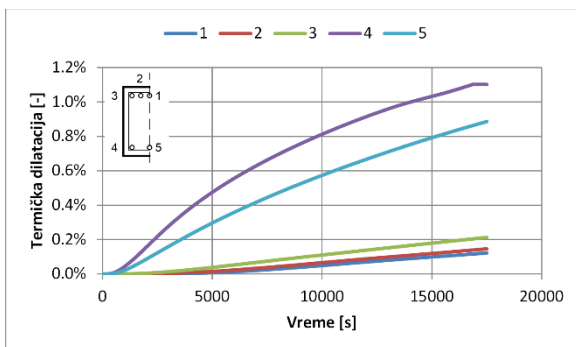
Dijagram elastična dilatacija-vreme



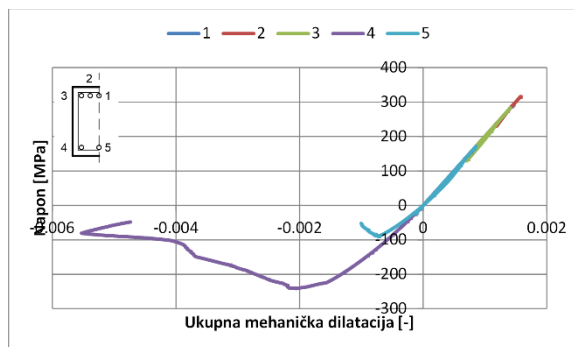
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

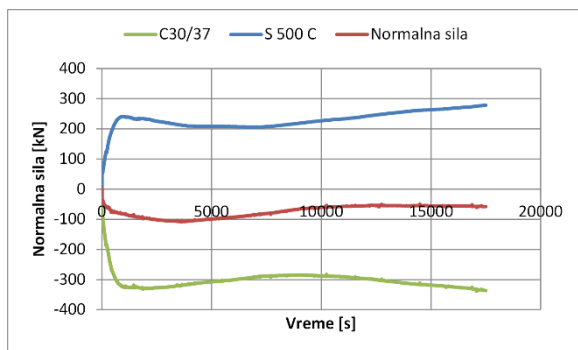


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

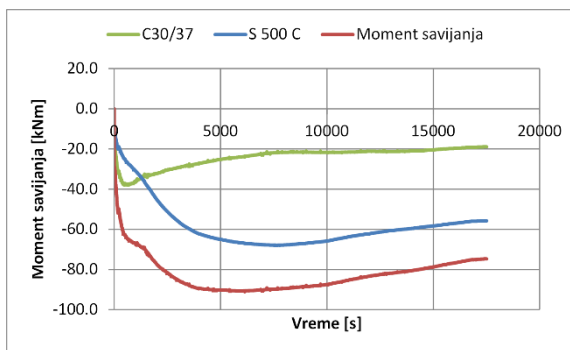
Slika 10.67 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P3O5S

Analiza P3O5S

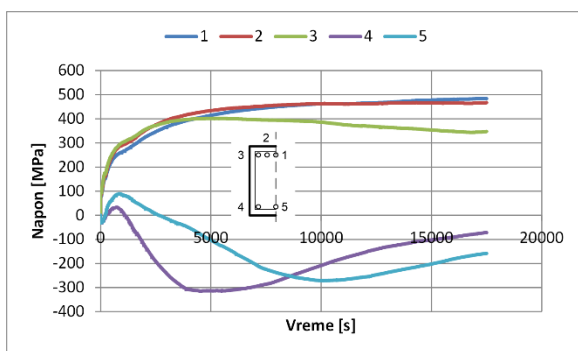
Presek B3'3



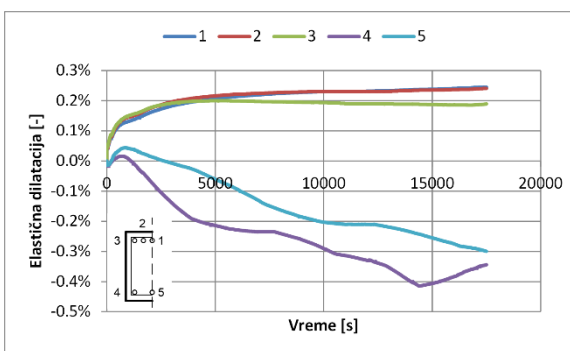
Dijagram normalna sila-vreme



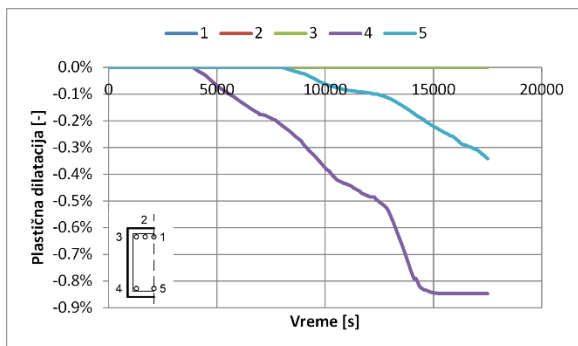
Dijagram moment savijanja-vreme



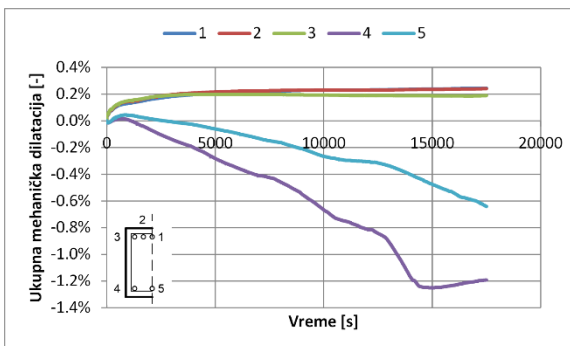
Dijagram napon-vreme



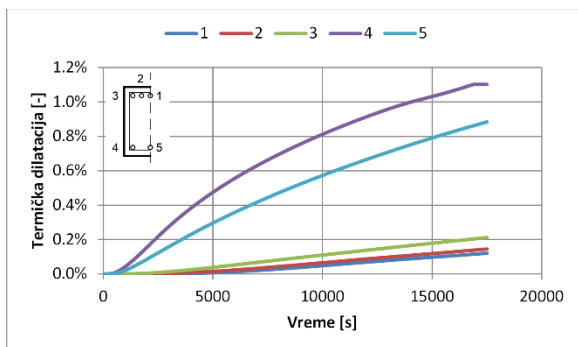
Dijagram elastična dilatacija-vreme



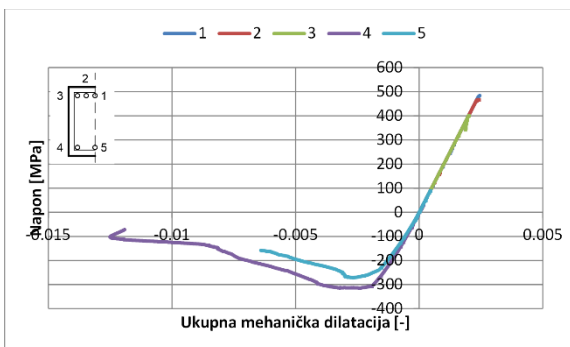
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

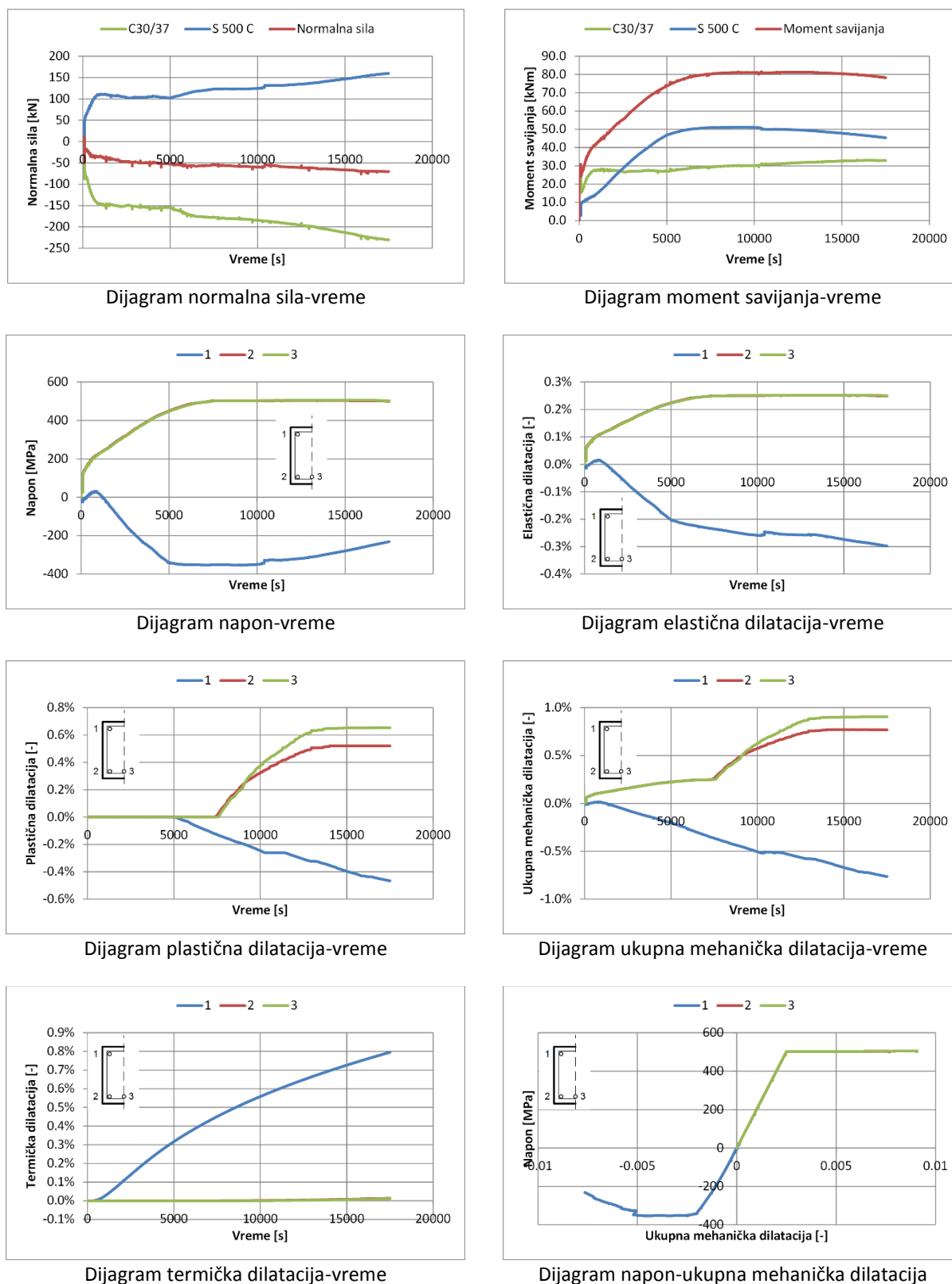


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.68 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P3O5S

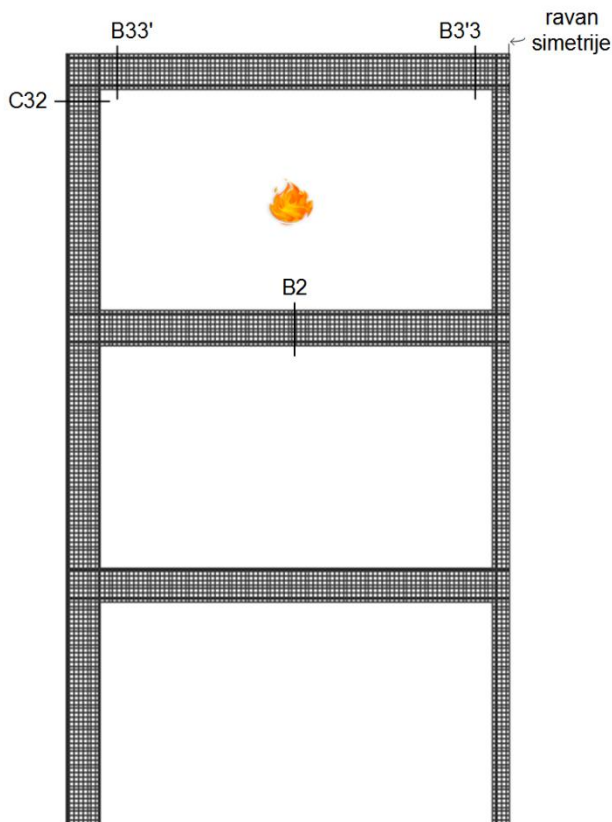
Analiza P3O5S

Presek B2

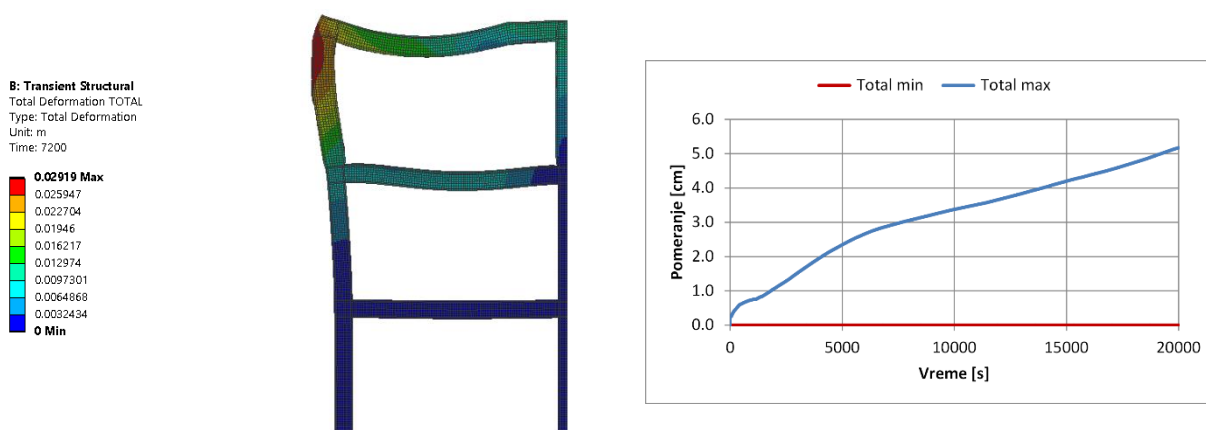


Slika 10.69 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P3O5S

Analiza P305C



Slika 10.70 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza P305C



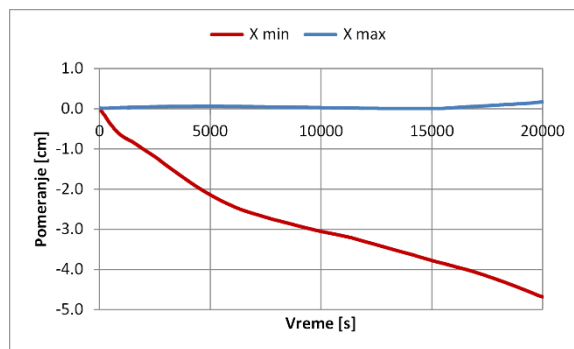
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.71 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P305C

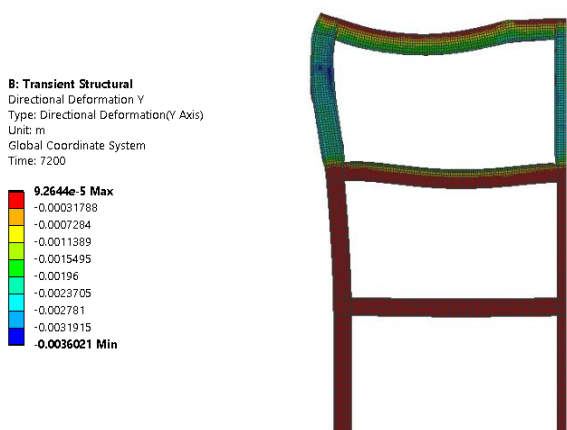


a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

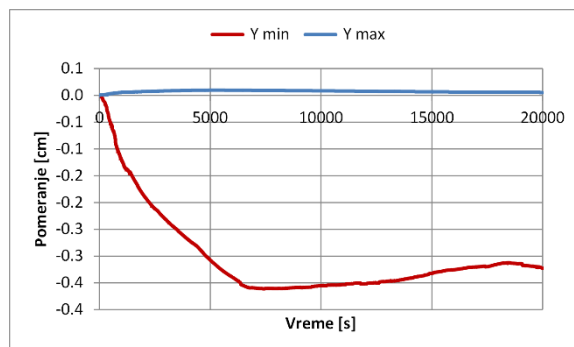


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.72 Deformacija okvira - X pravac - analiza P3O5C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

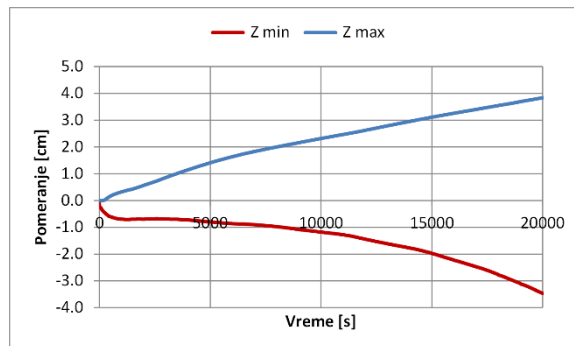


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.73 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P3O5C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

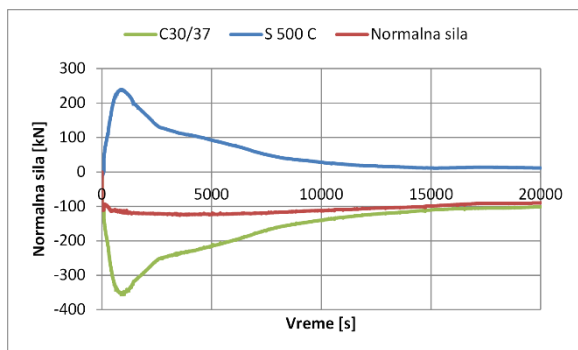


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

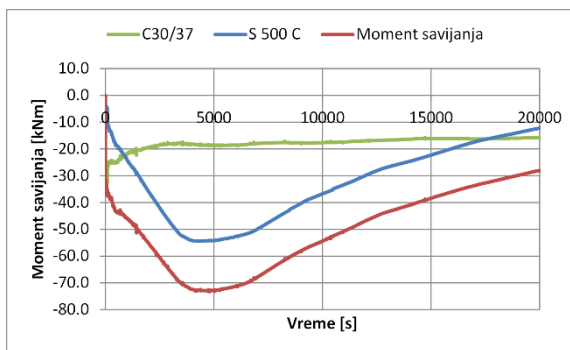
Slika 10.74 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P3O5C

Analiza P305C

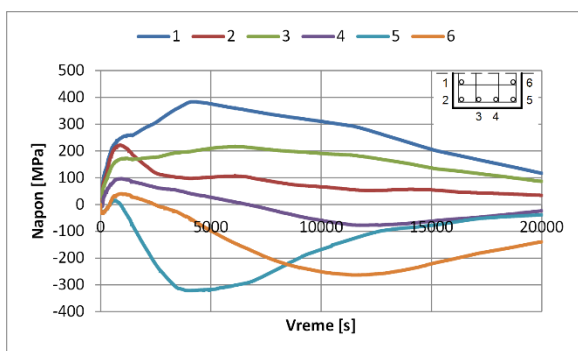
Presek C32



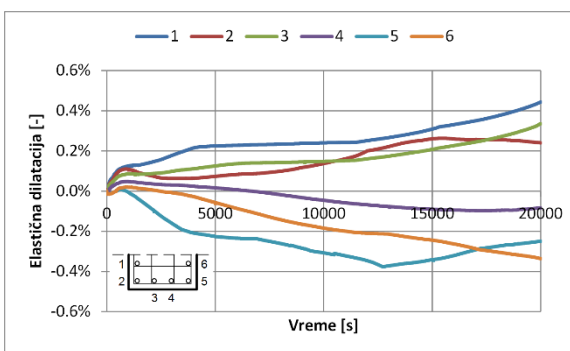
Dijagram normalna sila-vreme



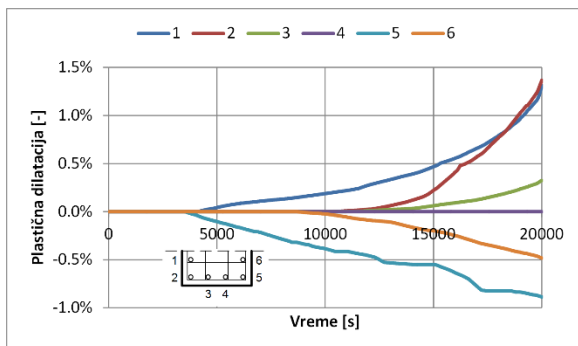
Dijagram moment savijanja-vreme



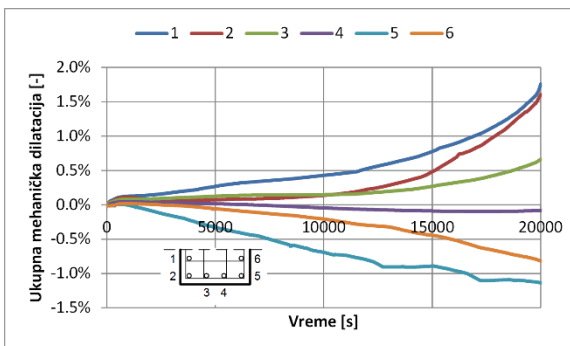
Dijagram napon-vreme



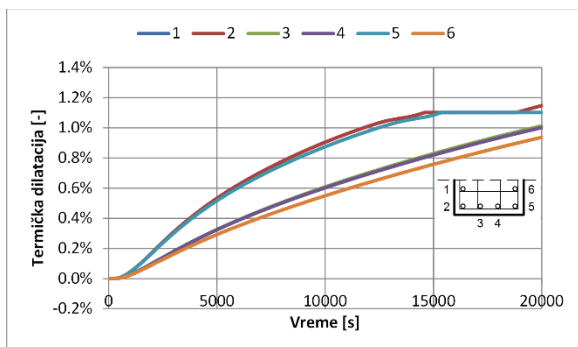
Dijagram elastična dilatacija-vreme



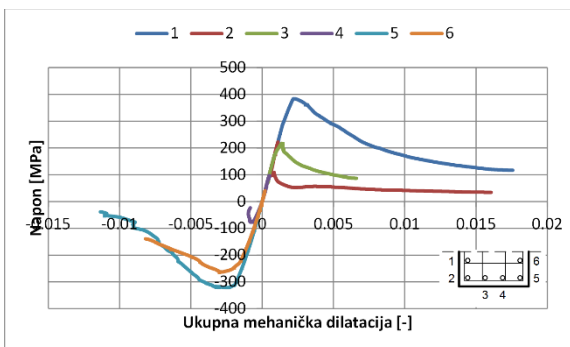
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

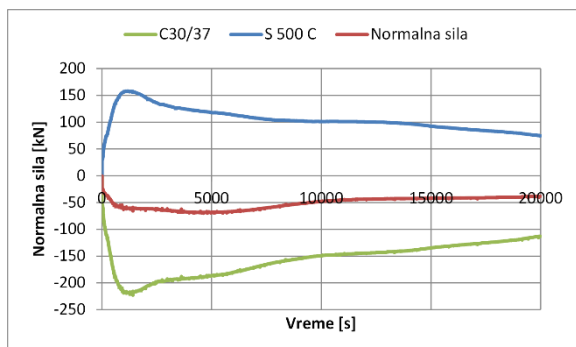


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

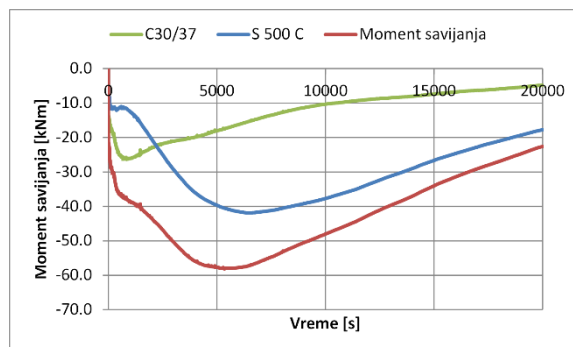
Slika 10.75 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P305C

Analiza P3O5C

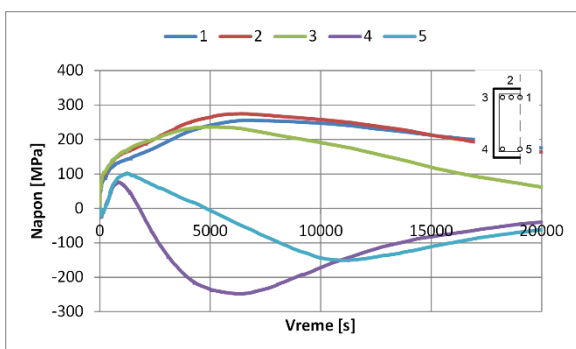
Presek B33'



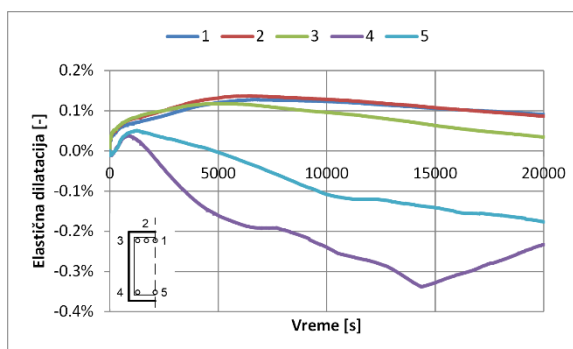
Dijagram normalna sila-vreme



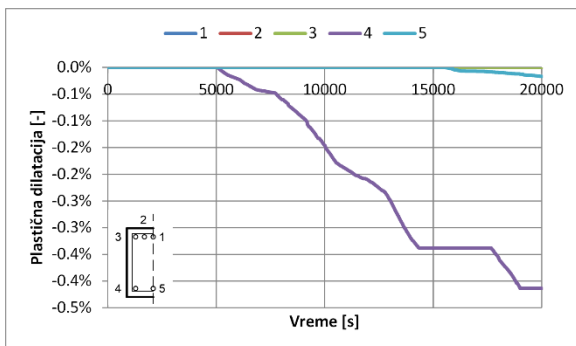
Dijagram moment savijanja-vreme



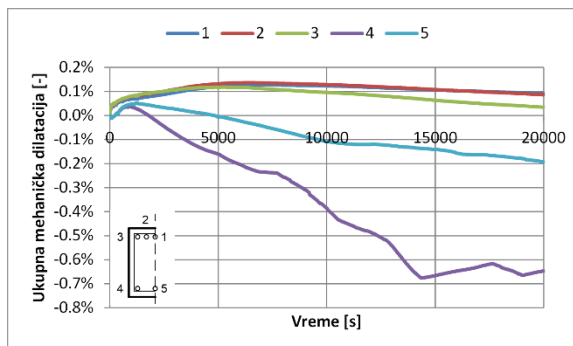
Dijagram napon-vreme



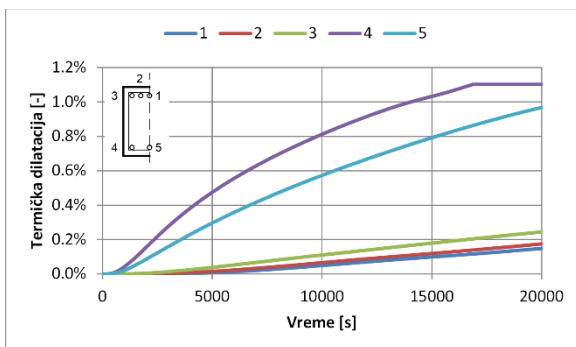
Dijagram elastična dilatacija-vreme



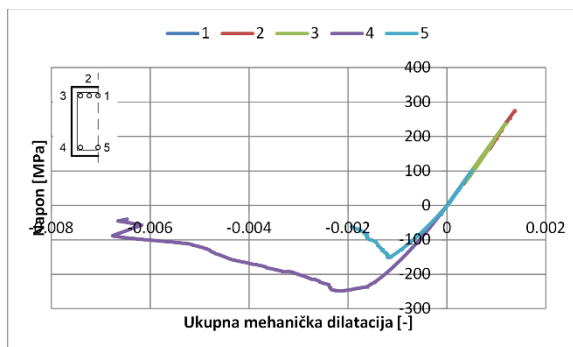
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

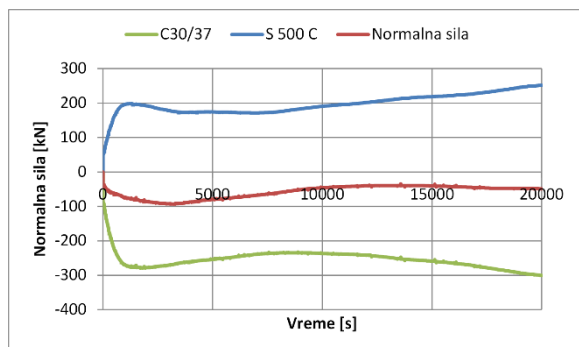


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

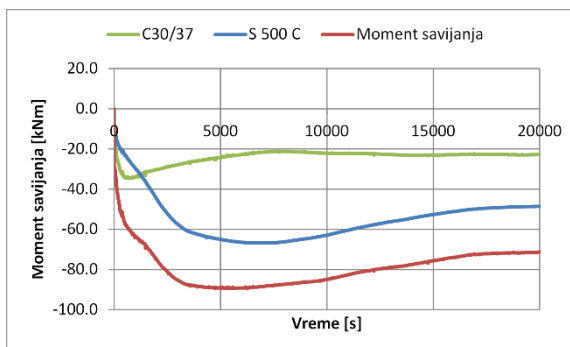
Slika 10.76 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P3O5C

Analiza P3O5C

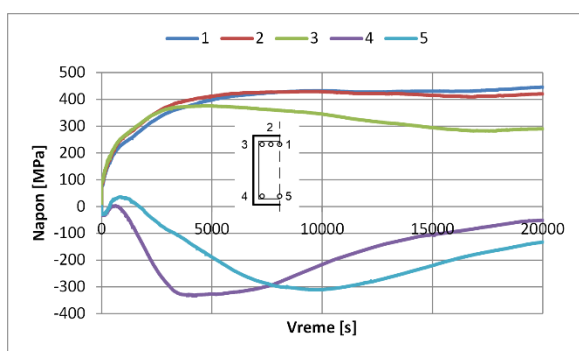
Presek B3'3



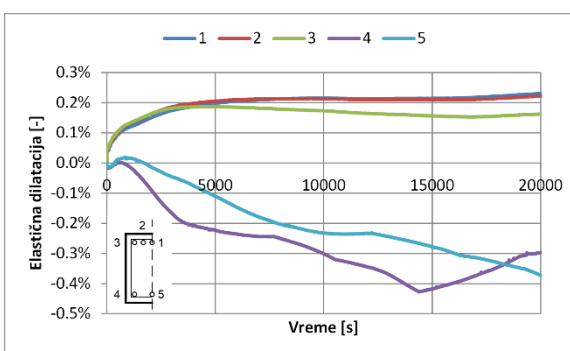
Dijagram normalna sila-vreme



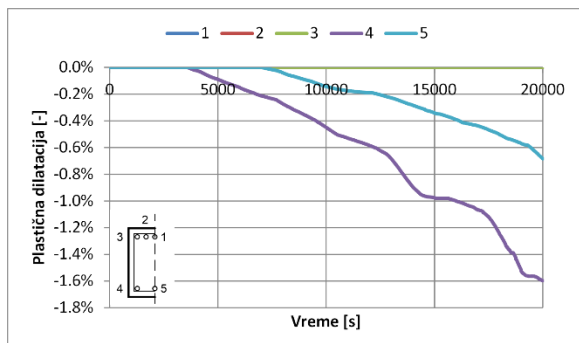
Dijagram moment savijanja-vreme



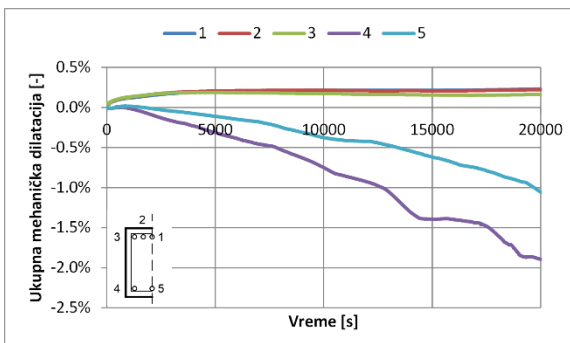
Dijagram napon-vreme



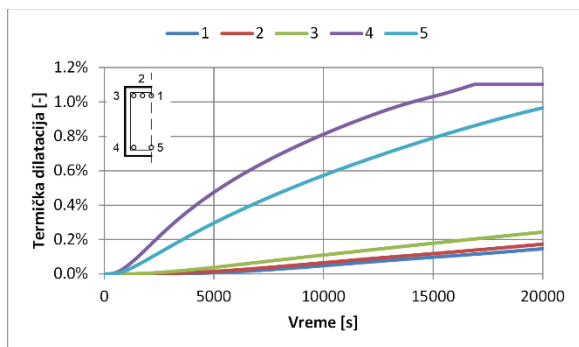
Dijagram elastična dilatacija-vreme



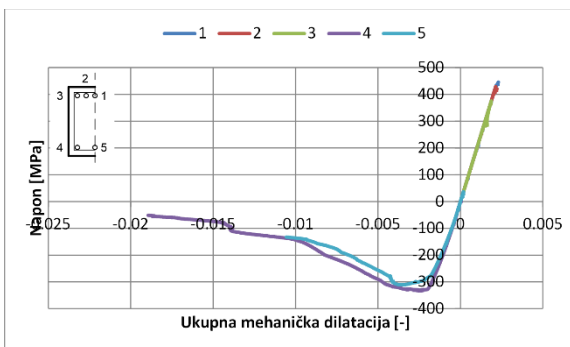
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

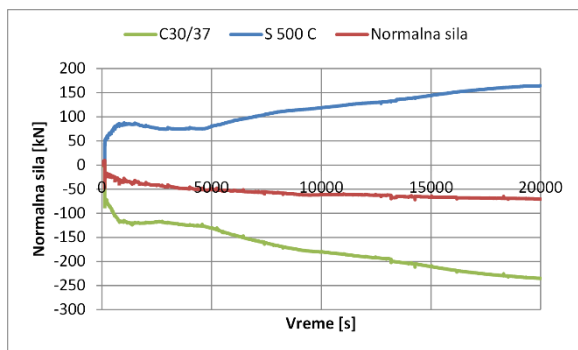


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

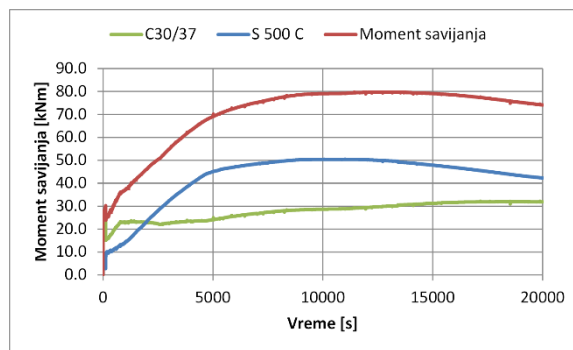
Slika 10.77 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P3O5C

Analiza P3O5C

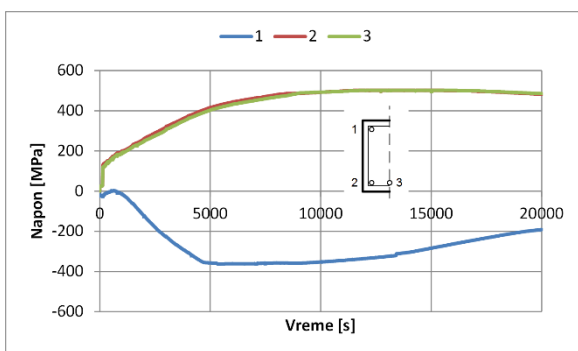
Presek B2



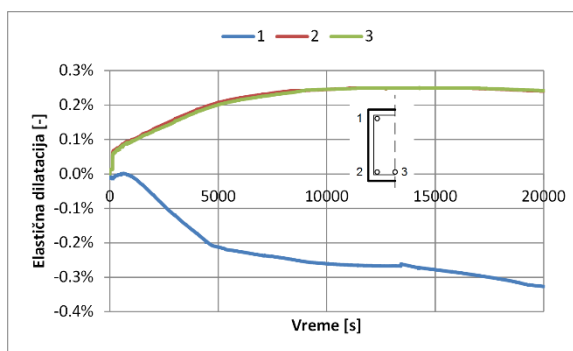
Dijagram normalna sila-vreme



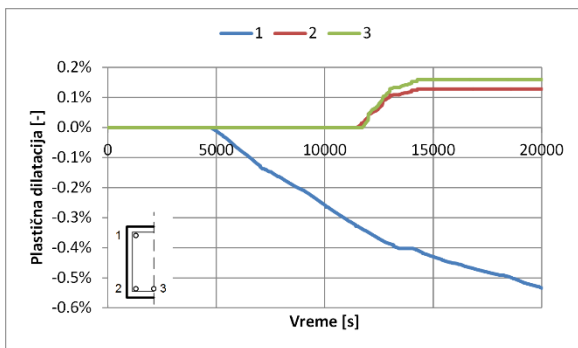
Dijagram moment savijanja-vreme



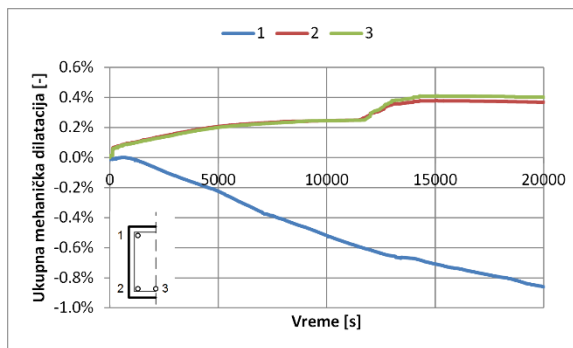
Dijagram napon-vreme



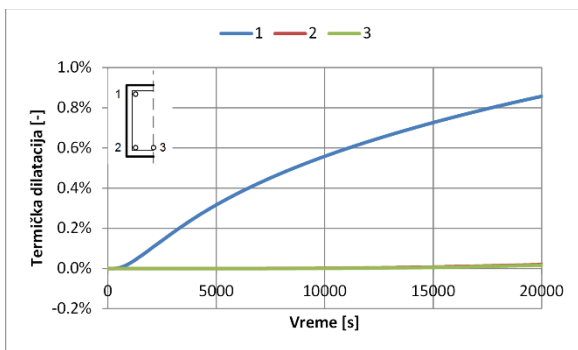
Dijagram elastična dilatacija-vreme



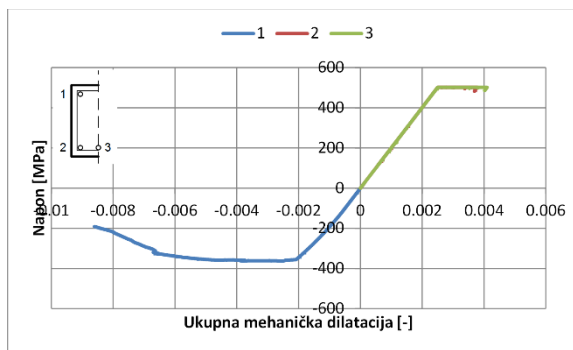
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



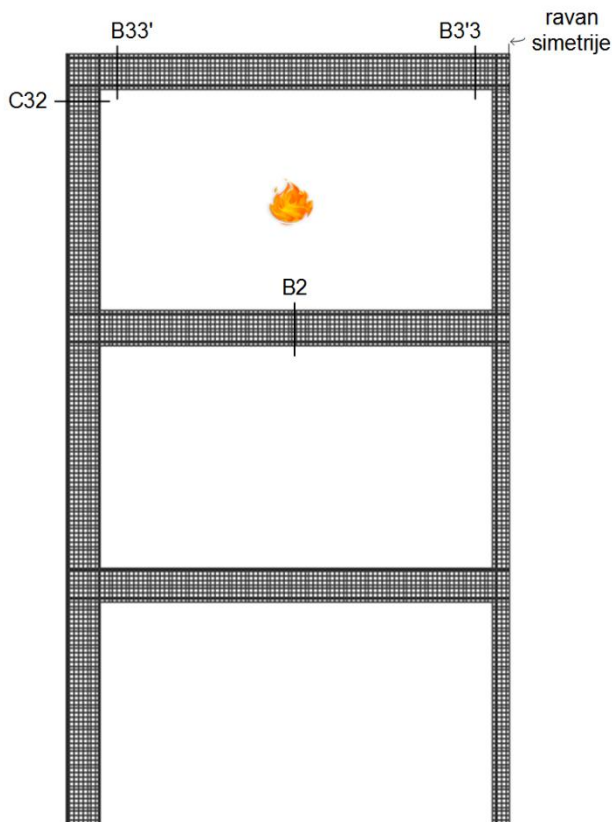
Dijagram termička dilatacija-vreme



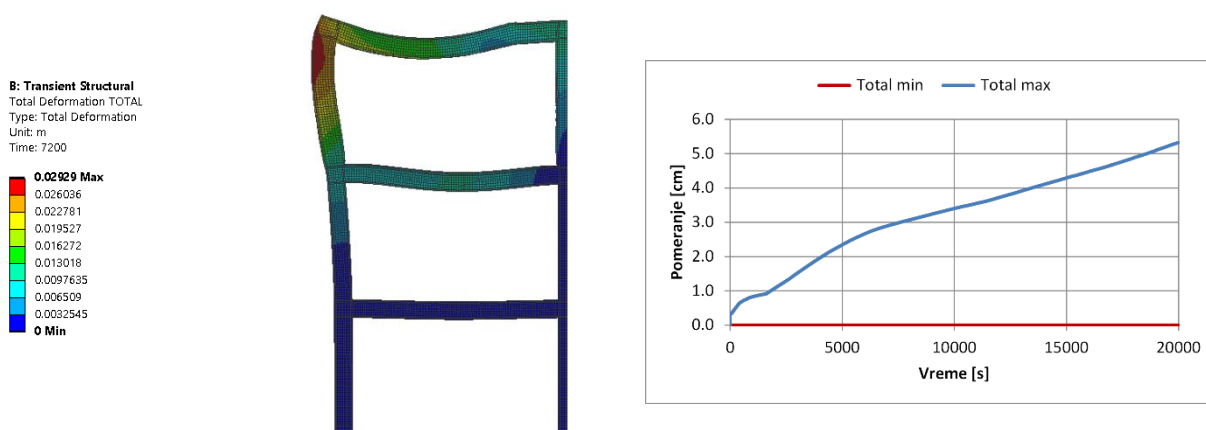
Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.78 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P3O5C

Analiza P308C



Slika 10.79 Karakteristični poprečni preseki i požarni scenario - analiza P308C



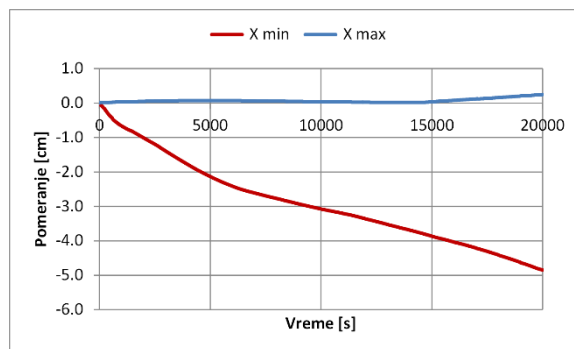
a) Deformacija nosača nakon 2h požara

b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.80 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza P308C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

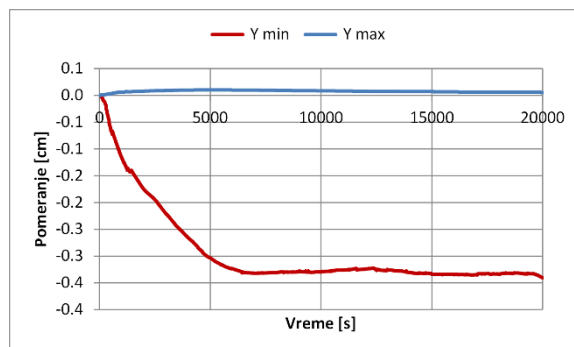


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.81 Deformacija okvira - X pravac - analiza P3O8C

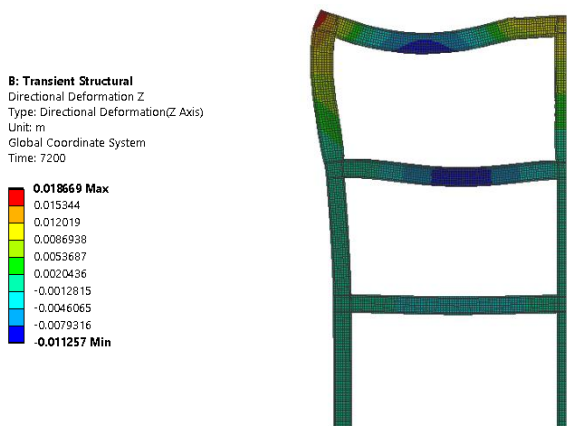


a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

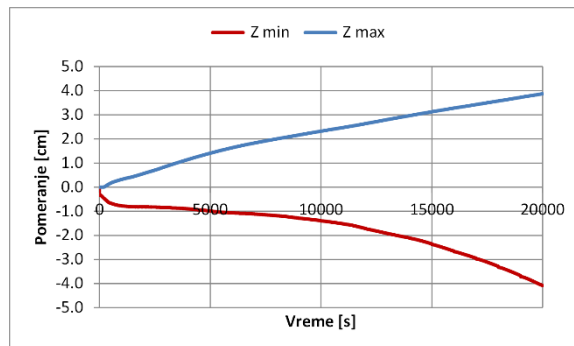


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.82 Deformacija okvira - Y pravac - analiza P3O8C



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

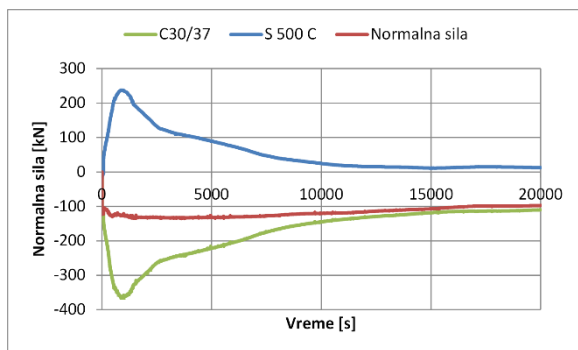


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

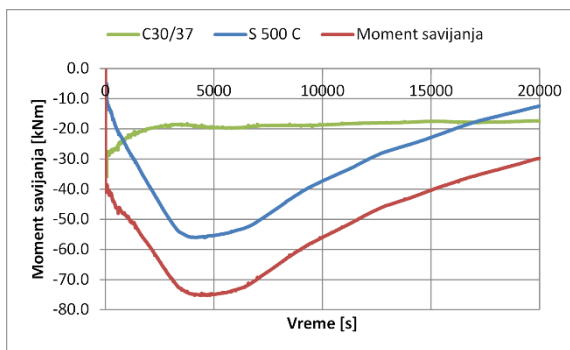
Slika 10.83 Deformacija okvira - Z pravac - analiza P3O8C

Analiza P308C

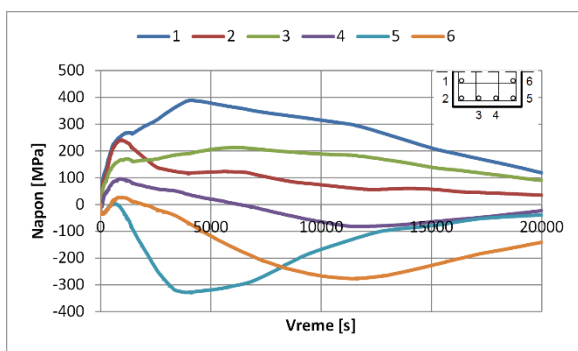
Presek C32



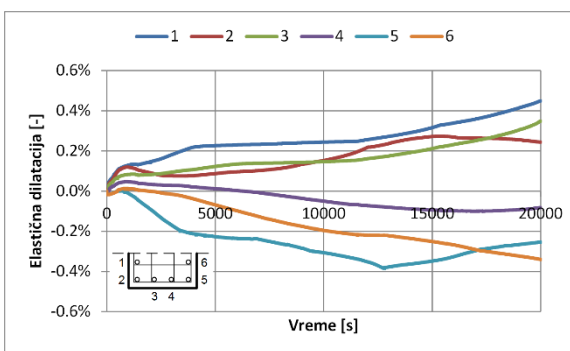
Dijagram normalna sila-vreme



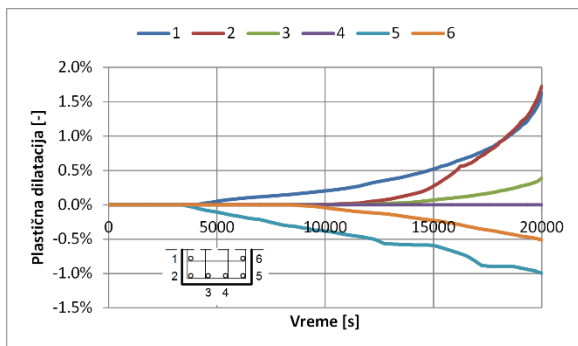
Dijagram moment savijanja-vreme



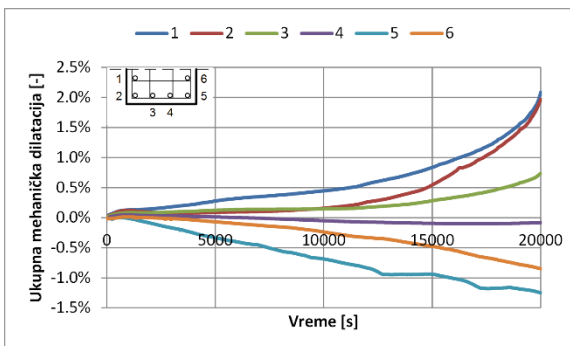
Dijagram napon-vreme



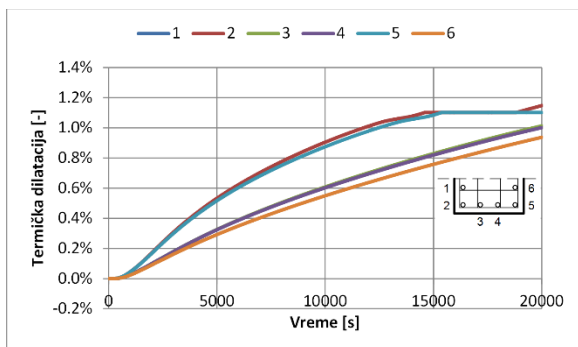
Dijagram elastična dilatacija-vreme



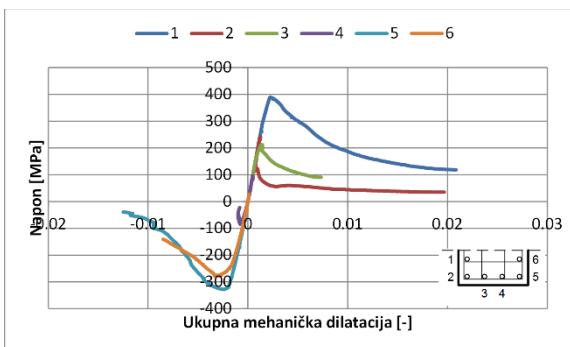
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

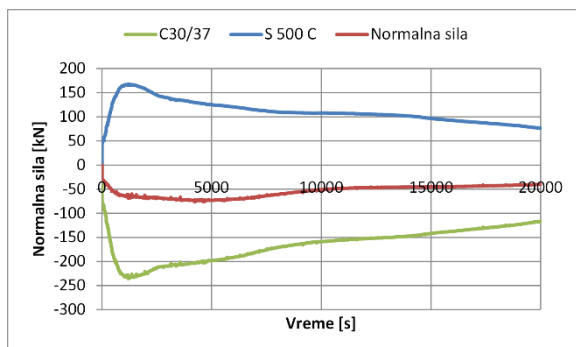


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

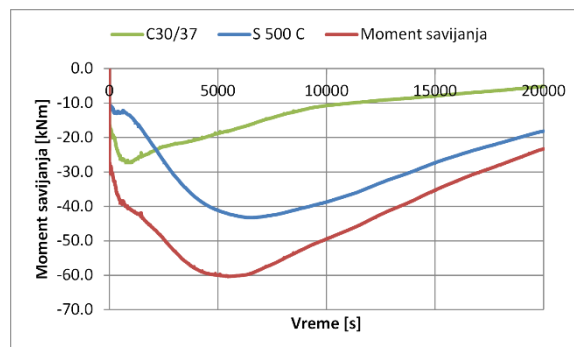
Slika 10.84 Karakteristični dijagrami u preseku C32 - analiza P308C

Analiza P3O8C

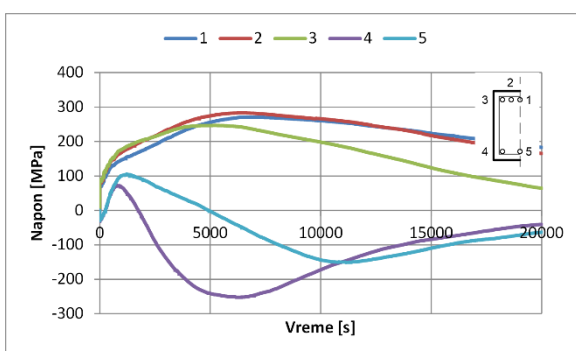
Presek B33'



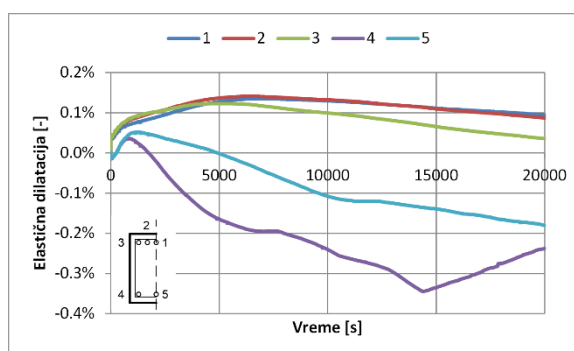
Dijagram normalna sila-vreme



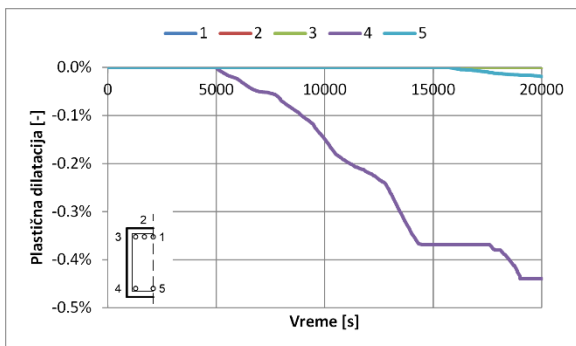
Dijagram moment savijanja-vreme



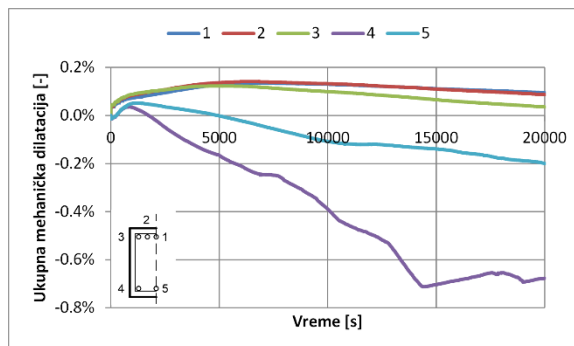
Dijagram napon-vreme



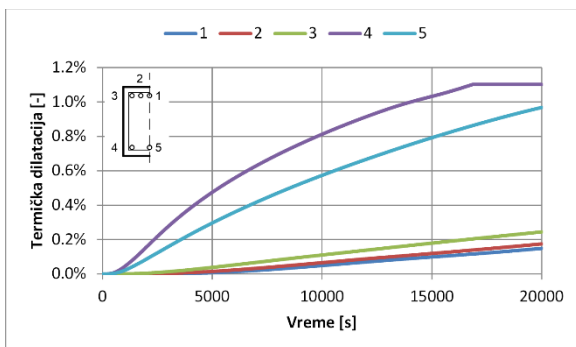
Dijagram elastična dilatacija-vreme



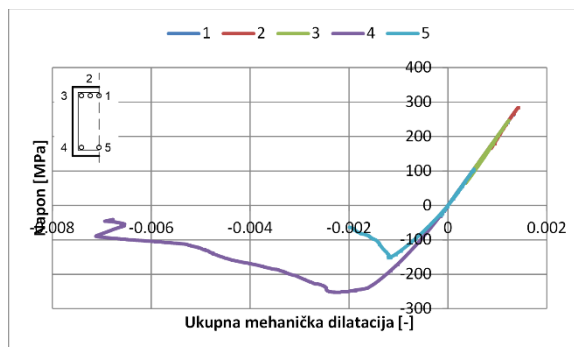
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

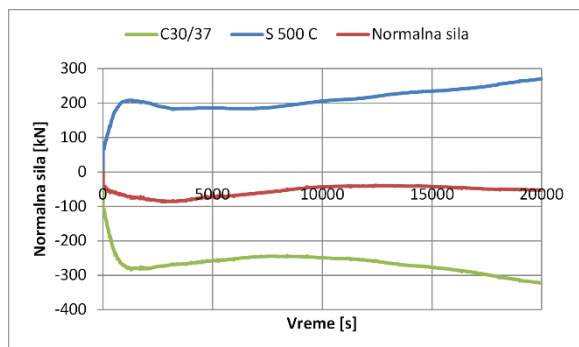


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

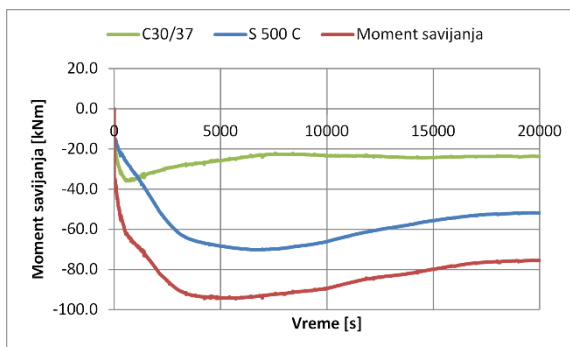
Slika 10.85 Karakteristični dijagrami u preseku B33' - analiza P3O8C

Analiza P308C

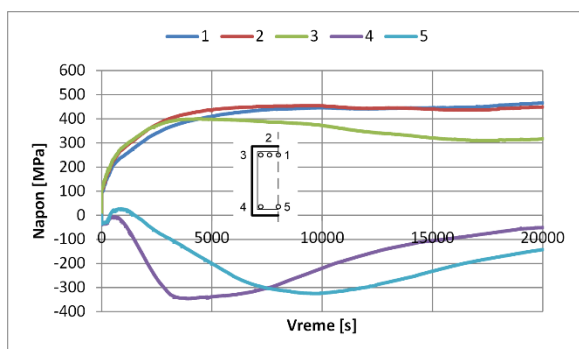
Presek B3'3



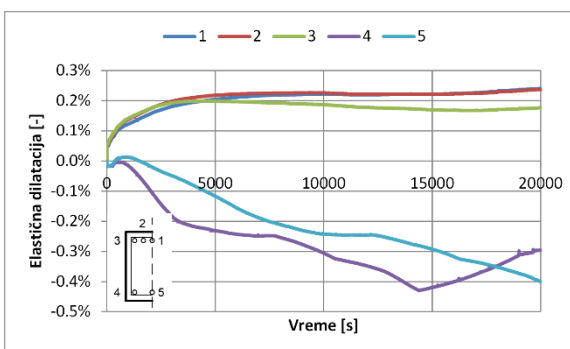
Dijagram normalna sila-vreme



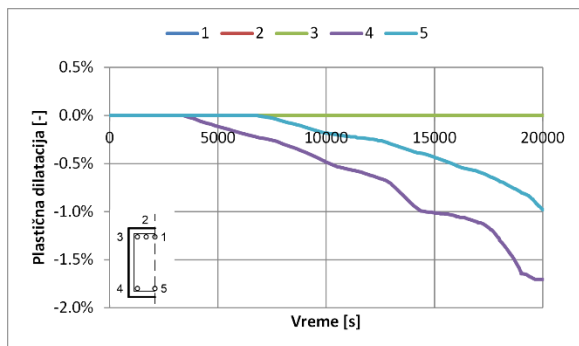
Dijagram moment savijanja-vreme



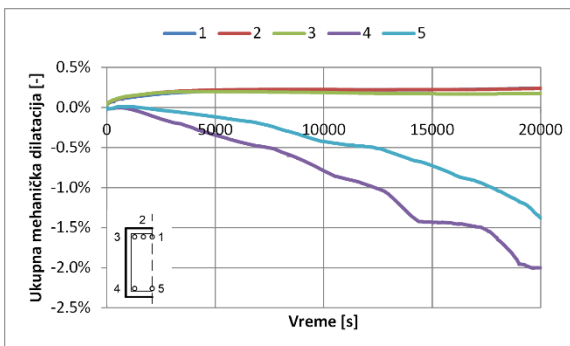
Dijagram napon-vreme



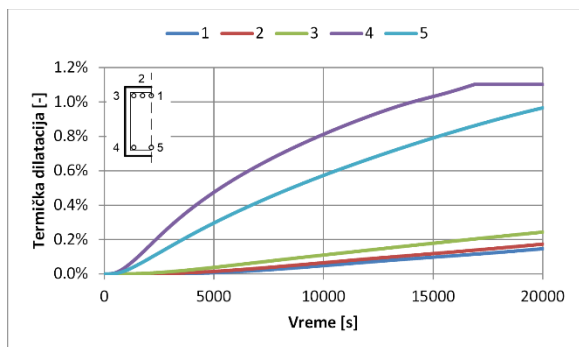
Dijagram elastična dilatacija-vreme



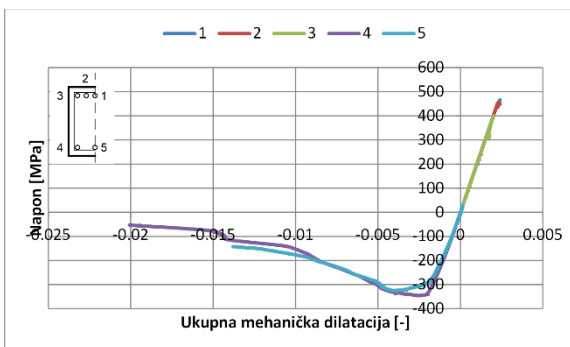
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

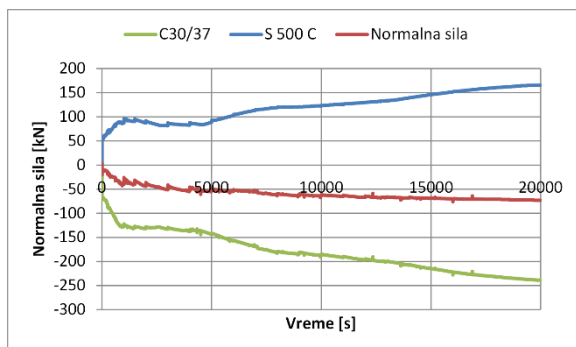


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

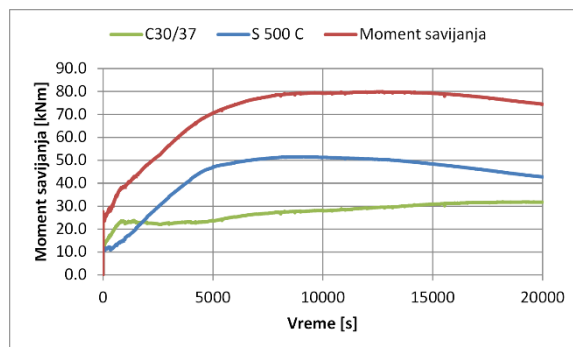
Slika 10.86 Karakteristični dijagrami u preseku B3'3 - analiza P308C

Analiza P3O8C

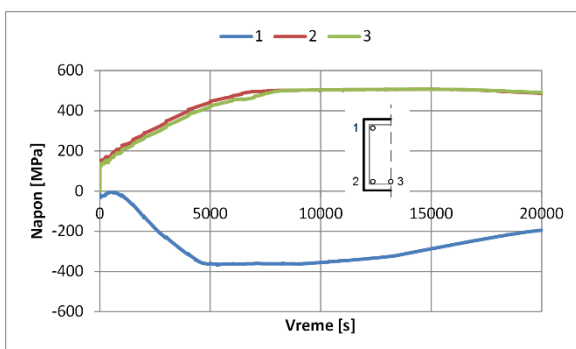
Presek B2



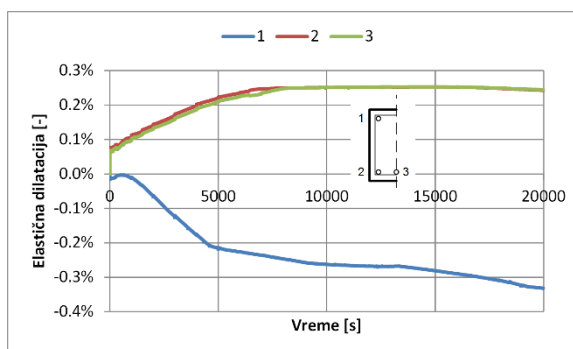
Dijagram normalna sila-vreme



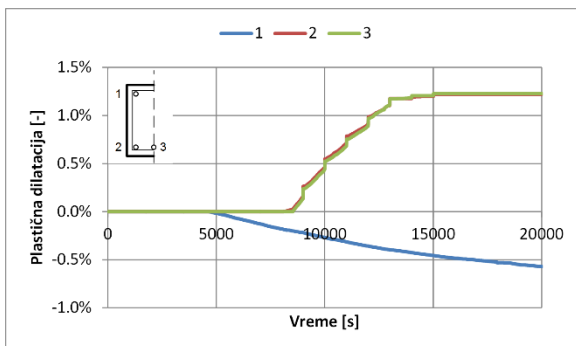
Dijagram moment savijanja-vreme



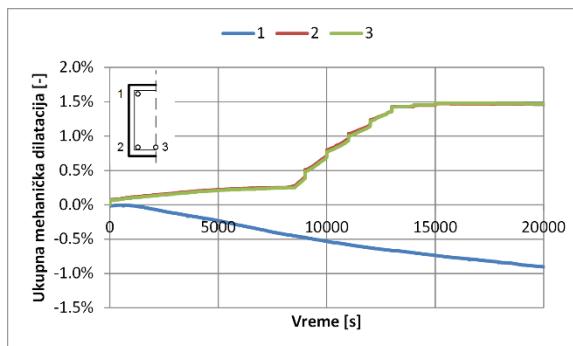
Dijagram napon-vreme



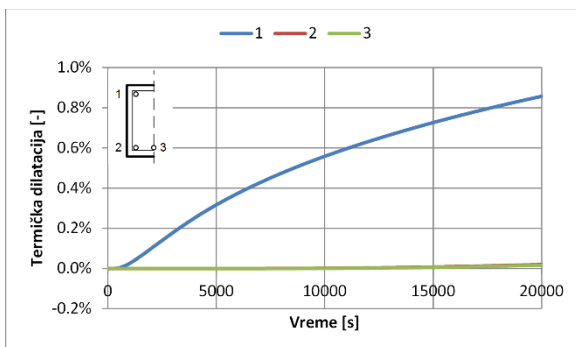
Dijagram elastična dilatacija-vreme



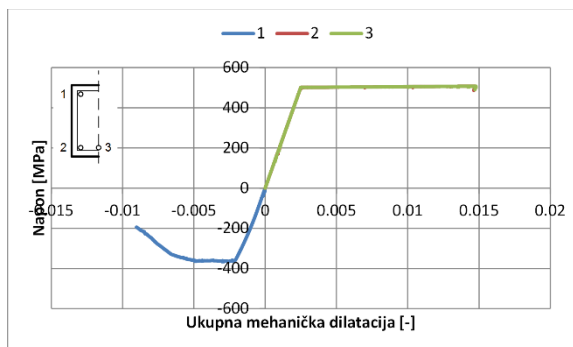
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

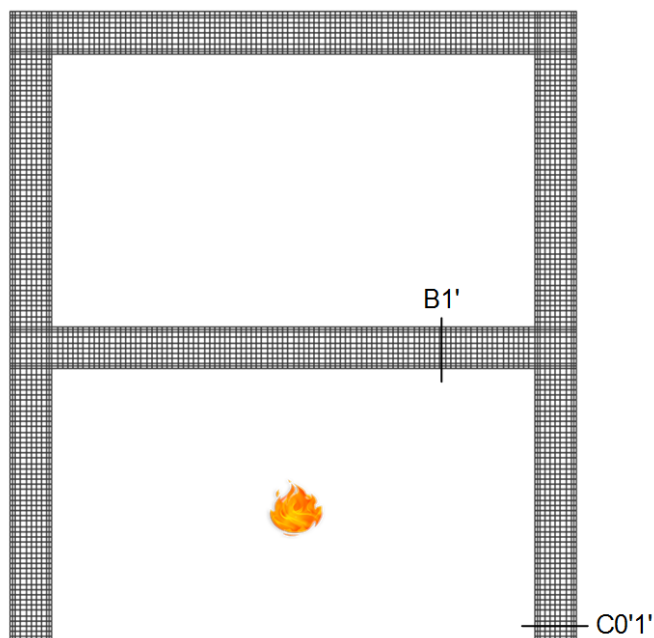


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.87 Karakteristični dijagrami u preseku B2 - analiza P3O8C

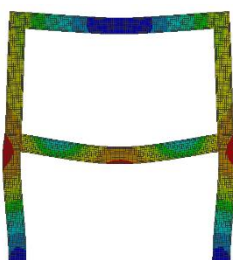
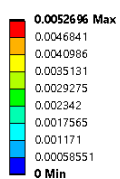
10.4 Prilog D: Karakteristični rezultati seizmičke i požarne analize AB okvira

Analiza D100

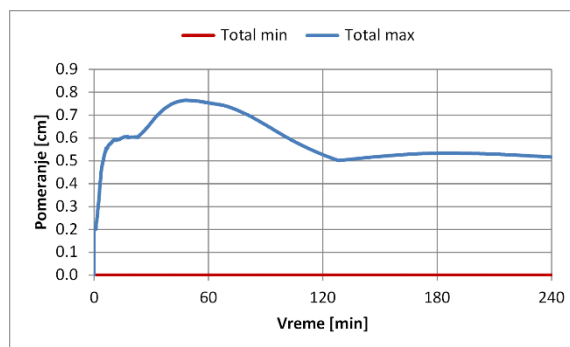


Slika 10.88 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D100

E: Transient Structural - 0g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7200



a) Deformacija nosača nakon 2h požara

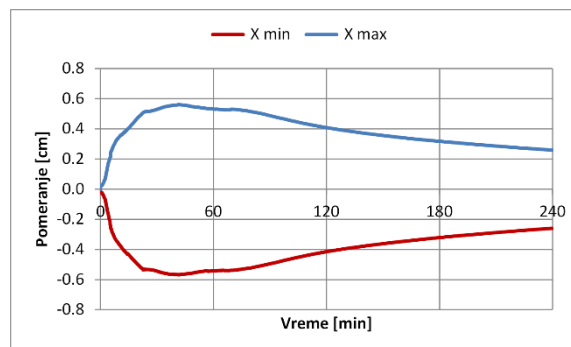
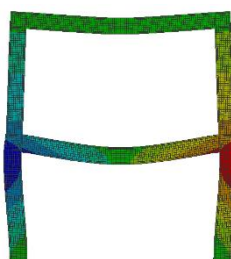


b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.89 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D100

E: Transient Structural - 0g
 Directional Deformation X
 Type: Directional Deformation(X Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200

0.0040836 Max
 0.0031689
 0.0022542
 0.0013395
 0.00042475
 -0.00048996
 -0.0014047
 -0.0023194
 -0.0032341
-0.0041488 Min



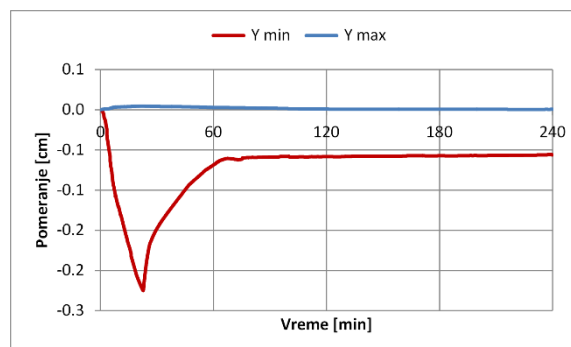
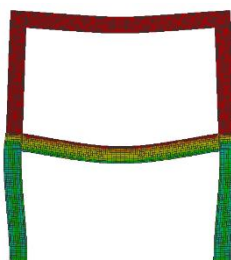
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.90 Deformacija okvira - X pravac - analiza D100

E: Transient Structural - 0g
 Directional Deformation Y
 Type: Directional Deformation(Y Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200

8.1175e-6 Max
 -5.7534e-5
 -0.00012318
 -0.00018884
 -0.00025449
 -0.00032014
 -0.00038579
 -0.00045144
 -0.00051709
-0.00058274 Min



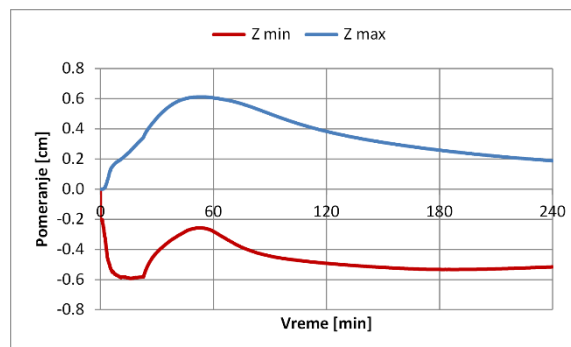
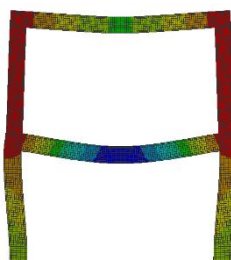
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.91 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D100

E: Transient Structural - 0g
 Directional Deformation Z
 Type: Directional Deformation(Z Axis)
 Unit: m
 Global Coordinate System
 Time: 7200

0.0038317 Max
 0.002859
 0.0018864
 0.0009137
 -5.8967e-5
 -0.0010316
 -0.0020043
 -0.002977
 -0.0039496
-0.0049223 Min



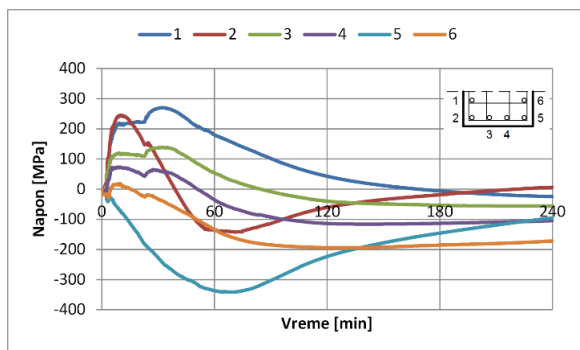
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

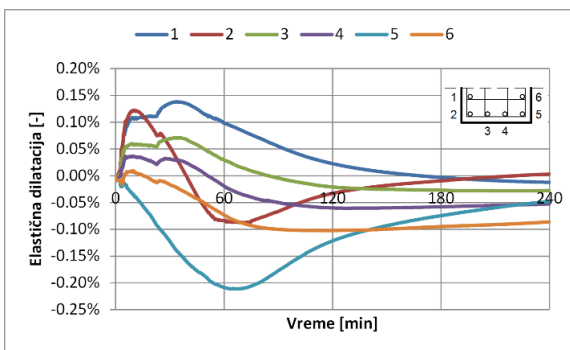
Slika 10.92 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D100

Analiza D100

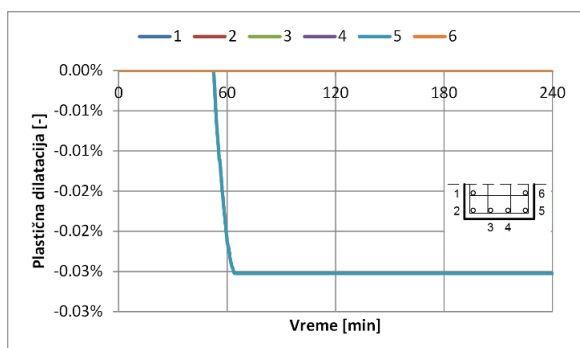
Presek C0'1' - armatura



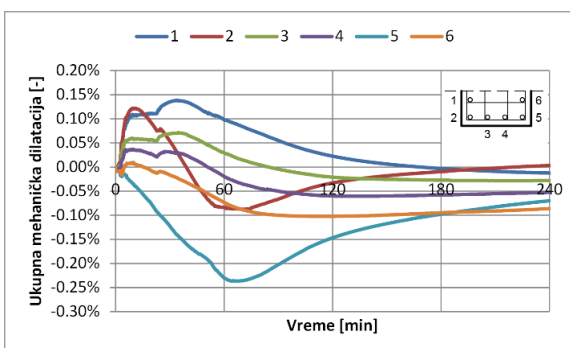
Dijagram napon-vreme



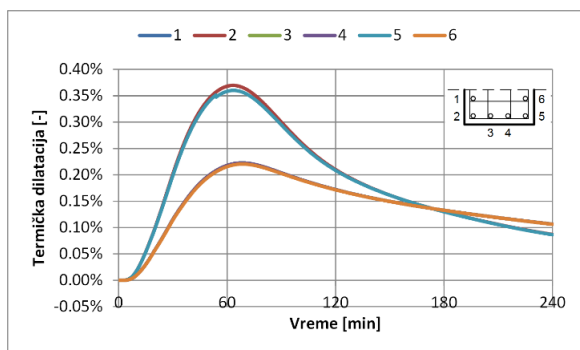
Dijagram elastična dilatacija-vreme



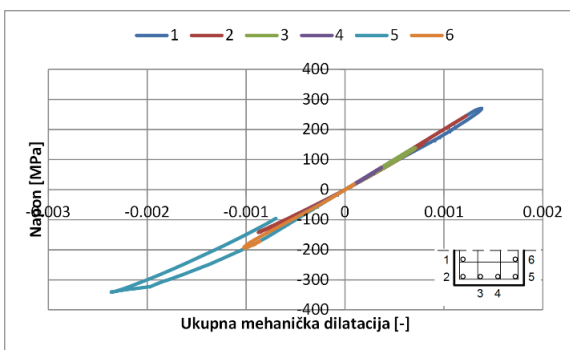
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

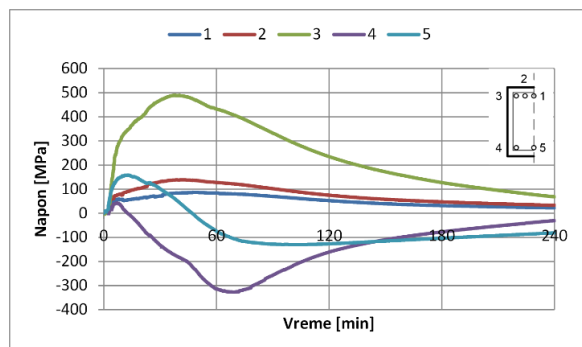


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

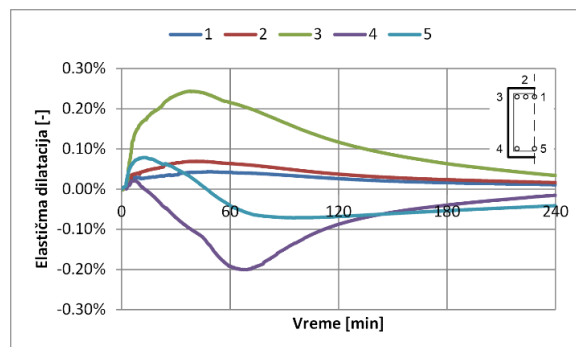
Slika 10.93 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D100

Analiza D100

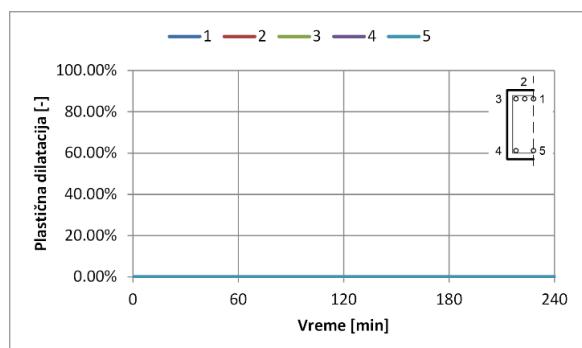
Presek B1' - armatura



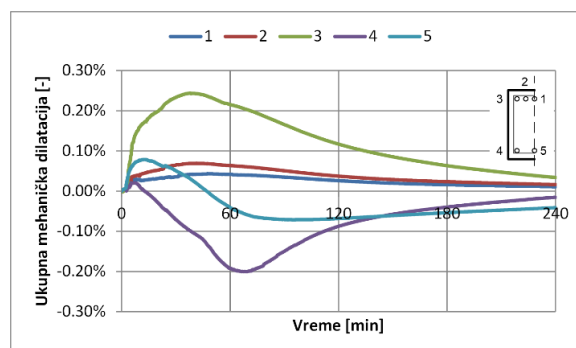
Dijagram napon-vreme



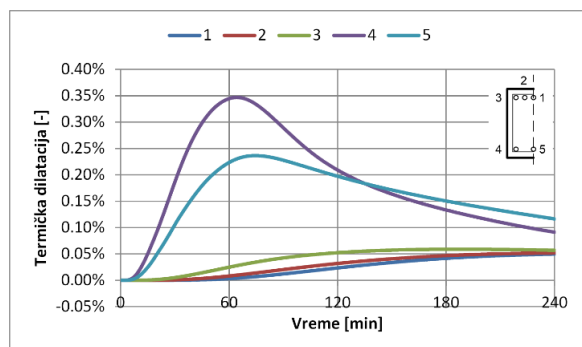
Dijagram elastična dilatacija-vreme



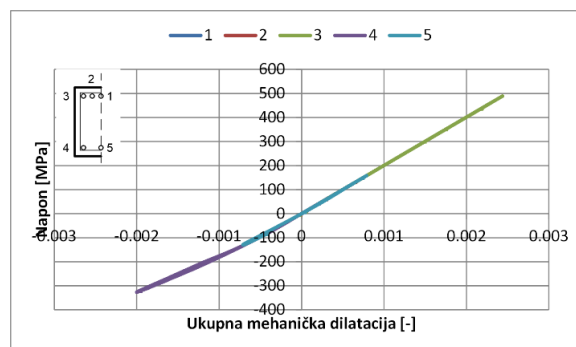
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



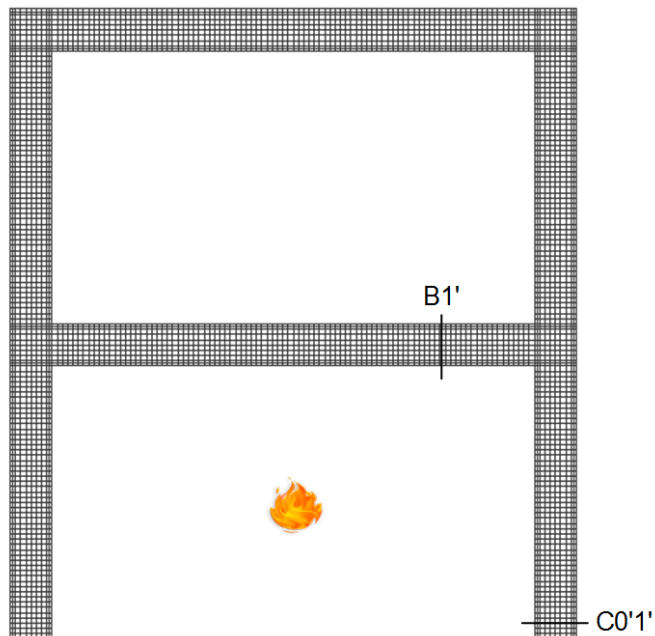
Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.94 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D100

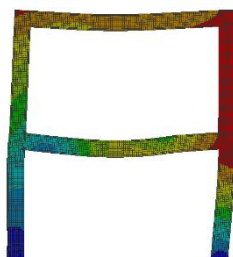
Analiza D102



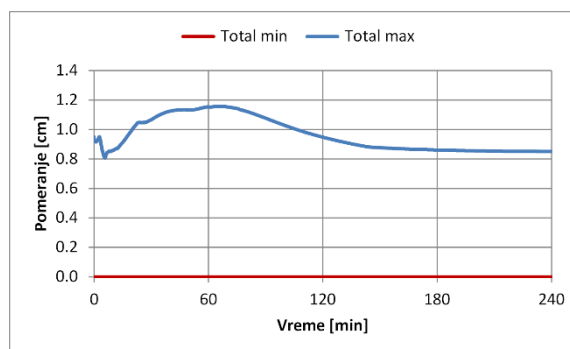
Slika 10.95 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D102

B: Transient Structural - 0.2g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7200

0.0094817 Max
0.0084281
0.0073746
0.0063211
0.0052676
0.0042141
0.0031606
0.002107
0.0010535
0 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara

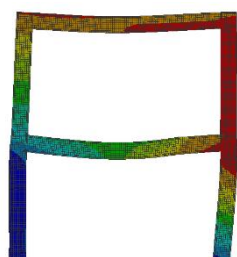


b) Dijagram ekstremnih pomeranja

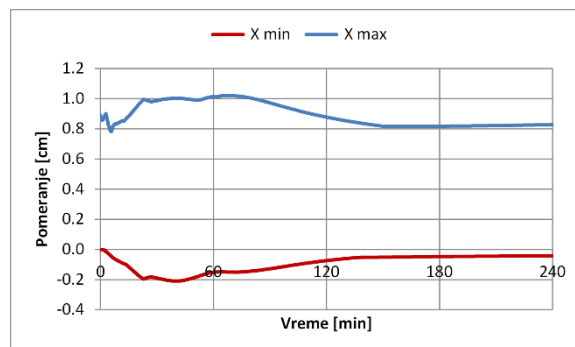
Slika 10.96 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D102

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation X
Type: Directional Deformation(X Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.0087815 Max
0.0077234
0.0066653
0.0056073
0.0045492
0.0034911
0.002433
0.0013749
0.00031686
-0.00074122 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

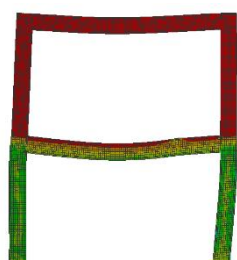


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

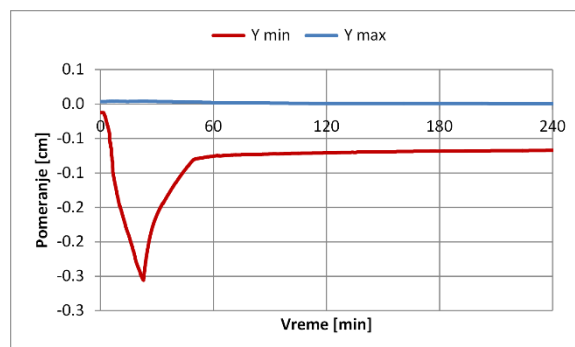
Slika 10.97 Deformacija okvira - X pravac - analiza D102

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation Y
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

7.0143e-6 Max
+7.2403e-5
-0.00015182
-0.00023124
-0.00031065
-0.00039007
-0.00046849
-0.0005489
-0.00062832
-0.00070774 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

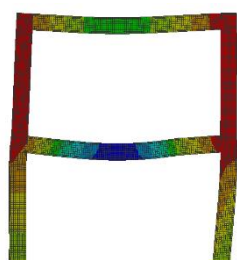


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

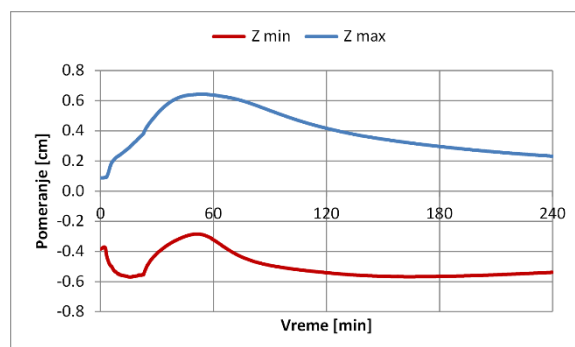
Slika 10.98 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D102

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.0041724 Max
0.0031077
0.0020431
0.00097841
-8.6255e-5
-0.0011509
-0.0022156
-0.0032803
-0.0043449
-0.0054096 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

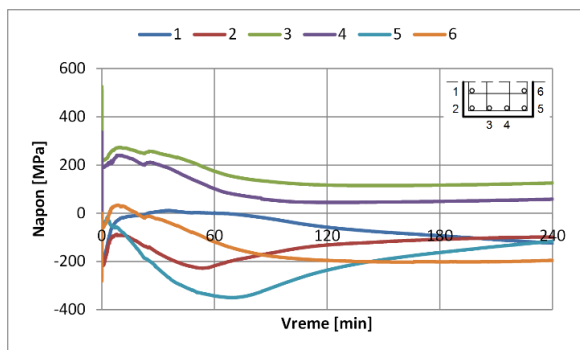


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

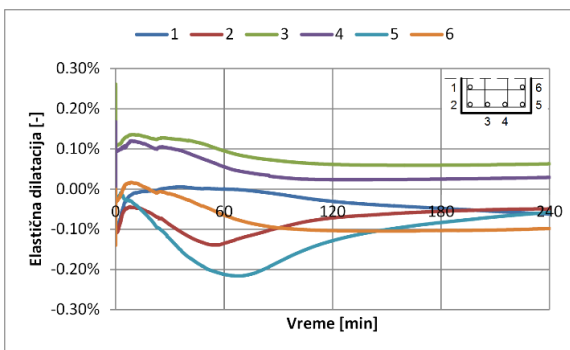
Slika 10.99 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D102

Analiza D102

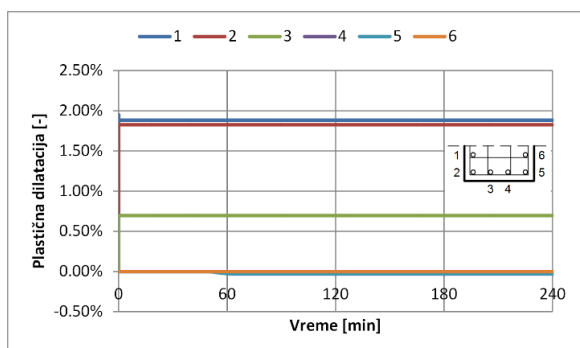
Presek C0'1' - armatura



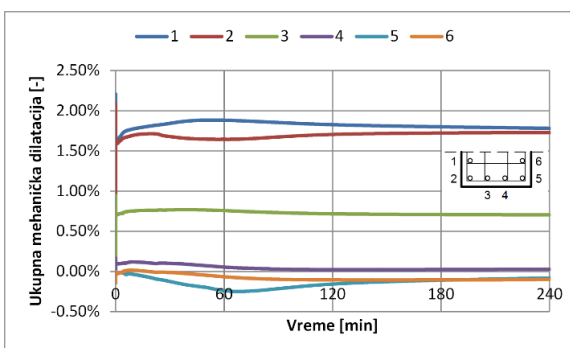
Dijagram napon-vreme



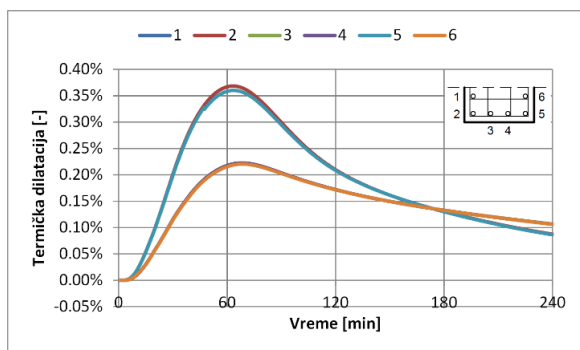
Dijagram elastična dilatacija-vreme



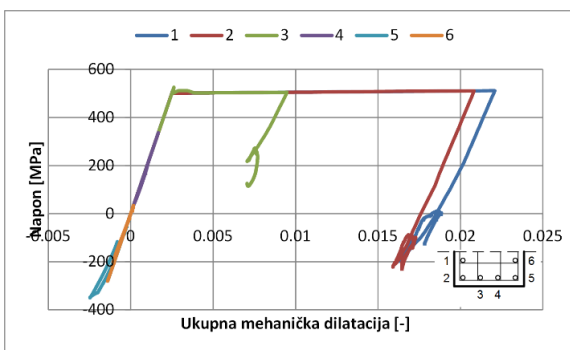
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

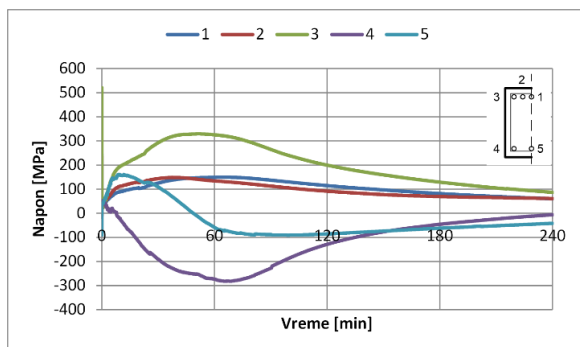


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

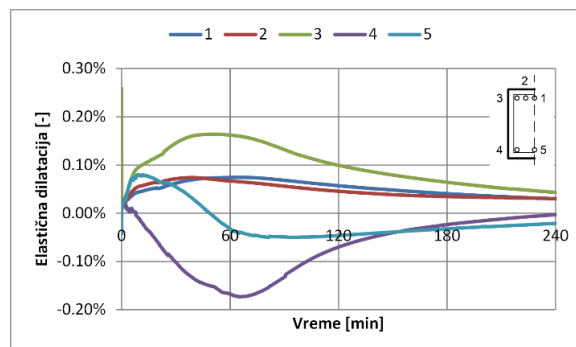
Slika 10.100 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D102

Analiza D102

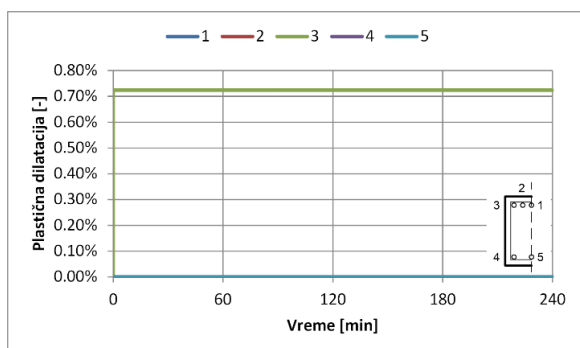
Presek B1' - armatura



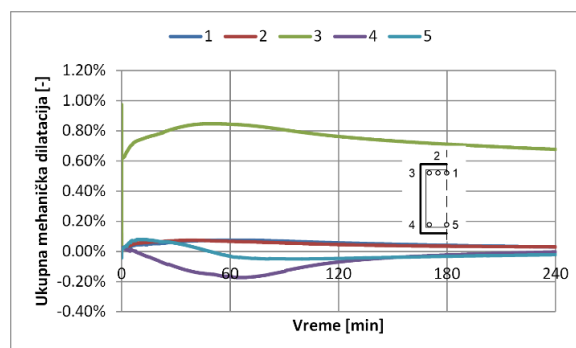
Dijagram napon-vreme



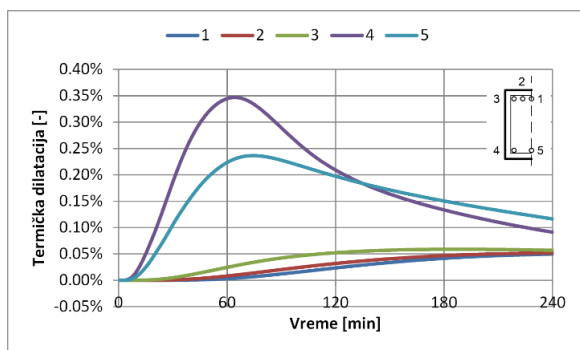
Dijagram elastična dilatacija-vreme



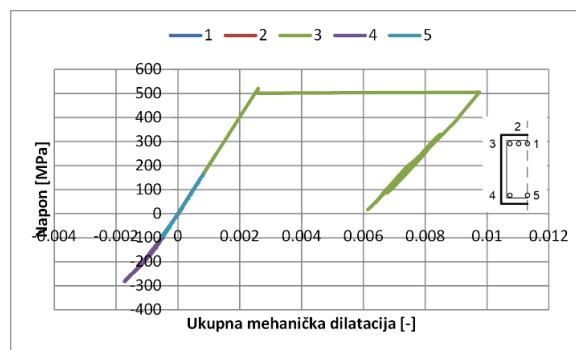
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



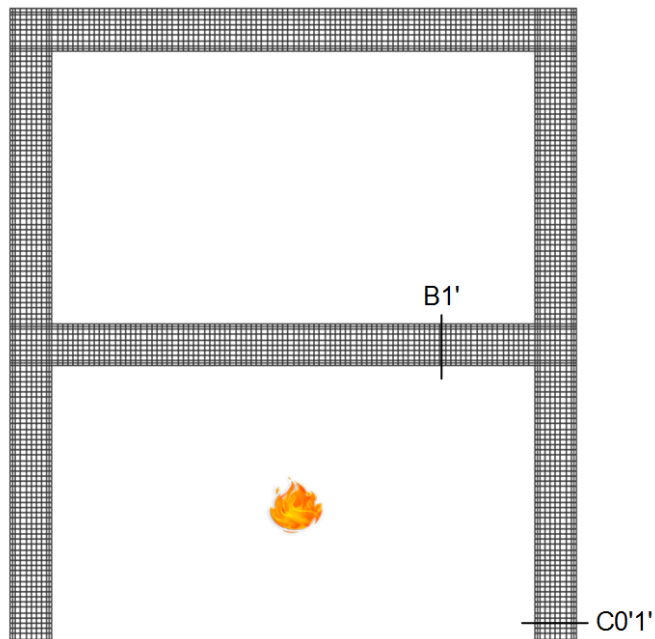
Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

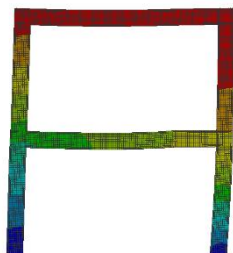
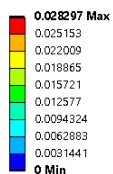
Slika 10.101 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D102

Analiza D103

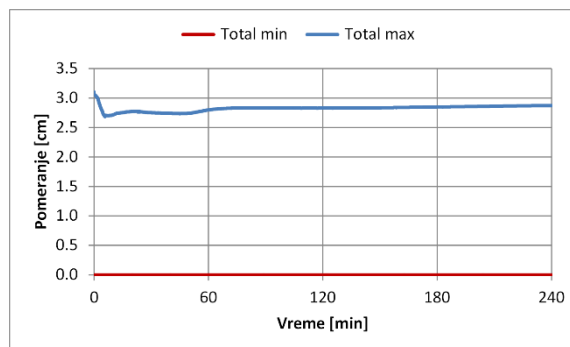


Slika 10.102 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D103

D: Transient Structural - 0.3g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7199.9



a) Deformacija nosača nakon 2h požara

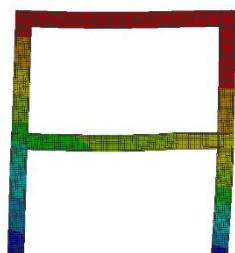


b) Dijagram ekstremnih pomeranja

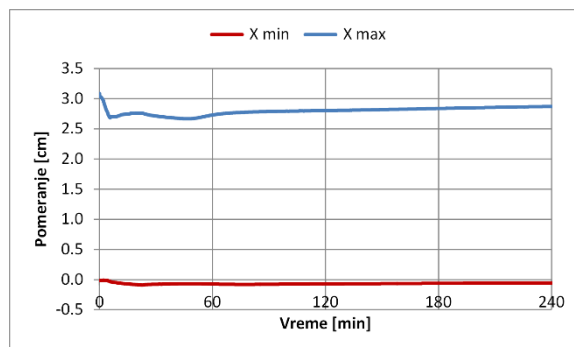
Slika 10.103 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D103

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation X
Type: Directional Deformation(X Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7199.9

0.028036 Max
0.024842
0.021648
0.018454
0.01526
0.012066
0.0088723
0.0056783
0.0024844
-0.00070953 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

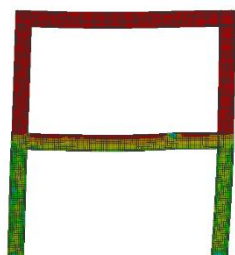


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

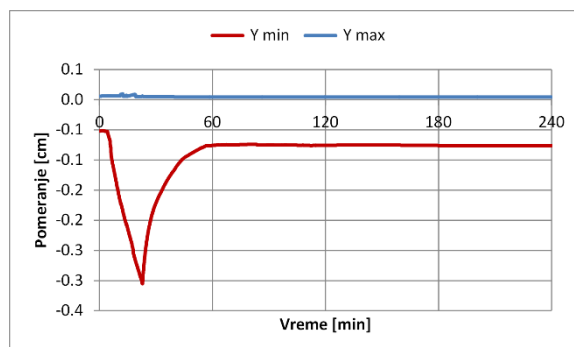
Slika 10.104 Deformacija okvira - X pravac - analiza D103

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation Y
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7199.9

9.657e-6 Max
+7.5503e-5
-0.00016066
-0.00024582
-0.00033098
-0.00041615
-0.00050131
-0.00058647
-0.00067163
-0.00075679 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

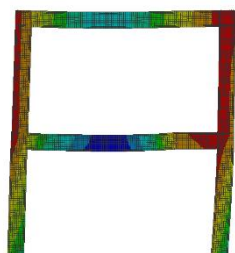


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

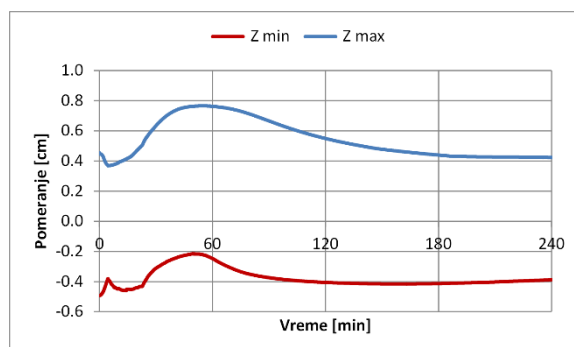
Slika 10.105 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D103

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7199.9

0.0054955 Max
0.0044344
0.0033732
0.0023121
0.001251
0.00018981
-0.00087133
-0.0019325
-0.0029936
-0.0040548 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

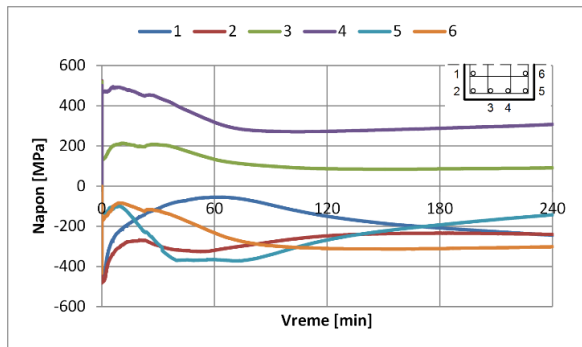


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

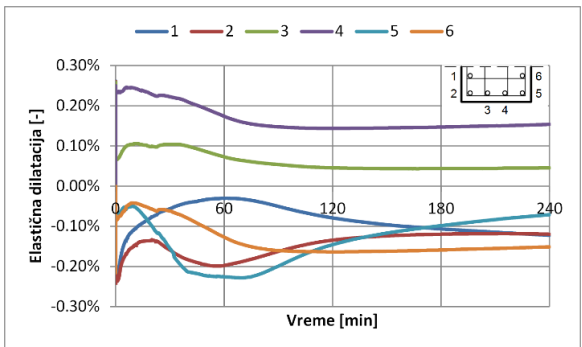
Slika 10.106 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D103

Analiza D103

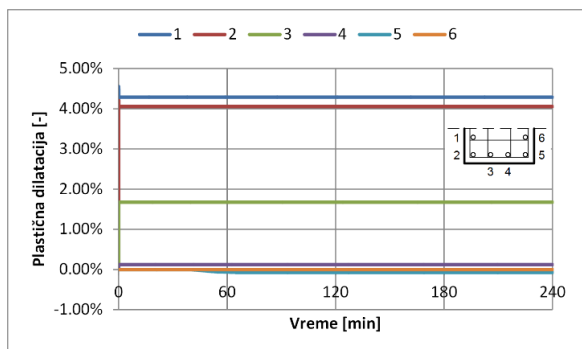
Presek C0'1' - armatura



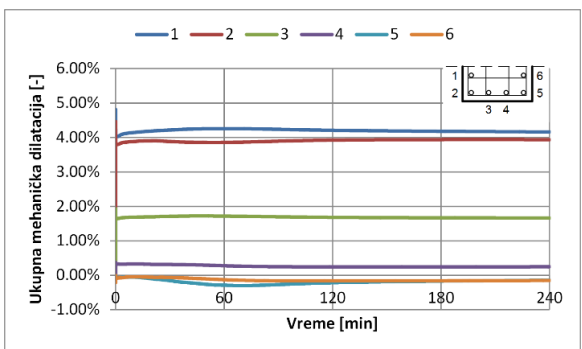
Dijagram napon-vreme



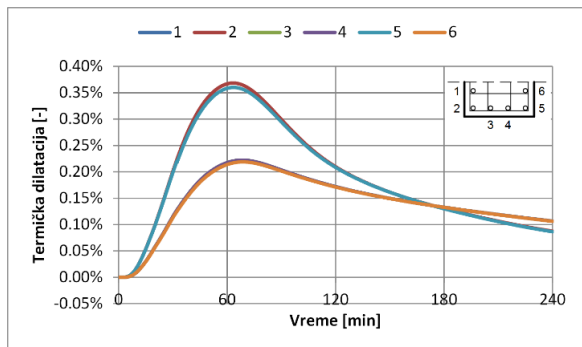
Dijagram elastična dilatacija-vreme



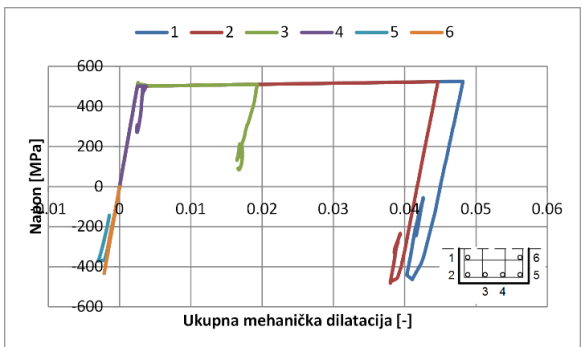
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

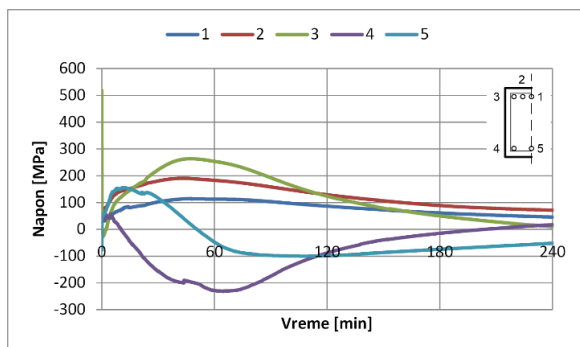


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

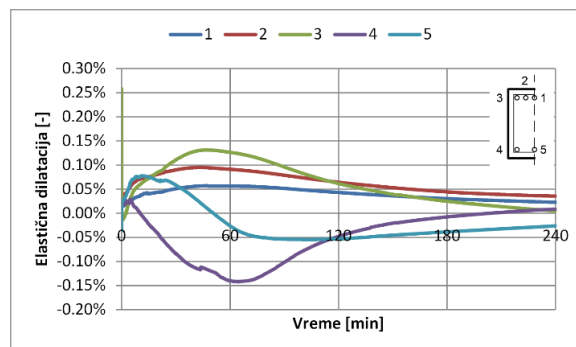
Slika 10.107 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D103

Analiza D103

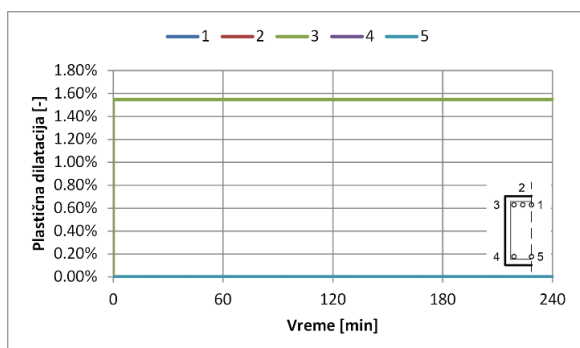
Presek B1' - armatura



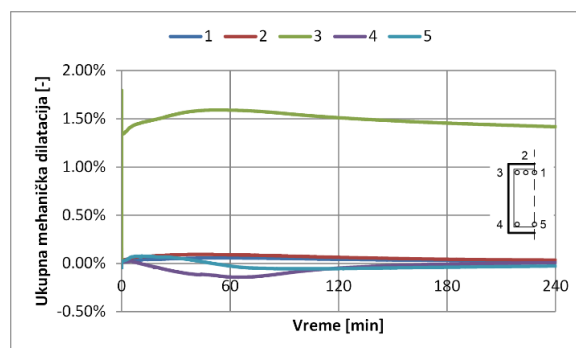
Dijagram napon-vreme



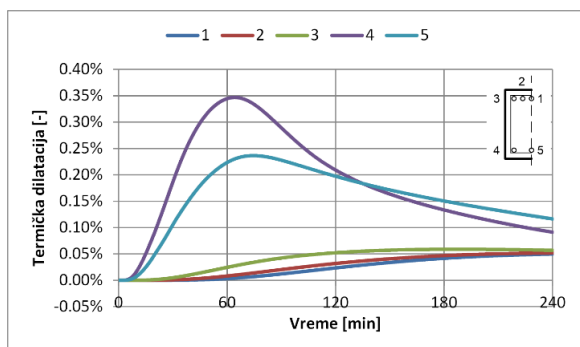
Dijagram elastična dilatacija-vreme



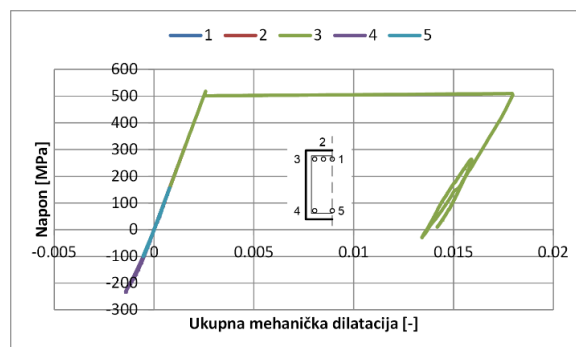
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



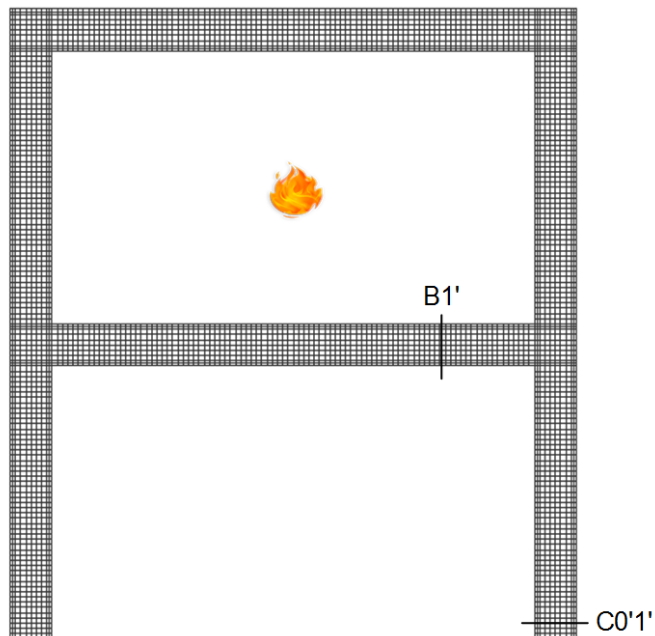
Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

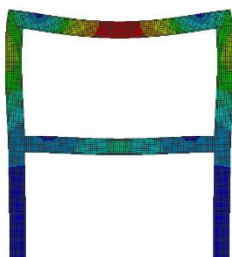
Slika 10.108 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D103

Analiza D200

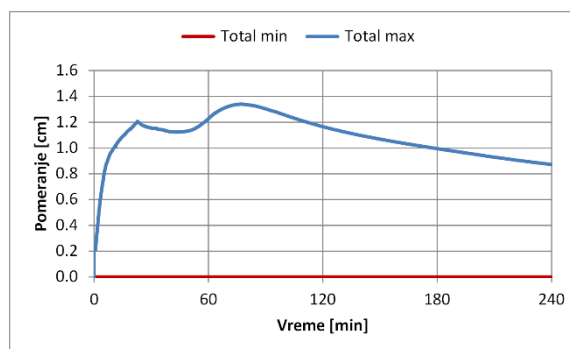


Slika 10.109 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D200

E: Transient Structural - 0g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7200
0.011652 Max
0.010358
0.009063
0.0077683
0.0064736
0.0051789
0.0038842
0.0025894
0.0012947
0 Min



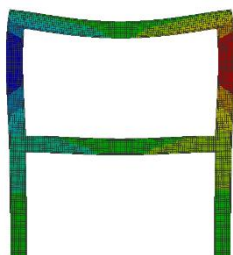
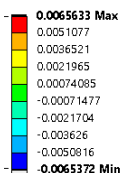
a) Deformacija nosača nakon 2h požara



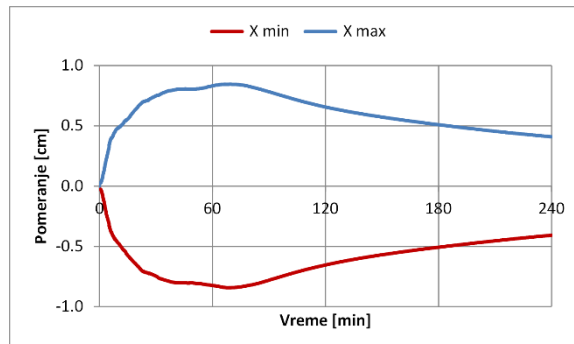
b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.110 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D200

E: Transient Structural - Og
Directional Deformation X
Type: Directional Deformation(X Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200



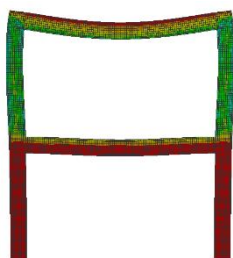
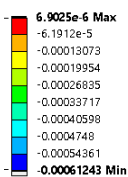
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac



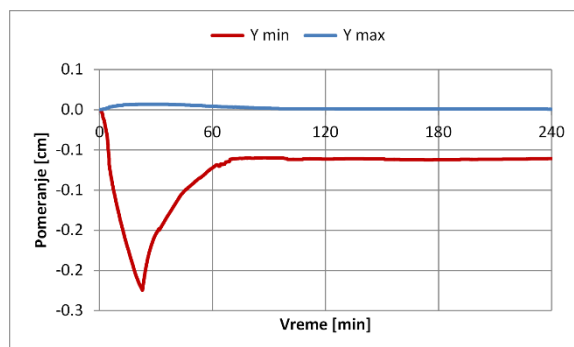
b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.111 Deformacija okvira - X pravac - analiza D200

E: Transient Structural - Og
Directional Deformation Y
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200



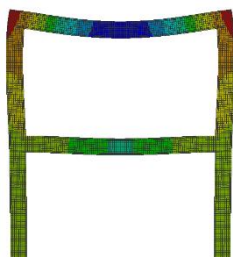
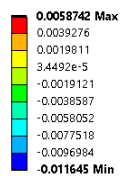
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac



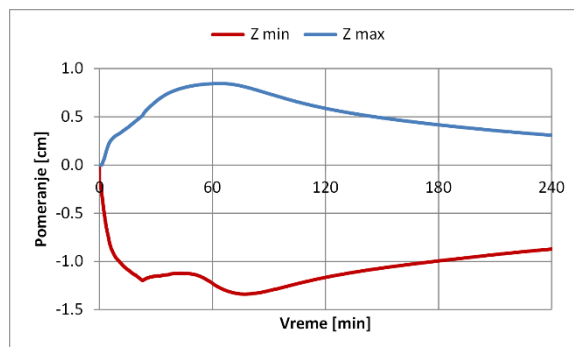
b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.112 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D200

E: Transient Structural - Og
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

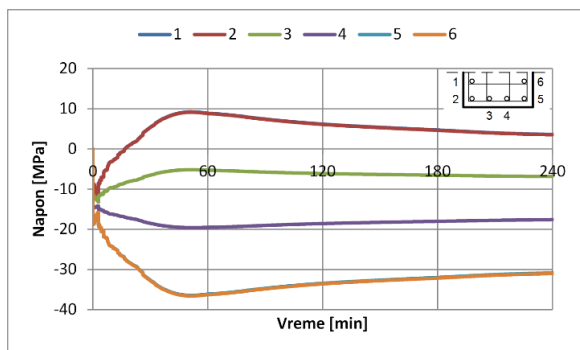


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

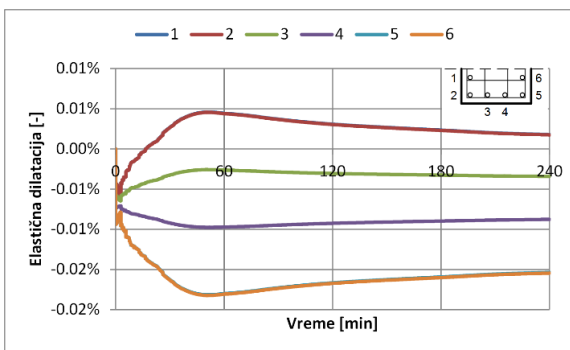
Slika 10.113 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D200

Analiza D200

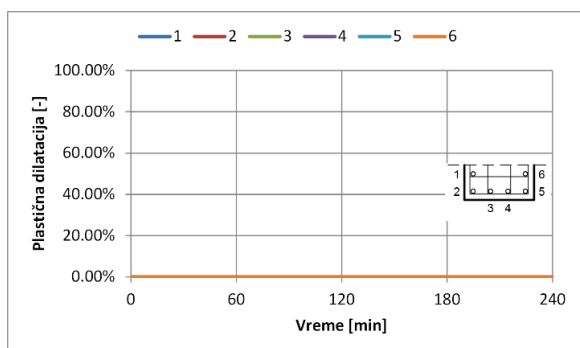
Presek C0'1' - armatura



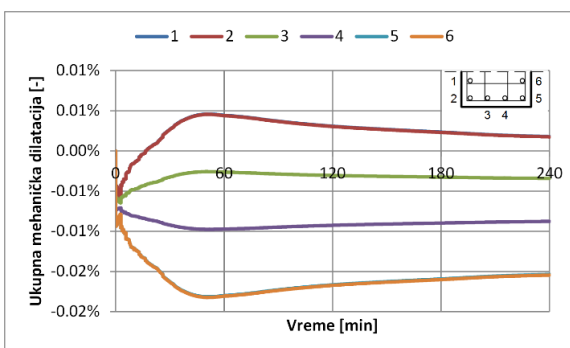
Dijagram napon-vreme



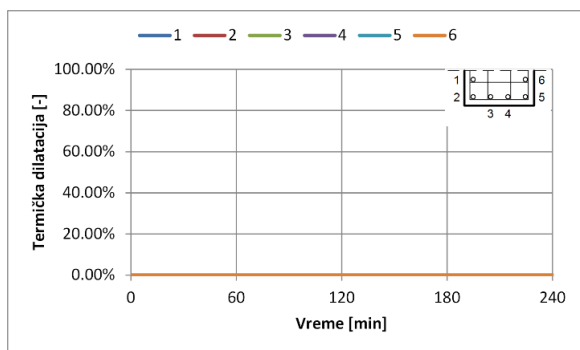
Dijagram elastična dilatacija-vreme



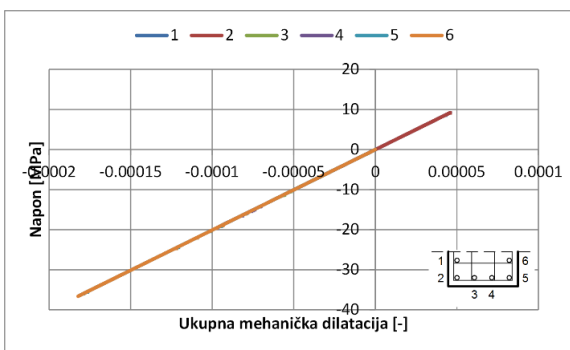
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

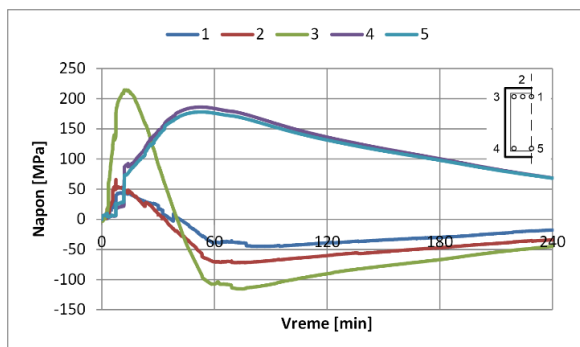


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

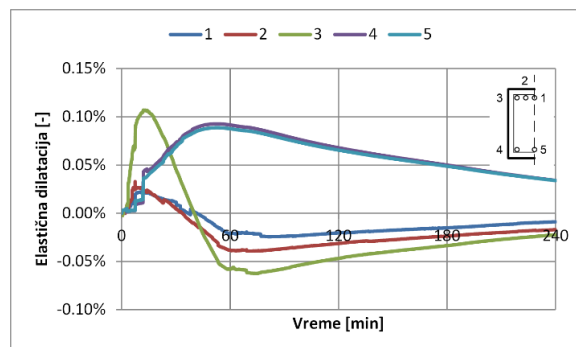
Slika 10.114 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D200

Analiza D200

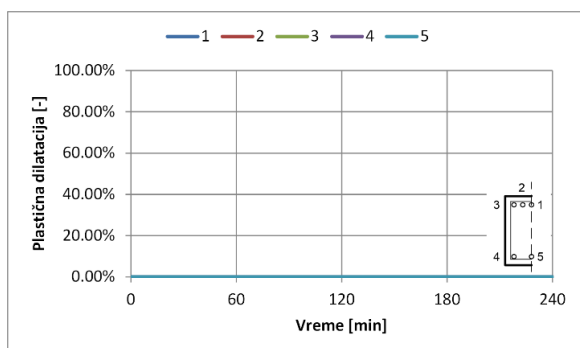
Presek B1' - armatura



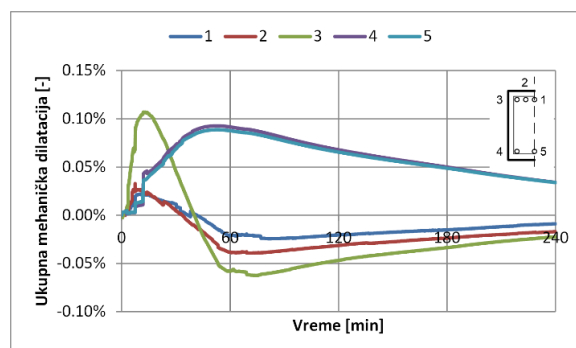
Dijagram napon-vreme



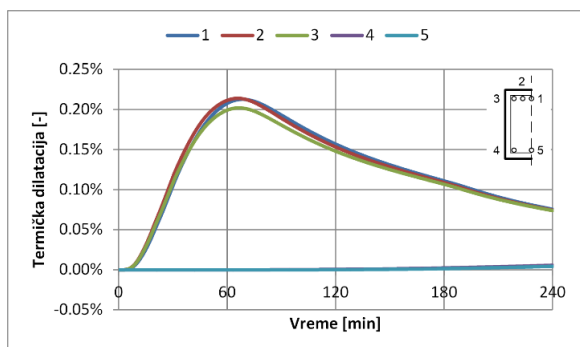
Dijagram elastična dilatacija-vreme



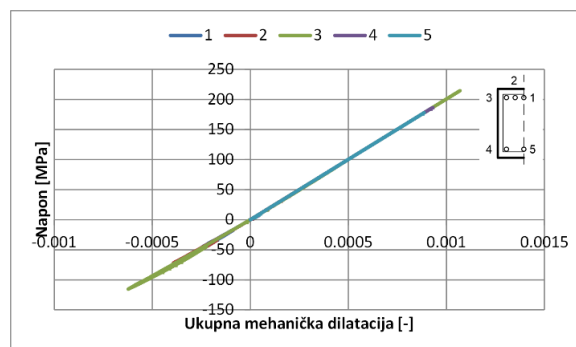
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



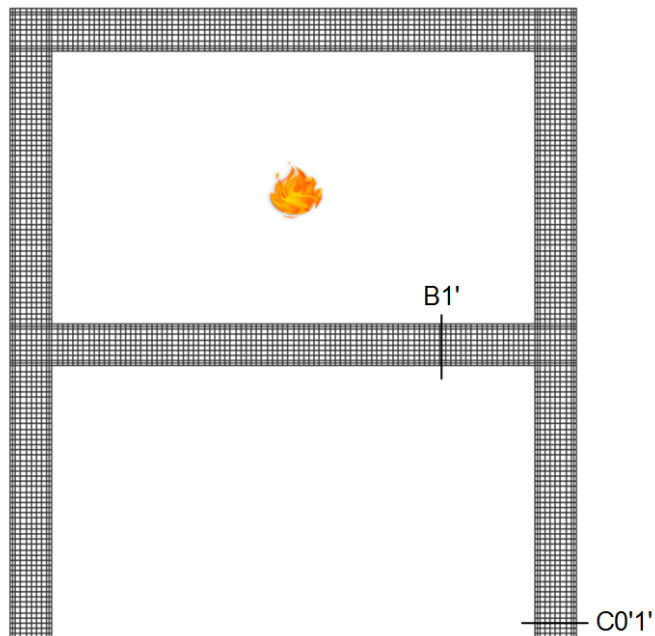
Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

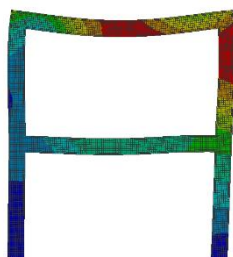
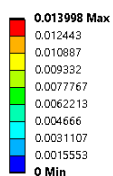
Slika 10.115 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D200

Analiza D202

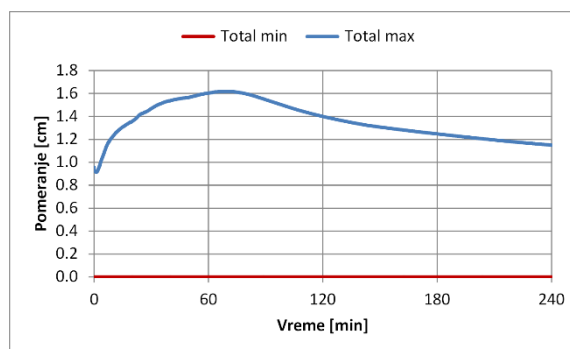


Slika 10.116 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D202

B: Transient Structural - 0.2g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7200



a) Deformacija nosača nakon 2h požara

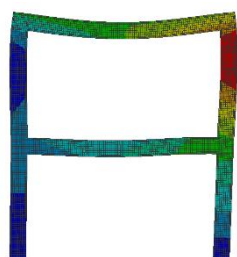


b) Dijagram ekstremnih pomeranja

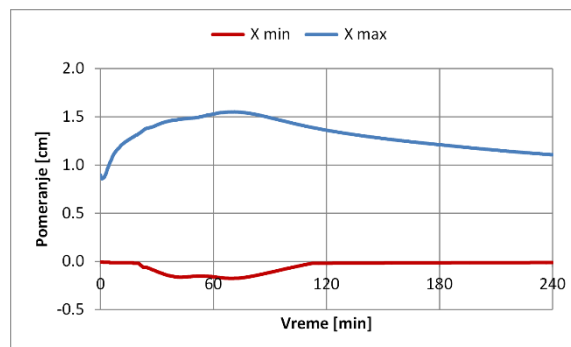
Slika 10.117 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D202

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation X
Type: Directional Deformation(X Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.013614 Max
0.012082
0.01055
0.0090179
0.0074859
0.0059538
0.0044218
0.0028898
0.0013577
-0.00017431 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

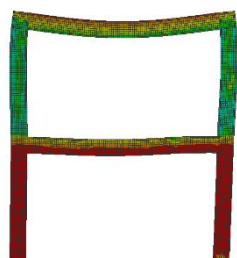


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

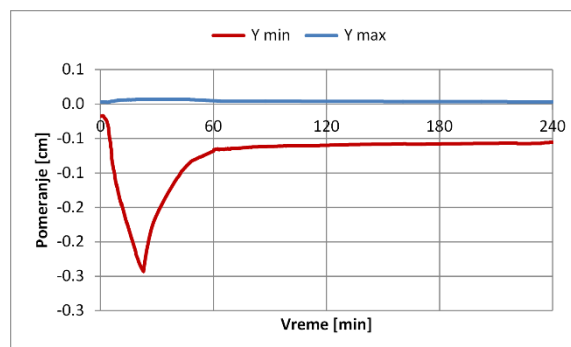
Slika 10.118 Deformacija okvira - X pravac - analiza D2O2

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation Y
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

3.8752e-5 Max
-3.2041e-5
-0.00010283
-0.00017363
-0.00024442
-0.00031521
-0.00038601
-0.0004568
-0.00052759
-0.00059839 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

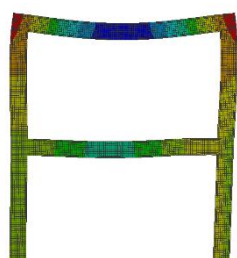


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

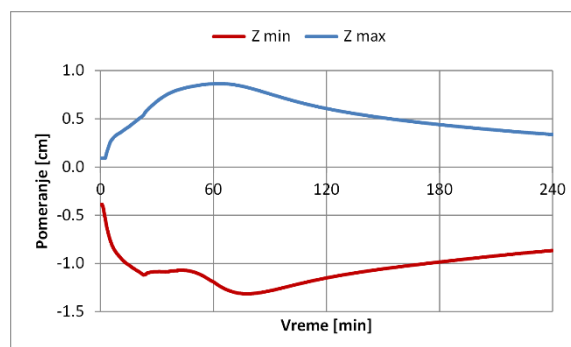
Slika 10.119 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D2O2

B: Transient Structural - 0.2g
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.0060663 Max
0.004115
0.0021637
0.00021248
-0.0017388
-0.0036901
-0.0056413
-0.0075926
-0.0095439
-0.011495 Min



a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

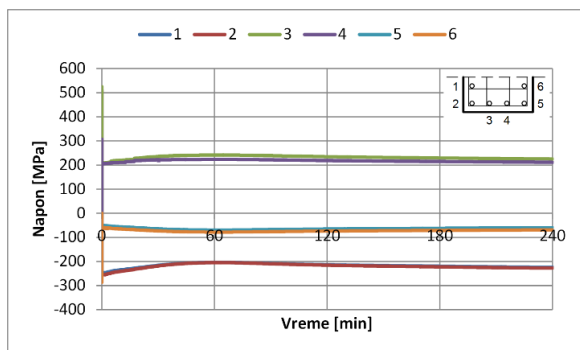


b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

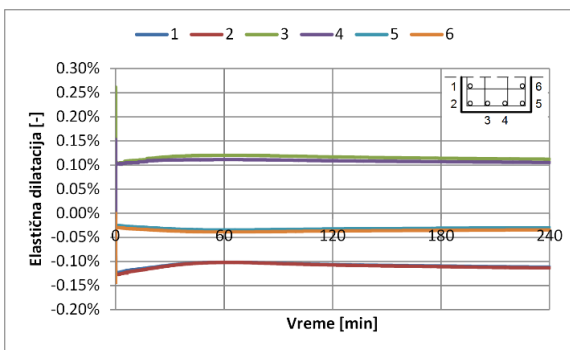
Slika 10.120 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D2O2

Analiza D2O2

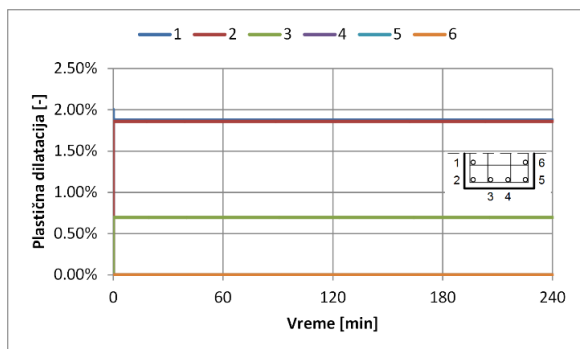
Presek C0'1' - armatura



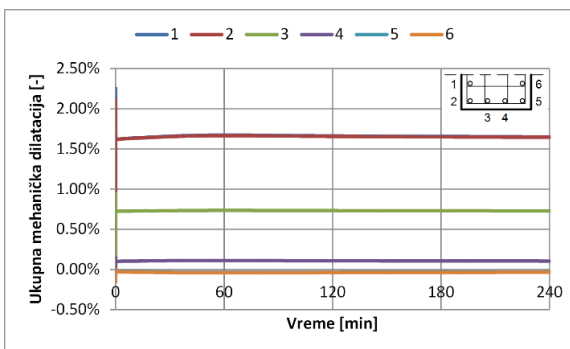
Dijagram napon-vreme



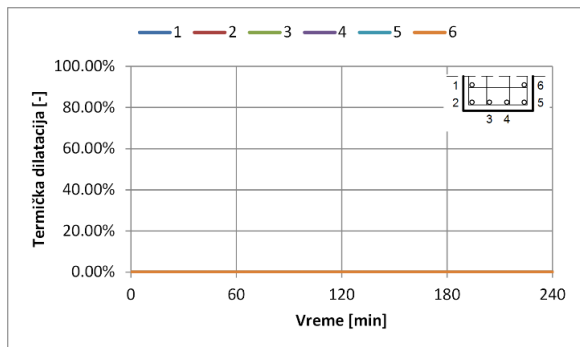
Dijagram elastična dilatacija-vreme



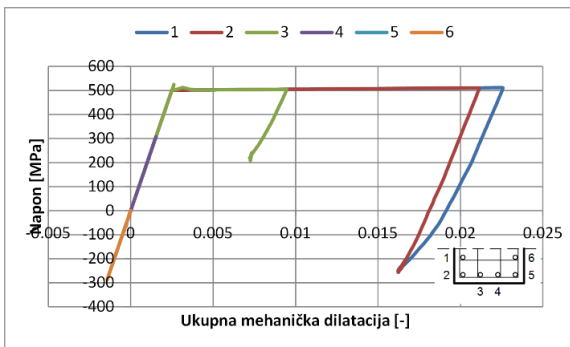
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

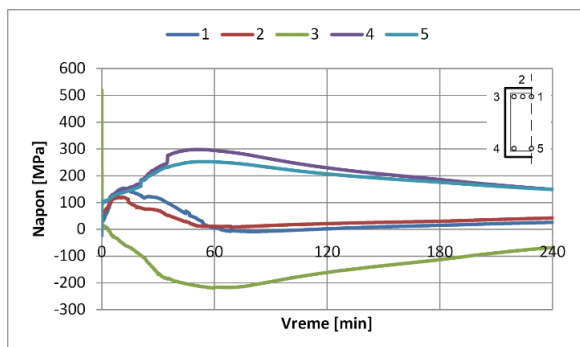


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

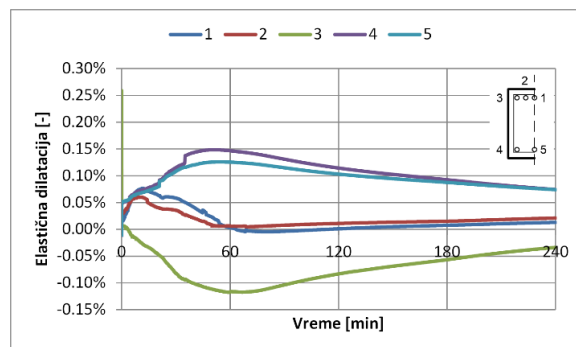
Slika 10.121 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D2O2

Analiza D2O2

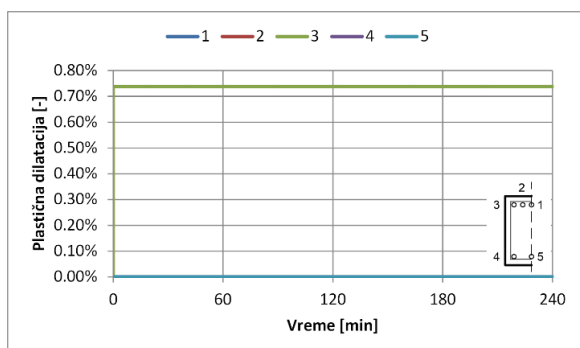
Presek B1' - armatura



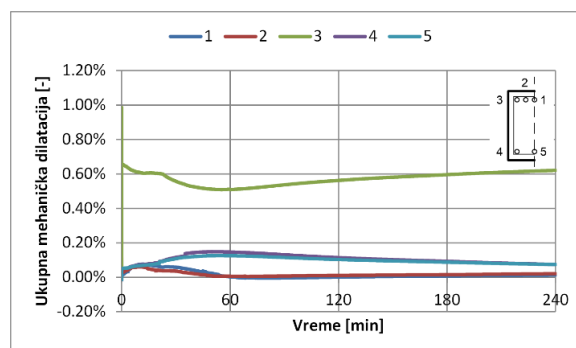
Dijagram napon-vreme



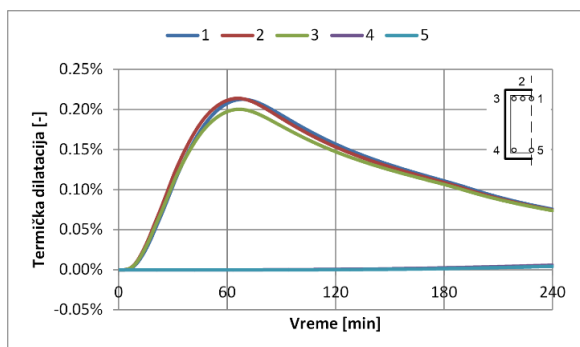
Dijagram elastična dilatacija-vreme



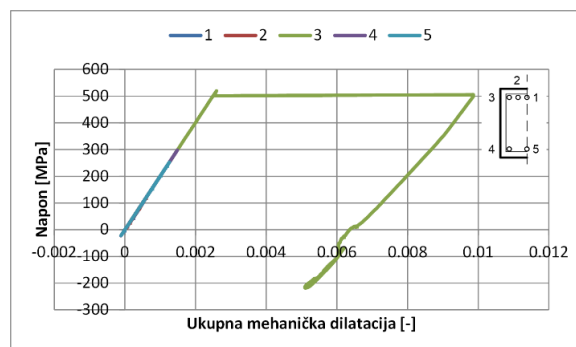
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



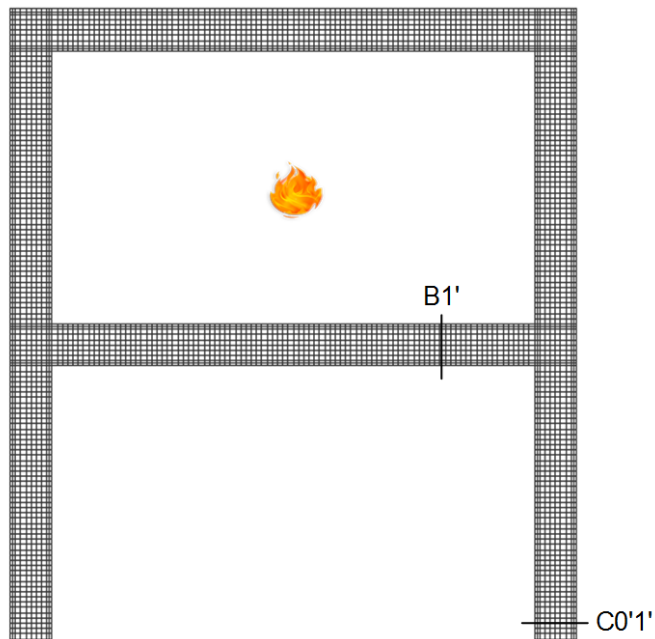
Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

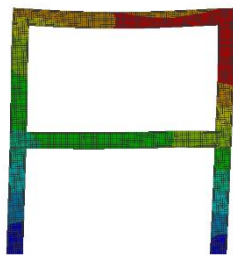
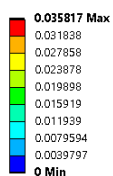
Slika 10.122 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D2O2

Analiza D203

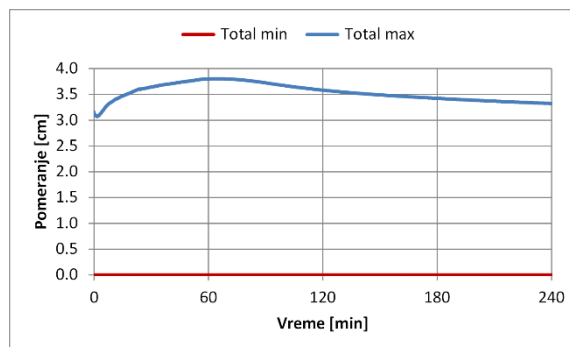


Slika 10.123 Karakteristični poprečni presezi i požarni scenario - analiza D203

D: Transient Structural - 0.3g
Total Deformation
Type: Total Deformation
Unit: m
Time: 7200



a) Deformacija nosača nakon 2h požara

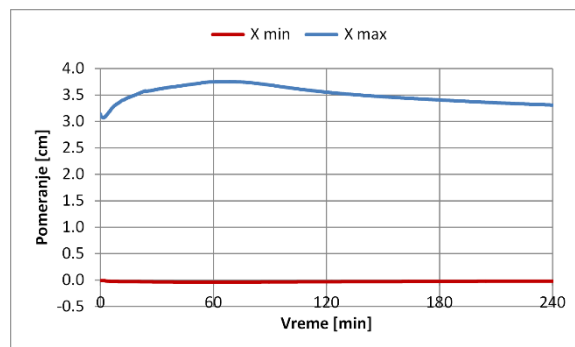
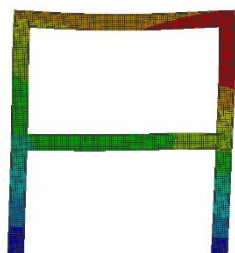


b) Dijagram ekstremnih pomeranja

Slika 10.124 Deformacija okvira - ukupno pomeranje - analiza D203

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation X
Type: Directional Deformation(X Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.03554 Max
0.031555
0.02757
0.023585
0.0196
0.015615
0.01163
0.0076447
0.0036597
-0.00032532 Min



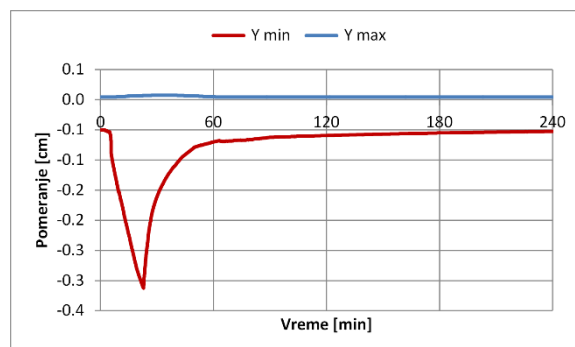
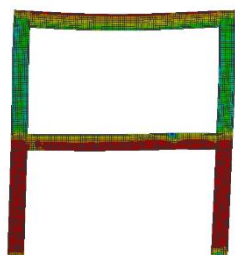
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - X pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - X pravac

Slika 10.125 Deformacija okvira - X pravac - analiza D2O3

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation Y
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

2.0001e-5 Max
-4.8148e-5
-0.0001163
-0.00018445
-0.0002526
-0.00032075
-0.00038889
-0.00045704
-0.00052519
-0.00059334 Min



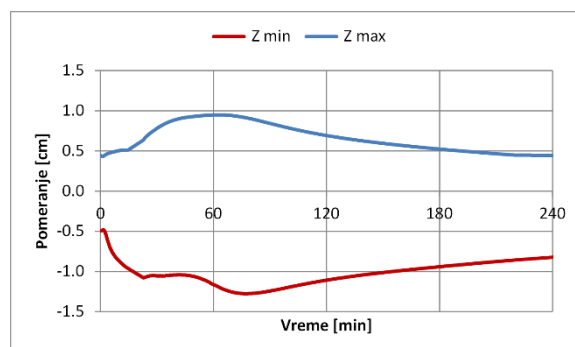
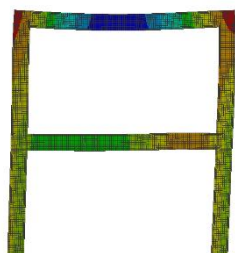
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Y pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Y pravac

Slika 10.126 Deformacija okvira - Y pravac - analiza D2O3

D: Transient Structural - 0.3g
Directional Deformation Z
Type: Directional Deformation(Z Axis)
Unit: m
Global Coordinate System
Time: 7200

0.0069241 Max
0.0049243
0.0029246
0.00092487
-0.0010749
-0.0030746
-0.0050743
-0.0070741
-0.0090738
-0.011074 Min



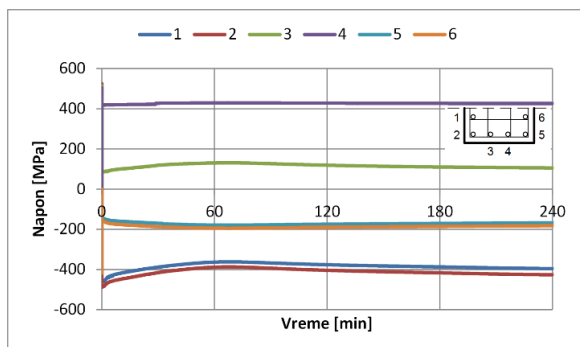
a) Deformacija nosača nakon 2h požara - Z pravac

b) Dijagram ekstremnih pomeranja - Z pravac

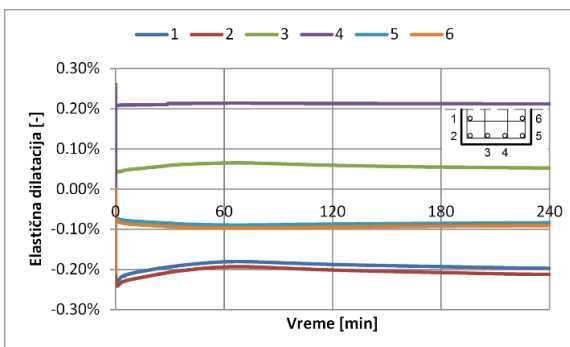
Slika 10.127 Deformacija okvira - Z pravac - analiza D2O3

Analiza D2O3

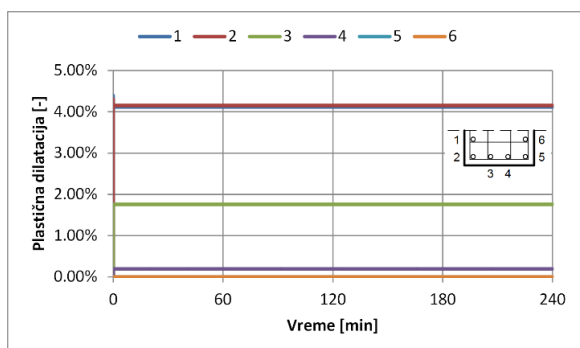
Presek C0'1' - armatura



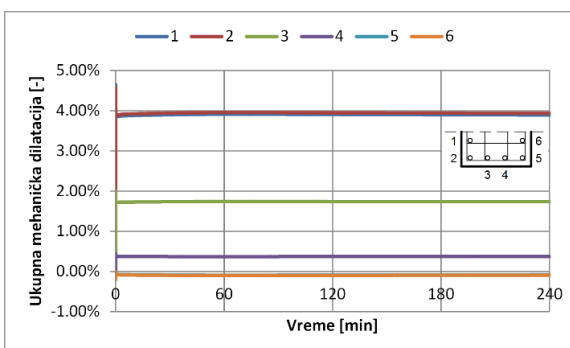
Dijagram napon-vreme



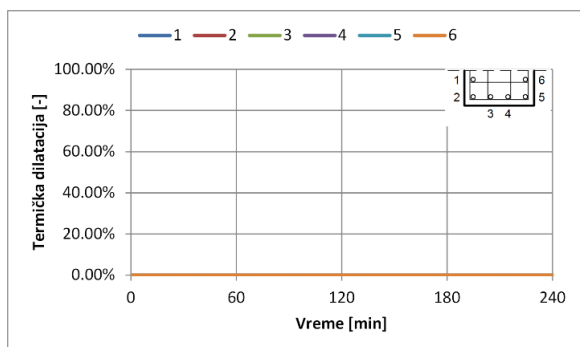
Dijagram elastična dilatacija-vreme



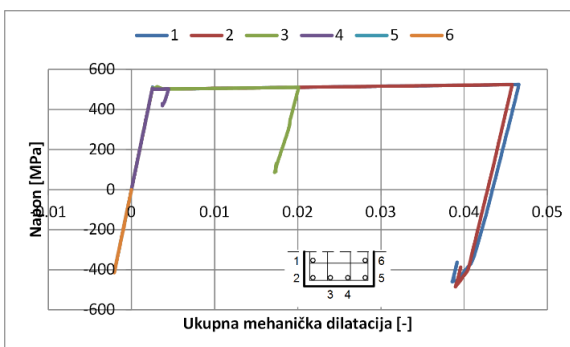
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme

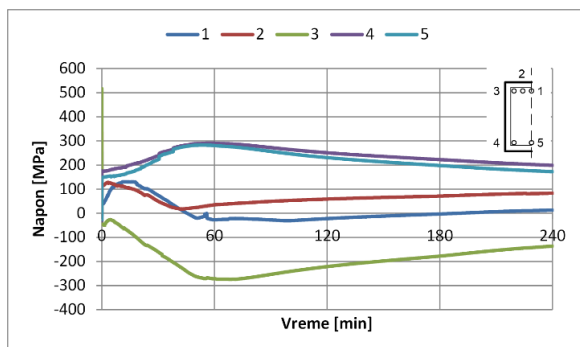


Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

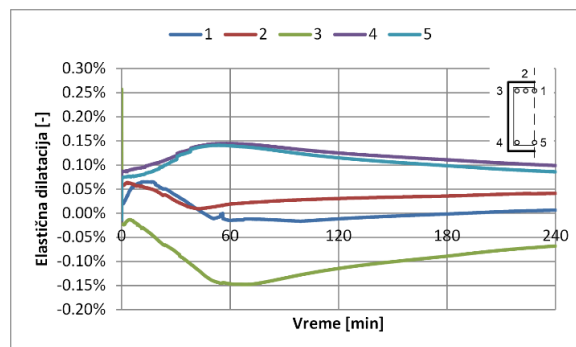
Slika 10.128 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku C0'1' - analiza D2O3

Analiza D2O3

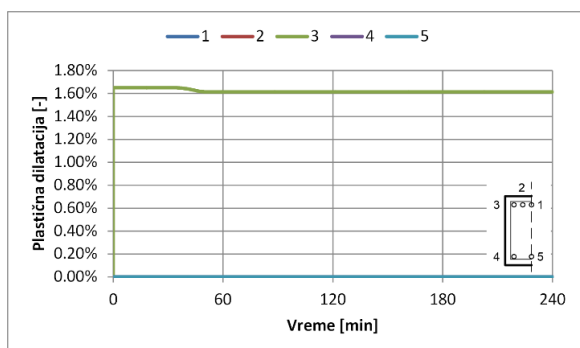
Presek B1' - armatura



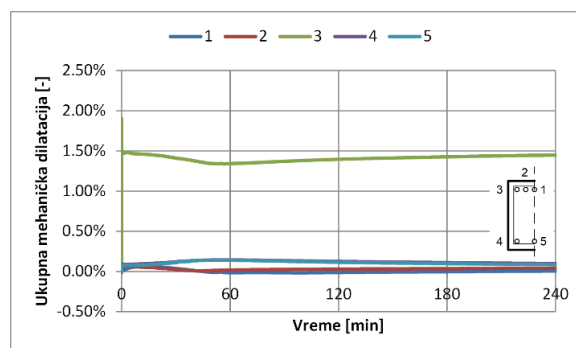
Dijagram napon-vreme



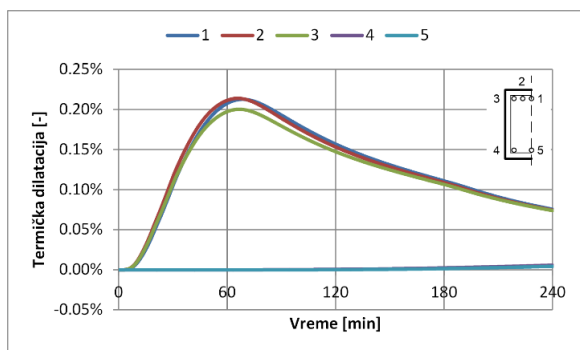
Dijagram elastična dilatacija-vreme



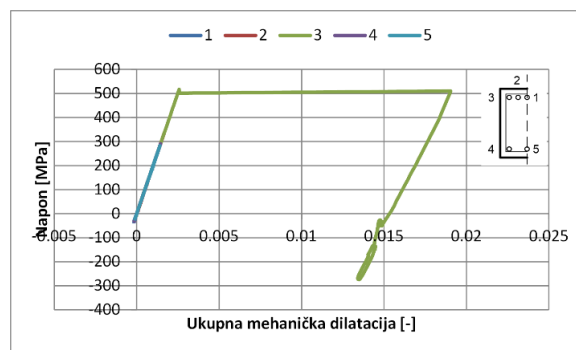
Dijagram plastična dilatacija-vreme



Dijagram ukupna mehanička dilatacija-vreme



Dijagram termička dilatacija-vreme



Dijagram napon-ukupna mehanička dilatacija

Slika 10.129 Karakteristični dijagrami armaturnih šipki u preseku B1' - analiza D2O3

Spisak publikacija

Spisak naučnih i stručnih radova koji su objavljeni ili prihvaćeni za objavljivanje na osnovu rezultata istraživanja u okviru rada na doktorskoj disertaciji:

Rad u istaknutom međunarodnom časopisu sa impakt faktorom (M23)

- Džolev I., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V. (2018): Numerical analysis on the behavior of reinforced concrete frame structures in fire, *Computers and Concrete*, 21(6), pp. 637-647, ISSN: 1598-8198 (Print); 1598-818X (Online), DOI: 10.12989/cac.2018.21.6.637

Saopštenje sa međunarodnog skupa štampano u celini (M33)

- Džolev I., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V. (2015): Load influence and fire exposure of a simply supported beam, 16th International Symposium of MASE, Ohrid, Macedonia, 1-3 October 2015, pp. 475-482, ISBN 608-4510-24-8
- Džolev I., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V., Rašeta A. (2015): Thermal analysis of concrete members subjected to fire according to EN 1991-1-2 & EN 1992-1-2, 13th International Scientific Conference iNDiS 2015, Novi Sad, 25-27 November 2015, Proceedings pp. 708-715, ISBN 978-86-7892-750-8 UDK: 69.05:006.77(4-672EU)
- Džolev I., Jovanović Đ., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V. (2016): Lateral torsional buckling of steel beams subjected to fire, 6th International Conference Civil Engineering – Science and Practice, Žabljak, Montenegro, 7-11 March 2016, pp. 85-92, ISBN 978-86-82707-30-1
- Džolev I., Radujković A., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V. (2016): Fire analysis of a simply supported steel beam using Opensees and Ansys Workbench, 4th International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering, Subotica, 22 April 2016, pp. 315-322, ISBN 978-86-80297-63-7
- Džolev I., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V., Rašeta A. (2016): Fire analysis of a simply supported reinforced concrete beam using Ansys Workbench, 8th Symposium 2016 Association of Structural Engineers of Serbia, Zlatibor, 15-17 September 2016, pp. 322-327, ISBN 978-86-7892-839-0
- Džolev I., Lađinović Đ., Rašeta A., Laban M. (2017): Thermo-mechanical properties of reinforced concrete at elevated temperatures, 12th International Conference Risk and Safety Engineering, Kopaonik, 9-11 January 2017, pp. 88-98, ISBN 978-86-6211-107-4
- Džolev I., Lađinović Đ., Cvetkovska M., Radujković A., Rašeta A. (2017): Seismic response of RC frame structure modelled according to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2, 17th International Symposium of MASE, Ohrid, Macedonia, 4-7 October 2017, pp. 407-413, ISBN 978-608-4510-32-1

Biografija

Igor M. Džolev je rođen 4. jula 1983. godine u Novom Sadu, gde je završio osnovnu školu i Gimnaziju „Jovan Jovanović Zmaj“, matematički smer. Diplomski, master rad sa temom „Projekat armiranobetonske višespratne stambeno-poslovne zgrade“ odbranio je 2008. godine na Fakultetu tehničkih nauka u Novom Sadu, Građevinski odsek, smer Konstrukcije, sa prosečnom ocenom u toku studiranja 9,59 (devet i 59/100). Doktorske studije upisao je 2008. godine, sa fokusom istraživanja na numeričke analize ponašanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija izloženih dejstu požara.

Pedagošku aktivnost započeo je 2005. godine, kao student demonstrator na grupi predmeta Teorija konstrukcija. Nakon diplomiranja, zaposlio se na Fakultetu tehničkih nauka, najpre u svojstvu Saradnika u nastavi, nakon čega je izabran za Asistenta, za užu naučnu oblast Teorija konstrukcija. Na Departmanu za građevinarstvo i geodeziju, angažovan je na izvođenju vežbi iz predmeta: Statika konstrukcija 1, Statika konstrukcija 2, Ispitivanje konstrukcija i Modeliranje konstrukcija primenom računara, u okviru osnovnih i master akademskih studija Građevinarstvo; i predmeta Teorija konstrukcija i Konstrukcijski sistemi, u okviru osnovnih akademskih studija Arhitektura.

Od 2008. godine angažovan je kao saradnik na ukupno četiri projekta koje finansira Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije. Objavio je 49 naučnih i stručnih radova, koji su publikovani u nacionalnim i međunarodnim časopisima i zbornicima radova sa naučnih konferencija, iz oblasti požarnog i zemljotresnog inženjerstva i energetske efikasnosti građevinskih objekata.

Stručne ispite za oblasti Građevinske konstrukcije i Energetska efikasnost zgrada, položio je 2012. godine ispred Inženjerske komore Srbije. Posедуje licence za Odgovornog projektanta građevinskih konstrukcija i Odgovornog izvođača radova na objektima visokogradnje, niskogradnje i hidrogradnje, i licencu Odgovornog projektanta za energetska efikasnost zgrada.

Član je Društva građevinskih konstruktera Srbije, Društva građevinskih inženjera Novog Sada i Inženjerske komore Srbije.

Govori engleski, nemački i makedonski jezik.