

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



URŠKA BLUMAUER

**OCENA NOSILNOSTI
ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH
KONSTRUKCIJ PO POŽARU**

DOKTORSKA DISERTACIJA

INTERDISCIPLINARNI DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM TRETJE STOPNJE GRAJENO OKOLJE

Ljubljana, 2020

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500 faks
(01) 42 50 681
tajnistvo@fgg.uni-lj.si

INTERDISCIPLINARNI
DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Doktorand/-ka:

URŠKA BLUMAUER

**OCENA NOSILNOSTI
ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH
KONSTRUKCIJ PO POŽARU**

DOKTORSKA DISERTACIJA

**ESTIMATION OF LOAD BEARING
CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE
FRAMES AFTER FIRE**

DOCTORAL DISSERTATION

Ljubljana, 2020

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Mentor/-ica: izr. prof. dr. Tomaž Hozjan, UL FGG.

Somentor/-ica: doc. dr. Gregor Trtnik, IGMAT d. d. in UL FGG.

Poročevalci za oceno doktorske disertacije:

- prof. dr. Goran Turk, UL FGG,
- prof. dr. Miha Boltežar, UL FS,
- dr. Jurij Karlovšek, The University of Queensland, Australija.

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	624.012.35:624.94:614.84(043)
Avtor:	Urška Blumauer, mag. inž. grad.
Mentor:	izr. prof. dr. Tomaž Hozjan
Somentor:	doc. dr. Gregor Trtnik
Naslov:	Ocena nosilnosti armiranobetonskih okvirnih konstrukcij po požaru
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	133 str., 80 sl., 35 pregl., 115 en.
Ključne besede:	povišane temperature, eksperimentalne raziskave, neporušne metode, umetne nevronske mreže, požarna analiza, konstitucijske zveze betona, mehanska analiza linijskih AB elementov

Izvleček

V doktorski disertaciji nas je zanimala ocena nosilnosti armiranobetonskih (AB) okvirnih konstrukcij po požaru, kar smo izvedli v dveh delih. V prvem delu smo predstavili različne neporušne in porušne metode preizkušanja betona, ki so uporabljene v eksperimentalnem delu. V okviru eksperimentalnega dela je bilo izdelanih pet različnih betonskih mešanic z apnenčevim agregatom, ki se med seboj razlikujejo v vodo-cementnem razmerju, vrsti cementa ter količini vode in dodatkov. Betonski preizkušanci so bili po končani negi in sušenju na zraku v električni peči izpostavljeni temperaturam 200 °C, 400 °C, 600 °C oziroma 800 °C in nato ohlajeni na sobno temperaturo. Sledilo je eksperimentalno preizkušanje, pri čemer so bile uporabljene neporušne in porušne metode. Referenčne vrednosti eksperimentalnih meritev so bile določene na skupini preizkušancev, ki niso bili predhodno segrevani. Rezultati neporušnih preizkusov zajemajo določitev hitrosti preleta vzdolžnih ultrazvočnih valov, površinske trdnosti betona, dinamičnega modula elastičnosti in strižnega modula betona, medtem ko porušni preizkusi zajemajo določitev tlačne in upogibne natezne trdnosti ter modula elastičnosti betona. Nato je bilo s statističnimi metodami ugotovljeno, da temperatura statistično značilno vpliva na omenjene eksperimentalne rezultate, s čimer zaznamo spremembe med posameznimi predhodno segretim preizkušanci. Sledila je ocena mehanskih lastnosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, imenovanih tudi preostale mehanske lastnosti, z regresijskima modeloma z eksplicitnimi zvezami in umetnimi nevronskimi mrežami. Pri tem smo ugotovili, da preostalo upogibno natezno trdnost in modul elastičnosti betona zelo natančno lahko ocenimo na podlagi regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami, medtem ko je za natančnejšo oceno preostale tlačne trdnosti potrebna uporaba umetnih nevronskih mrež.

V drugem delu je na kratko predstavljen numerični model za določitev požarne odpornosti linijskih AB konstrukcij po požaru Nfira, ki deluje v programskem okolju Matlab. Novost numeričnega modela so eksperimentalno določeni materialni parametri konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Sledila je izdelava parametričnih študij, pri čemer je bil raziskan vpliv različnih razvojev temperature po požarnem prostoru kot tudi vpliv sestave betonske mešanice na odziv linijskih AB konstrukcij po požaru.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC	624.012.35:624.94:614.84(043)
Author:	Urška Blumauer, M.Sc.
Supervisor:	Assoc. Prof. Tomaž Hozjan, Ph.D.
Co-supervisor:	Assist. Prof. Gregor Trtnik, Ph.D.
Title:	Estimation of load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire
Document type:	Doctoral dissertation
Notes:	133 p., 80 fig., 35 tab., 115 eq.
Keywords:	high temperatures, experimental research, non-destructive techniques, artificial neural networks, fire analysis, constitutive law of concrete, mechanical analysis of RC elements

Abstract

In our dissertation we dealt with the estimation of the load bearing capacity of reinforced concrete (RC) frame structures after fire, which we carried out in two parts. In the first part we presented various non-destructive and destructive methods for concrete testing used in the experimental part. Within the experimental investigation we prepared five different concrete mixtures with limestone aggregate, which differ in water to cement ratio, type of cement and the amount of water and additives. After the curing and air drying procedure the concrete samples were exposed to high temperatures 200 °C, 400 °C, 600 °C or 800 °C in an electric furnace and then cooled to the room temperature. This was followed by experimental investigation using non-destructive and destructive test methods. The reference values of the experimental measurements were determined on a non-preheated group of test specimens. The results of the non-destructive tests include the determination of the ultrasound (US) pulse velocity, the surface strength, the dynamic modulus of elasticity and the shear modulus of concrete, while destructive tests include the determination of the compressive and flexural strengths and the modulus of elasticity of concrete. Using statistical methods it was then determined that temperature has a statistically significant influence on the above mentioned experimental results, meaning that changes between individual preheated specimens can be detected. This was followed by an estimation of the mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures, also named residual mechanical properties, using regression models with explicit relationships and artificial neural networks. We found that the residual flexural strength and modulus of elasticity of concrete can be estimated very accurately based on regression models with explicit relationships, whereas a more accurate estimation of residual compressive strength requires the use of artificial neural networks.

In the second part a numerical model for the determination of the fire resistance of planar RC structures after a fire, named Nfira, is briefly presented. The novelty of the numerical model are the experimentally determined material parameters of the constitutive law of limestone concrete after exposure to high temperatures. This was followed by the parametric studies in which the influence of different fire scenarios and concrete mixture on the behavior of planar RC structures after fire were investigated.

ZAHVALA

Na prvem mestu se zahvaljujem svojim mentorju izr. prof. dr. Tomažu Hozjanu in somentorju doc. dr. Gregu Trtniku, za vso podporo in nasvete, za neizčrpno zalogo novih izzivov in pozitivne spodbude, ter nenazadnje za zaupanje tekom izdelave te disertacije.

Najlepše se zahvaljujem tudi prof. dr. Goranu Turku za vso strokovno podporo, razumevanje, poglobljene nasvete in pripravljenost sodelovanja.

Hvala tudi ostalim sodelavcem na Katedri za mehaniko za vso pomoč in dobro vzdušje.

Za dodeljena finančna sredstva, ki so mi omogočila doktorski študij, se zahvaljujem Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije.

Najlepše se zahvaljujem tudi podjetju Igmata d. d., ki mi je omogočil izdelavo eksperimentalnih preizkusov v njihovih prostorih ter za ves čas, ko so mi bili na voljo.

Nenazadnje pa gre zahvala vsem domačim za spremljanje mojega študija in izkazano podporo. Posebej hvala Alešu za vse razumevanje, temeljite pogovore, podporo ter cenjenje vložene količine dela.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
1 UVOD	1
1.1 Splošno	1
1.2 Namen in cilji	1
1.3 Vsebina dela	2
2 PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU	4
2.1 Pregled stanja	4
2.2 Beton med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam	5
2.2.1 Kemijske, fizikalne in mehanske spremembe	6
2.2.2 Mehanske lastnosti betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam	7
3 EKSPERIMENTALNE METODE	13
3.1 Neporušne metode	13
3.1.1 Ultrazvočna metoda	13
3.1.2 Metoda sklerometričnega indeksa	15
3.1.3 Metoda resonančne frekvence	16
3.2 Porušne metode	18
3.2.1 Tlačni preizkus	18
3.2.2 Upogibni preizkus	19
3.2.3 Določitev modula elastičnosti betona	20
4 EKSPERIMENTALNE RAZISKAVE	22
4.1 Material in priprava preizkušancev	22
4.2 Režim segrevanja	23
4.3 Postopek preizkušanja	24
4.4 Predstavitev statističnih metod	25
4.5 Predstavitev rezultatov eksperimentalnih raziskav	26
4.5.1 Vizualni pregled preizkušancev	27
4.5.2 Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov	28
4.5.3 Površinska trdnost betona	32
4.5.4 Dinamični modul elastičnosti in strižni modul betona	34
4.5.5 Tlačna trdnost betona	37

4.5.6	Upogibna natezna trdnost betona	39
4.5.7	Modul elastičnosti betona	41
4.6	Razprava	42
5	OCENA PREOSTALIH MEHANSKIH LASTNOSTI BETONA	44
5.1	Regresijski model z eksplicitnimi zvezami	44
5.1.1	Predstavitev	44
5.1.2	Ocena preostale tlačne trdnosti betona	46
5.1.3	Ocena preostale upogibne natezne trdnosti betona	48
5.1.4	Ocena preostalega modula elastičnosti betona	49
5.2	Umetne nevronske mreže	51
5.2.1	Predstavitev	51
5.2.2	Ocena preostale tlačne trdnosti betona	53
5.2.3	Ocena preostale upogibne natezne trdnosti betona	55
5.2.4	Ocena preostalega modula elastičnosti betona	58
5.3	Razprava	59
6	NUMERIČNA METODA ZA OCENO NOSILNOSTI AB OKVIRNIH KONSTRUKCIJ PO POŽARU	63
6.1	Razvoj temperature po požarnem prostoru	63
6.2	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	65
6.3	Mehanski del požarne analize	65
6.3.1	Uvod in osnovne predpostavke	65
6.3.2	Kinematične enačbe	66
6.3.3	Ravnotežne enačbe	67
6.3.4	Konstitucijske enačbe	68
6.3.5	Adicijski razcep geometrijske deformacije	69
6.3.6	Konstitucijska zveza betona	70
6.3.7	Temperaturna deformacija betona	72
6.3.8	Prehodna deformacija betona	72
6.3.9	Deformacija lezenja betona	73
6.3.10	Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem betonskem vlaknu	73
6.3.11	Konstitucijska zveza jekla za armiranje	74
6.3.12	Temperaturna deformacija jekla za armiranje	76
6.3.13	Viskozno lezenje jekla za armiranje	76
6.3.14	Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem vlaknu jekla za armiranje	77
6.3.15	Robni pogoji	78
6.4	Konstitucijske zveze betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam	78
6.4.1	Konstitucijska zveza betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, podana v standardu SIST EN 1992-1-2	79
6.4.2	Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, podana s strani Changa in sodelavcev	80

6.4.3	Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, podana s strani Stojkovića in sodelavcev	81
6.4.4	Eksperimentalno določena konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam	82
6.4.5	Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, v računalniškem programu Nfira	85
7	RAČUNSKI PRIMERI	87
7.1	Osnovni podatki o konstrukcijskih elementih	87
7.2	Razvoj temperature po požarnem prostoru	90
7.3	Linijski AB nosilec	91
7.3.1	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	91
7.3.2	Mehanski del požarne analize	96
7.4	Linijski AB steber	99
7.4.1	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	99
7.4.2	Mehanski del požarne analize	103
7.4.3	Vpliv normirane preostale tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom . . .	106
7.4.4	Vpliv sestave betonske mešanice z apnenčevim agregatom	108
7.5	Ravninski linijski AB okvir	110
7.5.1	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	110
7.5.2	Mehanski del požarne analize	113
8	ZAKLJUČKI	118
9	POVZETEK	120
10	SUMMARY	122
VIRI		124

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Iz literature pridobljene normirane vrednosti preostale tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).	8
Slika 2.2:	Iz literature pridobljene normirane vrednosti upogibne natezne trdnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).	10
Slika 2.3:	Iz literature pridobljene normirane vrednosti modula elastičnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).	11
Slika 2.4:	Iz literature pridobljene napetostno deformacijske zveze betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju), pri temperaturah: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C in (e) 800 °C.	12
Slika 3.1:	Merjenje časa preleta vzdolžnih UZ valov.	15
Slika 3.2:	Določanje sklerometričnega indeksa.	16
Slika 3.3:	Meritve z instrumentom GrindoSonic MK5 za določitev osnovne torzijske resonančne frekvence.	18
Slika 3.4:	Meritve tlačne trdnosti betona.	19
Slika 3.5:	Meritve upogibne natezne trdnosti betona.	20
Slika 3.6:	Meritve modula elastičnosti betona.	21
Slika 4.1:	Priprava betonskih preizkušancev.	23
Slika 4.2:	Razrez velikih betonskih prizmatičnih preizkušancev na kocke.	23
Slika 4.3:	(a) Segrevanje preizkušancev v električni peči in (b) razvoj temperatur v središču betonskih kock.	24
Slika 4.4:	Betonske prizme mešanice M1 po izpostavitvi povišanim temperaturam in po opravljenem upogibnem preizkusu, z leve proti desni: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C in 800 °C.	27
Slika 4.5:	Betonske prizme mešanice M5 po izpostavitvi povišanim temperaturam in po opravljenem upogibnem preizkusu, z leve proti desni: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C in 800 °C.	28
Slika 4.6:	Luščenje betonskih preizkušancev: (a) mešanice M2 po izpostavitvi temperaturi 400 °C in (b) mešanice M5 po izpostavitvi temperaturi 600 °C.	28
Slika 4.7:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $v_{p,k}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	29
Slika 4.8:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $v_{p,p}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	31

Slika 4.9:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $f_{c,surf}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	33
Slika 4.10:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti E_d vseh mešanic.	35
Slika 4.11:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti G vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	36
Slika 4.12:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti f_c vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	38
Slika 4.13:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti f_{ct} vseh mešanic.	40
Slika 4.14:	(a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti E vseh mešanic v odvisnosti od temperature.	41
Slika 5.1:	Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c , temelječ na: (a) $v_{p,k}$ in (b) G	47
Slika 5.2:	Učinkovitost dveh predlaganih regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c na podlagi meritev: (a) $v_{p,k}$ in $f_{c,surf}$ in (b) $v_{p,k}$ in G	48
Slika 5.3:	Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno f_{ct} , temelječ na: (a) $v_{p,p}$ in (b) G	49
Slika 5.4:	Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno E , temelječ na: (a) $v_{p,p}$ in (b) G	50
Slika 5.5:	Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno f_c pri posameznih obravnavanih primerih (a) do (e).	54
Slika 5.6:	Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mreže z najvišjim povprečnim R^2 , $f_{c,NM}$, in merjenim $f_{c,merjeno}$ s petkratno navzkrižno validacijo na naslednjih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.	55
Slika 5.7:	Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno f_{ct} pri posameznih obravnavanih primerih.	56
Slika 5.8:	Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mreže z najvišjim povprečnim R^2 , $f_{ct,NM}$, in merjenim $f_{ct,merjeno}$ s petkratno navzkrižno validacijo na posameznih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.	57
Slika 5.9:	Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno E pri posameznih obravnavanih primerih (a) do (e).	59
Slika 5.10:	Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mreže z najvišjim povprečnim R^2 , E_{NM} , in merjenim $E_{merjeno}$ s petkratno navzkrižno validacijo na posameznih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.	60
Slika 6.1:	Primeri požarnih krivulj, skladno s standardom SIST EN 1991-1-2 [31].	64
Slika 6.2:	Nedefimirana in deformirana lega AB nosilca.	67

Slika 6.3:	Konstitucijska zveza betona, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42]. Plastični korak.	71
Slika 6.4:	Konstitucijska zveza hladno obdelanega jekla za armiranje brez upoštevanja utrujanja pri izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42].	75
Slika 6.5:	Konstitucijska zveza betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42].	79
Slika 6.6:	Konstitucijska zveza betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Changa in sodelavcev [62].	81
Slika 6.7:	Konstitucijska zveza betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Stojkovića in sodelavcev [64].	82
Slika 6.8:	Primer porušitve preizkušanca po opravljenem tlačnem testu.	83
Slika 6.9:	Eksperimentalno določena konstitucijska zveza betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam.	83
Slika 6.10:	Normirane tlačne trdnosti betona skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62], Stojkovićem in sodelavci [64] in eksperimentalno določenimi vrednostmi v odvisnosti od temperature.	84
Slika 6.11:	Eksperimentalno določena konstitucijska zveza in modificirane konstitucijske zveze, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62] ter Stojkovićem in sodelavci [64].	85
Slika 6.12:	Normirane tlačne trdnosti betona uporabljene v računalniškem programu Nfira, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42] in eksperimentom.	86
Slika 7.1:	Geometrijski podatki prostoležečega AB nosilca.	88
Slika 7.2:	Geometrijski podatki vrtljivo podprtega AB stebra.	88
Slika 7.3:	Geometrijski podatki dvoetažnega, dvoladijskega ravninskega AB okvirja.	89
Slika 7.4:	Razvoj temperature po požarnem prostoru.	90
Slika 7.5:	Računski model prereza AB nosilca in lokacija opazovanih točk pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize.	91
Slika 7.6:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 60.	93
Slika 7.7:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.	93
Slika 7.8:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone.	94
Slika 7.9:	Krajevna razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.	95
Slika 7.10:	Krajevna razporeditev pornih tlakov po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.	95
Slika 7.11:	Krajevna razporeditev proste vode po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.	96
Slika 7.12:	Integracijske točke za račun normalnih napetosti po prečnem prerezu AB nosilca.	97

Slika 7.13:	Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB nosilca pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.	98
Slika 7.14:	Razpored napetosti po prečnem prerezu AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90 po ohladitvi, pri obtežbi: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ in (c) q_{cr}	99
Slika 7.15:	Računski model prereza AB stebra in lokacija opazovanih točk toplotno-vlažnostne analize.	100
Slika 7.16:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 60.	101
Slika 7.17:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.	101
Slika 7.18:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone.	102
Slika 7.19:	Krajevna razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB stebra pri izbranih časih.	102
Slika 7.20:	Integracijske točke za račun normalnih napetosti po prečnem prerezu AB stebra.	103
Slika 7.21:	Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.	104
Slika 7.22:	Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini višine linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.	105
Slika 7.23:	Razpored napetosti po prečnem prerezu AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone po ohladitvi, pri obtežbi: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ in (c) q_{cr}	106
Slika 7.24:	Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih vrednostih normirane tlačne trdnosti v primeru "po segrevanju".	107
Slika 7.25:	Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 in pri različnih tlačnih trdnostih betona v primerih "med segrevanjem" in "po segrevanju".	109
Slika 7.26:	Računski model stebra prereza A-A in lokacija opazovanih točk toplotno-vlažnostne analize.	110
Slika 7.27:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah AB stebra prečnega prereza A-A pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.	111
Slika 7.28:	Krajevna razporeditev temperatur po AB stebri prečnega prereza A-A pri izbranih časih.	111
Slika 7.29:	Računski model AB nosilca prereza D-D in lokacija opazovanih točk pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize.	112
Slika 7.30:	Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah AB nosilca prečnega prereza D-D pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.	113
Slika 7.31:	Krajevna razporeditev temperatur po AB nosilcu prečnega prereza D-D pri izbranih časih.	113

Slika 7.32:	Časovni razvoj osnega pomika u^* na višini 3,6 m v sredinskem AB stebru okvirja pri požarni krivulji ISO 90 in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.	114
Slika 7.33:	Časovni razvoj osnega pomika u^* na višini 3,6 m v desnem AB stebru okvirja pri požarni krivulji ISO 90 in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.	115
Slika 7.34:	Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini razpona desnega AB nosilca, neposredno izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 z upoštevanjem različnih konstitucijskih zvez betona z apnenčevim agregatom.	116

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1:	Sestava preizkušanih betonskih mešanic v [kg].	22
Preglednica 4.2:	Število izpostavljenih kock (K) in prizem (P) posamezne betonske mešanice.	24
Preglednica 4.3:	Osnovna statistična analiza vrednosti $v_{p,k}$ v [km/s].	29
Preglednica 4.4:	Osnovna statistična analiza vrednosti $v_{p,p}$ v [km/s].	31
Preglednica 4.5:	Osnovna statistična analiza vrednosti $f_{c,surf}$ v [MPa].	33
Preglednica 4.6:	Osnovna statistična analiza vrednosti E_d v [GPa].	34
Preglednica 4.7:	Osnovna statistična analiza vrednosti G v [GPa].	36
Preglednica 4.8:	Osnovna statistična analiza vrednosti f_c v [MPa].	38
Preglednica 4.9:	Osnovna statistična analiza vrednosti f_{ct} v [MPa].	39
Preglednica 4.10:	Osnovna statistična analiza vrednosti E v [GPa].	41
Preglednica 4.11:	Ocena f_c požaru izpostavljenega AB stebra [27] in predstavljena analiza na betonski mešanici M1 [89].	43
Preglednica 5.1:	Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c	47
Preglednica 5.2:	Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno f_{ct}	48
Preglednica 5.3:	Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno E	50
Preglednica 5.4:	Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronske mreže in vhodnih podatkih za oceno f_c	53
Preglednica 5.5:	Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronske mreže in vhodnih podatkih za oceno f_{ct}	55
Preglednica 5.6:	Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronske mreže in vhodnih podatkih za oceno E	58
Preglednica 6.1:	Vrednosti materialnih parametrov konstitucijske zveze betona med [42] in po izpostavljenosti povišanim temperaturam [62, 64, 65].	84
Preglednica 6.2:	Vrednosti materialnih parametrov konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom med [42] in po izpostavljenosti povišanim temperaturam.	86
Preglednica 7.1:	Koordinate petih opazovanih točk prereza AB nosilca.	92
Preglednica 7.2:	Vrednost prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB nosilca v primeru "med segrevanjem" pri izpostavljenosti različnim požarnim krivuljam.	97
Preglednica 7.3:	Vrednost kritične linijske obtežbe q_{cr} , nanešene na AB nosilec po požaru.	99
Preglednica 7.4:	Koordinate petih opazovanih točk prereza AB stebra.	100
Preglednica 7.5:	Osni pomik u^* na vrhu linijskega AB stebra v primeru "med segrevanjem" in "po segrevanju".	103
Preglednica 7.6:	Vrednost prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB stebra v primeru "med segrevanjem" in "po segrevanju".	104
Preglednica 7.7:	Vrednost kritične sile P_{cr} , nanešene na AB steber po požaru.	106

Preglednica 7.8:	Vrednost kritične sile P_{cr} , nanešene na AB steber po požaru, v primeru “po segrevanju”	108
Preglednica 7.9:	Osni pomik u^* na vrhu linijskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 in pri različnih tlačnih trdnostih betona v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.	108
Preglednica 7.10:	Vrednost kritične sile P_{cr} , določene na AB stebri v primeru ISO 90 in različnih tlačnih trdnostih betona.	109
Preglednica 7.11:	Koordinate petih opazovanih točk AB stebra prereza A-A.	110
Preglednica 7.12:	Koordinate petih opazovanih točk AB nosilca prereza D-D.	112
Preglednica 7.13:	Osni pomik u^* na višini 3,6 m sredinskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.	114
Preglednica 7.14:	Osni pomik u^* na višini 3,6 m desnega AB stebra okvirja, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.	115
Preglednica 7.15:	Vrednost prečnega pomika w^* na sredini razpona desnega AB nosilca, neposredno izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.	116
Preglednica 7.16:	Vrednost kritične linijske obtežbe $q_{1,cr}$ in $q_{2,cr}$, nanešene na linijski AB okvir po požaru.	117

LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	The values of normalized residual compressive strength of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).	8
Figure 2.2:	The values of normalized residual flexural strength of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).	10
Figure 2.3:	The values of normalized residual modulus of elasticity of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).	11
Figure 2.4:	The values of stress-strain relationships for concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating), at temperatures: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C, and (e) 800 °C.	12
Figure 3.1:	Measuring the time of longitudinal US pulse.	15
Figure 3.2:	Determination of rebound number.	16
Figure 3.3:	Measurements with the GindoSonic MK5 instrument to determine torsional resonant frequency.	18
Figure 3.4:	Measurements of the compressive strength of concrete.	19
Figure 3.5:	Measurements of the flexural strength of concrete.	20
Figure 3.6:	Measurements of the modulus of elasticity of concrete.	21
Figure 4.1:	Preparation of concrete specimens.	23
Figure 4.2:	Cutting of large concrete prismatic specimens into cubes.	23
Figure 4.3:	(a) Heating the specimens in the electric furnace and (b) heating regime inside the concrete cubes.	24
Figure 4.4:	Concrete prisms of mixture M1 after exposure to high temperatures and after bending test, from left to right: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C, and 800 °C.	27
Figure 4.5:	Concrete prisms of mixture M5 after exposure to high temperatures and after bending test, from left to right: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C, and 800 °C.	28
Figure 4.6:	Spalling of the concrete samples of: (a) mixture M2 after exposure to temperature 400 °C, and (b) mixture M5 after exposure to temperature 600 °C.	28
Figure 4.7:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $v_{p,k}$ for all mixtures in dependance of the temperature.	29
Figure 4.8:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $v_{p,p}$ for all mixtures in dependance of the temperature.	31
Figure 4.9:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $f_{c,surf}$ for all mixtures in dependance of the temperature.	33

Figure 4.10:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the E_d for all mixtures.	35
Figure 4.11:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the G for all mixtures in dependance of the temperature.	36
Figure 4.12:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the f_c for all mixtures in dependance of the temperature.	38
Figure 4.13:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the f_{ct} for all mixtures.	40
Figure 4.14:	(a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the E for all mixtures in dependance of the temperature.	41
Figure 5.1:	Regression models with explicit relationships for the estimation of the f_c based on: (a) $v_{p,k}$, and (b) G	47
Figure 5.2:	Efficiency of two proposed regression models with explicit relationship for the estimation of the f_c based on measured: (a) $v_{p,k}$ and $f_{c,surf}$, and (b) $v_{p,k}$ and G . . .	48
Figure 5.3:	Regression models with explicit relationships for the estimation of the f_{ct} based on: (a) $v_{p,p}$, and (b) G	49
Figure 5.4:	Regression models with explicit relationships for the estimation of the E based on: (a) $v_{p,p}$, and (b) G	50
Figure 5.5:	The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the f_c in cases (a) to (e).	54
Figure 5.6:	Regression lines between the best estimation $f_{c, NM}$ with ANN and measured $f_{c, merjeno}$ using five-fold cross-validation method for next folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold. . . .	55
Figure 5.7:	The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the f_{ct} in cases (a) to (e).	56
Figure 5.8:	Regression lines between the best estimation $f_{ct, NM}$ with ANN and measured $f_{ct, merjeno}$ using five-fold cross-validation method for individual folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold. . . .	57
Figure 5.9:	The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the E in cases (a) to (e).	59
Figure 5.10:	Regression lines between the best estimation E_{NM} with ANN and measured $E_{merjeno}$ using five-fold cross-validation method for individual folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold. . . .	60
Figure 6.1:	Examples of the fire curves according to the standard SIST EN 1991-1-2 [31]. . .	64
Figure 6.2:	Undeformed and deformed position of the RC beam.	67
Figure 6.3:	Constitutive law for concrete according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42]. Plastic step.	71
Figure 6.4:	Constitutive law for reinforcing steel at high temperatures without consideration of strain hardening, according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42]. . . .	75

Figure 6.5:	Constitutive law for concrete with limestone aggregate at high temperatures according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42].	79
Figure 6.6:	Constitutive law for concrete with siliceous aggregate after exposure to high temperatures according to Chang et al. [62].	81
Figure 6.7:	Constitutive law for concrete with siliceous aggregate after exposure to high temperatures according to Stojković et al. [64].	82
Figure 6.8:	Example of failure of a test specimen after the compressive test.	83
Figure 6.9:	Experimentally determined constitutive law for concrete with limestone aggregate after exposure to high temperatures.	83
Figure 6.10:	Normalized compressive strengths of concrete according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42], Chang et al. [62], Stojković et al. [64] and experimentally determined values as a function of temperature.	84
Figure 6.11:	Experimentally determined constitutive law and modified constitutive laws in accordance to the standard SIST EN 1992-1-2 [42], Chang et al. [62], and Stojković et al. [64].	85
Figure 6.12:	Normalized compressive strengths of concrete in computer program Nfira according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42] and experiment.	86
Figure 7.1:	Geometrical data of simply supported RC beam.	88
Figure 7.2:	Geometrical data of simply supported RC column.	88
Figure 7.3:	Geometrical data of two-floor, two-bay planar RC frame.	89
Figure 7.4:	Heating regime inside the fire compartment.	90
Figure 7.5:	Numerical model of the RC beam's cross-section and the position of the observed points for the thermal-hydral part of the fire analysis.	91
Figure 7.6:	Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve ISO 60.	93
Figure 7.7:	Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve ISO 90.	93
Figure 7.8:	Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve OZone.	94
Figure 7.9:	Distribution of temperature over the RC beam's cross-section at selected times.	95
Figure 7.10:	Distribution of pore pressures over the RC beam's cross-section at selected times.	95
Figure 7.11:	Distribution of free water over the RC beam's cross-section at selected times.	96
Figure 7.12:	Integration points for calculation of normal stresses over the RC beam's cross-section.	97
Figure 7.13:	The time development of displacement w^* in the middle of the RC beam when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.	98
Figure 7.14:	Stress distribution across the RC beam's cross-section exposed to fire curve ISO 90 after cooling, at different loads: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ and (c) q_{cr}	99
Figure 7.15:	Numerical model of the RC column's cross-section and the position of the observed points of the thermal-hydral analysis.	100

Figure 7.16:	Time-temperature curves in five observed points of the RC column's cross-section for exposure to fire curve ISO 60.	101
Figure 7.17:	Temperature-time curves in five observed points of the RC column's cross-section for exposure to fire curve ISO 90.	101
Figure 7.18:	Temperature-time curves in five observed points of the RC column's cross-section for exposure to fire curve OZone.	102
Figure 7.19:	Distribution of temperature over the RC column's cross-section at selected times.	102
Figure 7.20:	Integration points for calculation of normal stresses over the RC column's cross-section.	103
Figure 7.21:	The time development of displacement u^* on the top of the RC column when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.	104
Figure 7.22:	The time development of displacement w^* in the middle of the RC column when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.	105
Figure 7.23:	Stress distribution across the RC column's cross-section exposed to fire curve OZone after cooling, at different loads: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ and (c) q_{cr}	106
Figure 7.24:	The time development of displacement u^* on the top of the RC column at different temperature exposures and normalized compressive strengths in the case "after heating".	107
Figure 7.25:	The time development of displacement u^* on the top of the RC column exposed to fire curve ISO 90 for different compressive strengths of concrete in the cases "during heating" and "after heating".	109
Figure 7.26:	Numerical model of the RC column's A-A cross-section and the position of the observed points of the thermal-hydral analysis.	110
Figure 7.27:	Temperature-time curves in five observed points of the RC column's A-A cross-section for exposure to fire curve ISO 90.	111
Figure 7.28:	Distribution of temperature over the RC column's A-A cross-section at selected times.	111
Figure 7.29:	Numerical model of the RC beam's D-D cross-section and the position of the observed points for the thermal-hydral part of the fire analysis.	112
Figure 7.30:	Temperature-time curves in five observed points of the RC column's D-D cross-section for exposure to fire curve ISO 90.	113
Figure 7.31:	Distribution of temperature over the RC column's D-D cross-section at selected times.	113
Figure 7.32:	The time development of displacement u^* in the middle RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 and different constitutive laws of limestone concrete.	114
Figure 7.33:	The time development of displacement u^* in the right RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 with consideration of different constitutive laws of limestone concrete.	115

Figure 7.34: The time development of displacement w^* in the middle of the right RC beam directly exposed to fire curve ISO 90 with consideration of different constitutive laws of limestone concrete. 116

LIST OF TABLES

Table 4.1:	Concrete mixture proportions in [kg].	22
Table 4.2:	Number of exposed cubes (K) and prisms (P) of each mixture.	24
Table 4.3:	Basic statistical analysis of the $v_{p,k}$ values in [km/s].	29
Table 4.4:	Basic statistical analysis of the $v_{p,p}$ values in [km/s].	31
Table 4.5:	Basic statistical analysis of the $f_{c,surf}$ values in [MPa].	33
Table 4.6:	Basic statistical analysis of the E_d values in [GPa].	34
Table 4.7:	Basic statistical analysis of the G values in [GPa].	36
Table 4.8:	Basic statistical analysis of the f_c values in [MPa].	38
Table 4.9:	Basic statistical analysis of the f_{ct} values in [MPa].	39
Table 4.10:	Basic statistical analysis of the E values in [GPa].	41
Table 4.11:	Evaluation of the f_c in fire damaged reinforced concrete columns [27] and presented study on concrete mixture M1 [89].	43
Table 5.1:	Regression models with the explicit relationships for the estimation of the f_c	47
Table 5.2:	Regression models with the explicit relationships for the estimation of the f_{ct}	48
Table 5.3:	Regression models with the explicit relationships for the estimation of the E	50
Table 5.4:	Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the f_c	53
Table 5.5:	Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the f_{ct}	55
Table 5.6:	Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the E	58
Table 6.1:	Material parameters of the constitutive law for concrete during [42] and after exposure to high temperatures [62, 64, 65].	84
Table 6.2:	Material parameters of the constitutive law for concrete with limestone aggregate during [42] and after exposure to high temperatures.	86
Table 7.1:	Coordinates of the five observed points of the RC beam's cross-section.	92
Table 7.2:	Values of the displacement w^* in the middle of the RC beam in the case "during heating" when exposed to different fire scenarios.	97
Table 7.3:	The value of critical load q_{cr} applied on the RC beam after fire.	99
Table 7.4:	Coordinates of the five observed points of the RC column's cross-section.	100
Table 7.5:	The displacement u^* on the top of the RC column in the case "during heating" and "after heating".	103
Table 7.6:	Values of the displacement w^* in the middle of the RC column in the case "during heating" and "after heating".	104
Table 7.7:	The value of critical load P_{cr} applied to the RC column after fire.	106

Table 7.8:	The value of critical load P_{cr} applied to the RC column after fire in the case “after heating”	108
Table 7.9:	The displacement u^* on the top of the RC column exposed to fire curve ISO 90 for different compressive strengths of concrete in the case “during heating” and “after heating”	108
Table 7.10:	The value of critical load P_{cr} determined for the RC column in the case ISO 90 and different compressive strengths of concrete.	109
Table 7.11:	Coordinates of five observed points of the RC column’s A-A cross-section.	110
Table 7.12:	Coordinates of five observed points of the RC beam’s D-D cross-section.	112
Table 7.13:	The displacement u^* in the middle of the RC column at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.	114
Table 7.14:	The displacement u^* in the right RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.	115
Table 7.15:	Values of the displacement w^* in the middle of the right RC column directly exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.	116
Table 7.16:	The value of critical load $q_{1,cr}$ and $q_{2,cr}$ applied to the RC frame after fire.	117

1 UVOD

1.1 Splošno

Beton je kot konstrukcijski material zelo razširjen pri gradnji na račun svoje trdnosti ter cenovne dostopnosti. Odlikuje ga predvsem visoka tlačna trdnost, ki je odvisna od večjega števila parametrov, kot so vrsta vgrajenega agregata, vrsta cementa, vodo-cementno (v/c) razmerje, vrsta in količina dodatkov, način vgradnje, nega betona in njegova starost.

Pri projektiranju armiranobetonskih (AB) konstrukcij z upoštevanjem rednih in izrednih vplivov na konstrukcijo zagotavljamo njeno nosilnost, trajnost, uporabnost ter varovanje človeških življenj. Tekom življenjske dobe pa so te konstrukcije lahko izpostavljene različnim izrednim vplivom, izmed katerih je eden tudi požar. Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam se v betonu odvijajo različne kemijske, fizikalne in mehanske spremembe, ki so kompleksne in izrazito nestacionarne. Predvsem spremembe zaradi velikih temperaturnih razlik in posledično povišanih pornih tlakov, ki so prisotne v konstrukciji med požarom, povzročijo nastanek dodatnih napetosti in mikrorazpok znotraj betonske matrice, kar lahko povzroči nastanek trajnih poškodb konstrukcije. Vse te spremembe vplivajo tako na trajnost kot na nosilnost AB konstrukcij med in po izpostavljenosti požaru. Pri določanju nosilnosti AB konstrukcij po požaru je potrebno poznavanje mehanskih lastnosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, imenovanim preostale mehanske lastnosti, saj se le-te razlikujejo od mehanskih lastnosti, izmerjenih med izpostavljenostjo povišanim temperaturam.

Z raziskovanjem nastanka, razvoja in poteka požara se strokovno ukvarja področje požarnega inženirstva. To področje med drugim zajema analizo termodinamičnih in termomehanskih procesov v konstrukcijah, odziv konstrukcij na sočasno delovanje požarne in mehanske obtežbe ter požarno zaščito objektov. Požar je zapleten in matematično težko opisljiv proces, saj predstavlja burno kemično reakcijo, odvisno od različnih parametrov. Na razvoj temperature in širjenje požara po požarnem sektorju vplivajo različni parametri, na primer vrsta, količina in razporeditev gorljivega materiala, velikost požarnega sektorja, termična prevodnost materiala, hitrost gibanja zraka, relativna vlažnost okolja in način gašenja. Sledeč predhodnemu zapisu je matematično modeliranje interakcije med požarom in AB konstrukcijo zapletena naloga. Praviloma požarna analiza konstrukcij zajema modeliranje teh pojavov v treh delih, pri čemer sta velikokrat drugi in tretji del povezana. V prvem delu določimo časovni razvoj temperature znotraj požarnega prostora. To enostavno izvedemo z aplikacijo nazivnih požarnih krivulj, bolj kompleksno in natančneje pa z uporabo modelov naravnih požarov. Ko poznamo razvoj temperature po požarnem prostoru, v drugem delu določimo razporeditev temperatur, razvoj pornih tlakov in vlage po konstrukciji. V zadnjem, tretjem delu, pa določimo mehanski odziv linijskih AB konstrukcij po požaru.

1.2 Namen in cilji

Požarna odpornost gradbenih konstrukcij predstavlja eno izmed bistvenih zahtev, ki jih morajo izpolnjevati vsi objekti. Zaradi tega so tudi metode zagotavljanja požarne odpornosti dobro razvite in se skladno

z razvojem gradnje zahtevnejših objektov nenehno izpopolnjujejo. Tako so tudi numerični modeli za požarno analizo konstrukcij dobro razviti. Pri konstrukcijah, ki so bile predhodno izpostavljene požaru, pa je poznavanje njihovega obnašanja za določitev ocene nosilnosti po požaru, imenovane tudi preostala nosilnost, manj znano. Pogosto je to posledica dejstva, da sestava materiala, trajanje požarne izpostavljenosti, kot tudi hitrost segrevanja in najvišja dosežena temperatura, med požarom niso znane. Ocena nosilnosti AB konstrukcij po požaru pa temelji na zahtevni in natančni ugotovitvi sprememb mehanskih lastnosti betona.

V strokovni praksi nosilnost, stabilnost oziroma trajnost konstrukcije po izpostavljenosti požaru pogosto ocenjujejo z eksperimentalnimi raziskavami in uporabo različnih numeričnih metod. Eksperimentalne raziskave v glavnem zajemajo vizualni pregled poškodovane konstrukcije ter izvedbo nekaterih standardnih, po večini porušnih preizkusov, kot je na primer prikazano v [1,2]. Ti so natančni, a pogosto zahtevni za izvedbo, dragi, zamudni, omejeni na točno določene predhodno izbrane lokacije in do določene mere oslabijo posamezni konstrukcijski element. Posledično je zahtevna tudi nadaljnja analiza ocene preostale nosilnosti konstrukcije zaradi zahtevne implementacije dobljenih rezultatov v napredne numerične modele, ki se večinoma uporabljajo za raziskovalne namene.

Cilj doktorske disertacije je najprej preveriti, ali lahko uporabimo rezultate meritev neporušnih metod za oceno preostalih mehanskih lastnosti betona ter izdelati s tem povezane regresijske modele. Naslednji cilj je na osnovi eksperimentalnih raziskav nadgraditi obstoječe numerične modele [3] za oceno požarne odpornosti AB konstrukcij z ustreznimi konstitucijskimi zvezami, ki omogočajo tudi analizo linijskih AB konstrukcij po požaru. Eksperimentalno delo zajema izdelavo večjega števila betonskih preizkušancev, katere preizkušamo z neporušnimi kot tudi porušnimi metodami z namenom pridobitve rezultatov neporušnih metod, preostalih mehanskih lastnosti betona in konstitucijske zveze betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

1.3 Vsebina dela

Skladno s cilji je vsebina doktorske disertacije razdeljena na dva glavna dela: (1) eksperimentalni in (2) numerični del. Pred samim eksperimentalnim delom, v drugem poglavju, predstavimo pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju, na kratko predstavimo kemijske, fizikalne in mehanske spremembe betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Te spremembe posledično vplivajo na preostale mehanske lastnosti betona, katere obravnavamo v nadaljevanju. V tretjem poglavju predstavimo uporabljene neporušne in porušne metode, ki smo jih uporabili v okviru eksperimentalnih raziskav. Med neporušnimi metodami predstavimo ultrazvočno (UZ) metodo, metodo sklerometričnega indeksa in metodo resonančne frekvence. Izmed porušnih metod predstavimo tlačni in upogibni preizkus ter določitev modula elastičnosti betona. V naslednjem, četrtem, poglavju predstavimo uporabljene različne preizkušane betonske mešanice in njihovo pripravo, sledi predstavitev režima segrevanja, postopek preizkušanja ter predstavitev eksperimentalnih rezultatov. Eksperimentalni rezultati zajemajo predstavitev hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na betonskih kockah $v_{p,k}$ oziroma na prizmatičnih preizkušancih $v_{p,p}$, površinske trdnosti betona $f_{c,surf}$, dinamičnega modula elastičnosti E_d , strižnega modula G , tlačne trdnosti f_c , upogibne natezne trdnosti f_{ct} in modula elastičnosti E . S statističnimi metodami nato preučimo ali temperatura oziroma betonska mešanica statistično značilno vplivata na vrednosti merjenih količin, s čimer tudi preučimo ali pri rezultatih neporušnih metod zaznamo spremembe med po-

sameznimi predhodno segretim betonskimi preizkušanci. Pri tem nas zanima, ali je vpliv temperature oziroma betonske mešanice na vrednosti merjenih količin statistično značilen.

V petem poglavju predstavljene eksperimentalne rezultate nadalje uporabimo pri regresijskih modelih z eksplicitnimi zvezami kot tudi z umetnimi nevronskimi mrežami za določitev ocene preostalih mehanskih lastnosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam. V primeru regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami podajamo zveze med preostalo tlačno trdnostjo, modulom elastičnosti oziroma upogibno natezno trdnostjo betona in rezultati neporušnih metod, pri čemer smo upoštevali zveze z najvišjim doseženim prilagojenim koeficientom determinacije. V primeru regresijskih modelov z umetnimi nevronskimi mrežami pa kot vhodni podatek dodatno uporabimo informacijo o v/c razmerju posamezne mešanice in najvišjo doseženo temperaturo T med segrevanjem.

V šestem poglavju nato na kratko predstavimo numerični model za določitev požarne odpornosti linijskih AB konstrukcij [3], ki smo ga v okviru te disertacije dopolnili s konstitucijsko zvezo betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Tako dopolnjen numerični model je primeren za oceno nosilnosti linijskih AB konstrukcij po požaru. Omenjeno konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom pa smo določili v sklopu eksperimentalnih raziskav. V sedmem poglavju sledi predstavitev parametričnih študij, s katerimi predstavimo vpliv razvoja požara oziroma vpliv sestave betonske mešanice na oceno nosilnosti AB okvirnih konstrukcij po požaru. V osmem poglavju podamo zaključke disertacije ter na koncu predstavimo še razširjeni povzetek v slovenskem in angleškem jeziku.

2 PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU

2.1 Pregled stanja

V strokovni literaturi so raziskave AB konstrukcij pri povišanih temperaturah prisotne od začetka sedemdesetih let prejšnjega stoletja naprej [4]. Pojavile so se zaradi težav s požarno odpornostjo zahtevnejših konstrukcij. Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam se namreč v betonu pojavijo različne spremembe, ki vplivajo na spremembo mehanskih lastnosti betona, katere se lahko zazna tako s porušnimi [5, 6] kot tudi neporušnimi metodami [7, 8]. Porušne metode, kot so tlačni preizkus [9], upogibni preizkus [10] ali določitev modula elastičnosti betona [11], med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam, so v literaturi pogosto uporabljene [5, 7, 12].

Po izpostavljenosti povišanim temperaturam se mehanske lastnosti betona razlikujejo od tistih med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, zaradi česar moramo za oceno preostale nosilnosti konstrukcije določiti tudi preostale mehanske lastnosti [13]. Eksperimentalne raziskave dos Santos in Rodriguesa [14] kažejo, da so glavni parametri, ki vplivajo na preostalo tlačno trdnost betona, vrsta in velikost agregata, vrsta cementa, v/c razmerje, nivo obtežbe ter način hlajenja. Pri ocenjevanju poškodovanosti betona oziroma določanju njegovih preostalih mehanskih lastnosti, poleg uporabe porušnih metod, v ospredje prihajajo različne neporušne metode, na primer metoda vzvratnega širjenja UZ valov [15], metoda resonančne frekvence [16], metoda sklerometričnega indeksa [7], metoda širjenja udarnih vibracij [17], nelinearna modulacijska metoda [18] ali nelinearna resonančno vibracijska metoda [18]. Izmed vseh neporušnih metod, ki se uporabljajo pri raziskovanju betonskih preizkušancev, so v literaturi v ospredju različne UZ metode. UZ metode so se namreč izkazale kot najprimernejše neporušne metode za oceno mehanskih lastnosti betona pri sobni temperaturi [19, 20] in določanje notranjih poškodb v betonu [21, 22], saj imajo jasno fizikalno osnovo. Hitrost preleta UZ valov je namreč zelo občutljiva na spremembe v mikrostrukturi betona in s tem povezanimi spremembami mehanskih lastnosti [23, 24]. Del Rio s sodelavci [25] je na podlagi rezultatov meritev UZ metode tako že določil eksponentno zvezo med hitrostjo vzdolžnih UZ valov in tlačno trdnostjo betona pri sobni temperaturi, pri čemer je opazil, da sta obe količini odvisni od uporabljenega v/c razmerja betonske mešanice. Za beton z apnenčevim agregatom je Savva s sodelavci [7] predstavil zvezo med hitrostjo preleta UZ valov in tlačno trdnostjo pri sobni temperaturi. Tem raziskavam so sledile raziskave, opravljene na betonskih preizkušancih po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Z meritvami hitrosti preleta UZ valov je Arioz [26] ugotovil, da se hitrost UZ valov znižuje z naraščanjem temperature, kar je uporabil pri določitvi požarne poškodovanosti konstrukcije. Yaqub in Bailey [27] sta podala zvezo med hitrostjo preleta UZ valov in preostalo tlačno trdnostjo kot tudi oceno kvalitete betona po požaru, temelječ na rezultatih meritev UZ metode. Med eksperimentom sta opazila, da so betonski preizkušanci s silikatnega agregata pri temperaturah okoli 600 °C površinsko tako uničeni, da meritve z UZ metodo ne podajo smiselnih rezultatov. Park s sodelavci [16] je podal zvezo med preostalim dinamičnim modulom elastičnosti in preostalo tlačno trdnostjo betona. Za oceno poškodovanosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam pa sta Park in Yim [18] uporabila nelinearno resonančno vibracijsko in nelinearno modulacijsko metodo.

Tako kot na mnogih drugih področjih se tudi na področju raziskovanja betona za izboljšanje napovedovanja mehanskih lastnosti na podlagi rezultatov neporušnih meritev uspešno uporabljajo umetne nevronske mreže. Trtnik s sodelavci [28] je oceno tlačne trdnosti mladega betona pri sobni temperaturi podal z nevronskimi mrežami, temelječ na rezultatih UZ meritev. Na podlagi lastnega eksperimentalnega dela je Chan s sodelavci [29], z umetnimi nevronskimi mrežami, ocenil preostalo tlačno trdnost betona. Abbas s sodelavci [30] pa je ocenil preostalo tlačno trdnost betona visoke trdnosti z umetnimi nevronskimi mrežami na podlagi znanega razmerja med agregatom in cementom, v/c razmerjem in temperaturo.

Kot smo že omenili, je požarna analiza AB konstrukcij, izpostavljenih požaru, razdeljena na tri dele. V prvem delu analize določimo razvoj temperature po požarnem prostoru, kar najenostavneje opišemo z nazivnimi požarnimi krivuljami, ki ne upoštevajo faze ohlajanja ter so med drugim navedene v standardu SIST EN 1991-1-2 [31]. Natančnejši opis razvoja polno razvitega požara pa omogočajo točnejši požarni računski modeli, kot so enoconski in dvoconski modeli za požarne prostore preprostih geometrij ter hidrodinamični modeli za požarne prostore zapletenih geometrij. Drugi in tretji del požarne analize zajemata toplotno-vlažnostni in mehanski del, ki ju obravnavamo nepovezano. Ker je beton porozen material, moramo za natančnejši opis prevajanja toplote upoštevati prenos vlage. Matematični model prevajanja toplote in vlage po betonu je predlagal Tenchev s sodelavci [32], ki pa je bil v naslednjih letih dopolnjen [33–36]. Tenchev s sodelavci [32] je predstavil numerični model, kjer v požarni analizi poleg povezanega prevajanje toplote in vlage upošteva tudi izparevanje vode, utekočinjenje vodne pare ter dehidracijo kemijsko vezane vode. Nadgradnjo tega modela predstavlja numerični model Davieja s sodelavci [33], ki v požarni analizi upošteva tudi vpliv kapilarnih tlakov zaradi površinskih napetosti in difuzijo adsorbirane vode. V zadnjem, tretjem, delu požarne analize določimo mehanski odziv AB konstrukcije na hkraten vpliv mehanske in temperaturne obtežbe, pri čemer kot vhodne podatke upoštevamo izhodne podatke toplotno-vlažnostnega dela požarne analize. Za mehansko analizo je bil v sklopu doktorske disertacije S. Bratine [3] izdelan računalniški program Nfira, ki je bil med nadaljnjim raziskovalnim delom dopolnjen s strani Markovičeve in sodelavcev [37] ter predstavljen v doktorskih disertacijah N. Krauberger [38], U. Bajc [39] in D. Ružić [40]. V programu je upoštevana geometrijska nelinearnost, konstrukcijski elementi so opisani z Reissnerjevim modelom nosilca [41] in skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42] upoštevamo temperaturno odvisen nelinearen konstitucijski model betona in jekla za armiranje med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. Numerični model nosilca vsebuje predpostavke o ravni referenčni osi nosilca, Bernoullijevi predpostavki o ravnih prečnih prerezih, simetričnosti prečnih prerezov in obtežbe glede na ravnino deformiranja nosilca in upoštevanju adicijskega razcepa geometrijske deformacije. Nelinearne enačbe sistema v programu numerično rešujemo z Gelarkinovo metodo končnih elementov, pri čemer je uporabljena družina deformacijskih končnih elementov, katerih formulacijo je v svoji doktorski disertaciji prvi prikazal I. Planinc [43].

2.2 Beton med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam

Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam se v betonu pojavijo različne spremembe, kot so kemijske (termo-kemijske poškodbe in dehidracija), fizikalne (raztezanje, kondenzacija, izhlapevanje in difuzija vodne pare) ter mehanske (termo-mehanske poškodbe, luščenje in pojav razpok), ki vplivajo na znižanje mehanskih lastnosti materiala [6, 8]. Te spremembe nastajajo v mikrostrukturi betona, zaradi česar je vpliv povišanih temperatur opazen že na njegovi površini.

2.2.1 Kemijske, fizikalne in mehanske spremembe

Beton je v času požara izpostavljen naraščajočim temperaturam, ki povzročijo nastanek različnih kemijskih reakcij. Pri tem se volumen posameznih komponent betona spreminja ter povzroči razvoj mikrorazpok, ki se v nadaljevanju lahko povečujejo. Pri temperaturi 100 °C prične prosta voda izparevati iz betona [44]. Sledi sprostitvev kemično vezane vode iz kalcijevega silikat hidrata, ki daje trdnost cementni pasti. Ta proces postane izrazit pri temperaturah nad 110 °C [45] oziroma pri temperaturi 180 °C [44]. Do vključno temperature 300 °C v betonu izboljšano poteka proces hidratacije nehidriranih cementnih zrn zaradi notranjih avtoklavskih pogojev kot rezultat povišanih temperatur in izhlapevanja vode [46]. Ta proces je še posebej izrazit v visokotrčnih betonih, saj njihova nizka prepustnost onemogoča prehod vode pare. V primeru, da je v betonu med požarom najvišja dosežena temperatura manj kot 300 °C in se še niso pojavile mikrorazpoke, lahko beton med ohlajanjem z adsorpcijo vlage iz zraka ponovno doseže začetno trdnost, medtem ko je v primeru pojava mikrorazpok izguba trdnosti trajna [13]. Nadaljnja dehidracija kalcijevega silikat hidrata in hkratno toplotno raztezanje agregata med segrevanjem povečujeta notranje napetosti, kar v betonu pri temperaturi nad 300 °C povzroči nastanek mikrorazpok [13]. Pri temperaturi 400 °C pa kapilarna voda iz betona popolnoma izpari [46]. Znotraj temperaturnega območja med 400 °C in 600 °C prične razpadati eden izmed najbolj pomembnih sestavin cementne paste, to so kristali kalcijevega hidroksida, na kalcijev oksid in vodo [13]. Ta proces povzroči krčenje betona in doseže najvišjo intenziteto pri temperaturi 535 °C [47]. Ko temperatura naraste nad 500 °C spremembe zaradi povišanih temperatur postanejo nepovratne [44]. Pri doseženih temperaturah nad 600 °C prične razpadati kalcijev silikat hidrat, pri 800 °C se prične beton drobiti, nad 1150 °C pa se pričnejo topiti minerali v kamnini agregata, medtem ko se minerali v cementni pasti pretvorijo v stekleno fazo [6]. Med procesom ohlajanja in v prvih nekaj dneh po izpostavljenosti povišanim temperaturam kalcijev oksid ponovno prične adsorbirati vodo iz zraka ter pri tem poveča svojo prostornino, kar še dodatno razpre predhodno nastale razpoke [13]. Gašenje oziroma hlajenje betona z vodo povzroči kemijsko spremembo, pri čemer voda v stiku z apnom v eksotermni reakciji tvori gašeno apno, ki povzroči nastanek razpok in drobljenje betona [6].

Zmanjševanje trdnosti betonov iz različnih agregatov, pri izpostavljenosti povišanim temperaturam, ni medsebojno primerljivo, saj je odvisno od njihove mineraloške sestave [6]. Kremenčev in silikatni agregat se polimorfno spremenita pri $\alpha - \beta$ transformaciji kremena, ki se zgodi pri temperaturi 573 °C in povzroči povečanje prostornine agregata, zaradi česar nastanejo poškodbe v betonu [45]. V temperaturnem območju med 800 °C in 900 °C v betonu z apnenčevim agregatom kalcijev karbonat razpade v kalcijev oksid in ogljikov dioksid, kar povzroči spremembo prostornine betona [6].

Po izpostavljenosti povišanim temperaturam je na površini betonskih preizkušancev opaziti spremembo barve, razpokanost ali morebitni pojav luščenja [47]. Spreminjanje barve agregata med izpostavljenostjo povišanim temperaturam povzroči tudi spremembo barve na površini preizkušancev [26, 48]. Pri opazovanju razpokanosti betonskih preizkušancev iz apnenčevega agregata, po izpostavljenosti temperaturam do 400 °C, ni zaznani vidnih razpok [6]. Njihov pojav je opazen, ko temperatura doseže 600 °C, pri 800 °C se razpoke pričnejo širiti, pri temperaturi 1000 °C pa so razpoke že močno povečane. Pri dosegu temperature 1200 °C se betonski preizkušanci v celoti razgradijo in izgubijo sposobnost vezanja, pri tem je bilo opaženo tudi luščenje betona zaradi njegove obsežne razpokanosti [6]. Mehanizem luščenja betona povzročijo ovirane temperaturne deformacije ali povišani pni tlaki oziroma kombinacija obeh [46]. Pri

visokotrdnih betonih, podvrženih hitremu segrevanju, lahko brez predhodnih znakov pride do eksplozivnega luščenja betona, kar predstavlja eksplozivni izlet delcev [49, 50]. Pri proučevanju mehanizma luščenja visokotrdnega betona so raziskovalci opazili, da je vsebnost vlage glavni vzrok pojava notranjih razpok, medtem ko je eksplozivno luščenje njegov ekstremni primer. Poleg tega tlačne napetosti v betonu povečujejo dovzetnost betonskega elementa za pojav eksplozivnega luščenja. V eksperimentu, ki ga je opravil Chan s sodelavci [49], je nekaj betonskih preizkušancev normalnega in visokotrdnega betona iz granitnega agregata utrpelo poškodbe zaradi luščenja betona v temperaturnem območju med 400 °C in 500 °C, pri čemer je do eksplozivnega luščenja prišlo le v tistih preizkušancih, ki so vsebovali visok delež vlage, medtem ko v preizkušancih z nižjim deležem vlage ni prišlo do luščenja.

2.2.2 Mehanske lastnosti betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam

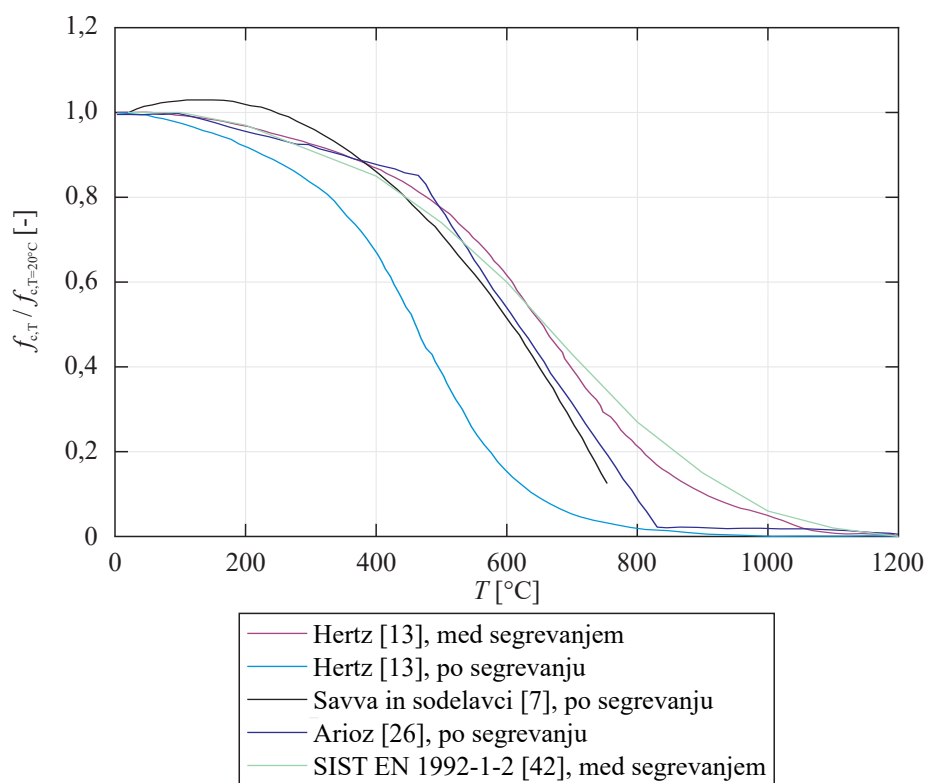
Tlačna trdnost betonskih preizkušancev se med seboj razlikuje tudi glede na to, ali je bila določena med ali po segrevanju. Xiao in König [50] sta pri eksperimentalnem delu opazila, da se prične tlačna trdnost betona normalne trdnosti med izpostavljenostjo povišanim temperaturam drastično zniževati, ko temperature presežejo 400 °C, medtem ko je temperatura 800 °C kritična za izgubo tlačne trdnosti. Bamonte in Gambarova [51] pa sta pri segrevanju betonskih preizkušancev do temperature 300 °C opazila, da so tlačne trdnosti še segretega betona nižje od tistih, ki so bile izmerjene na ohlajenih preizkušancih. Ko pa je temperatura narasla na 600 °C, so opazili ravno obratno. Eksperimentalne raziskave so pokazale, da se tlačna trdnost betona med ohlajanjem dodatno zniža okoli 20 %, tako da je najnižja trdnost betona, po poročanju Hertza [13], dosežena teden dni po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

V različnih eksperimentih, ki so bili opravljeni na betonskih preizkušancih po izpostavljenosti povišanim temperaturam, so bili kot agregat uporabljeni apnenec [6–8, 13, 14], granit [8, 13, 14, 46], silikatne kamnine [7, 13], kremen [8] in morski prod [13]. Ma s sodelavci [46] je izpostavil, da ima v splošnem beton iz silikatnih agregatov nižje vrednosti preostalih mehanskih lastnosti v primerjavi s karbonatnimi, saj se apnenec razgradi pri višjih temperaturah kot silikat.

Glavni parametri, ki vplivajo na preostalo tlačno trdnost betona so vrsta cementa, vrsta in velikost agregata, v/c razmerje, nivo obtežbe in način hlajenja po izpostavljenosti povišanim temperaturam [14]. V primeru, da je betonski preizkušanec predhodno tlačno obremenjen, se v njem med segrevanjem pojavijo natezne napetosti, ki izničijo predhodne tlačne napetosti zaradi obremenitve in povzročijo formiranje razpok zaradi ekspanziranja agregata [13]. V primeru, da so preizkušanci obteženi med 25 in 30 % tlačne trdnosti pri sobni temperaturi pred segrevanjem, je beton 25 % trdnejši po segrevanju kot predhodno neobremenjen preizkušanec [13]. V eksperimentalnem delu Savve in sodelavcev [7] je bilo ugotovljeno, da je preostala tlačna trdnost betona iz apnenčevaga in silikatnega agregata lahko razdeljena na tri temperaturna območja, in sicer med 20 in 100 °C, med 100 in 300 °C in med 300 in 750 °C. Do 100 °C se začetna trdnost betona le malo spremeni, na nekaterih preizkušancih pa je bila izmerjena celo višja preostala tlačna trdnost kot pri sobni temperaturi. Pri temperaturi 300 °C so zaznane spremembe v preostali tlačni trdnosti preizkušancev predvsem v odvisnosti od uporabljenega veznega sredstva. Z nadaljnjim naraščanjem temperatur med 300 in 600 °C pa postane zmanjševanje preostale tlačne trdnosti betona bolj opazno. V okolici 600 °C je opazno, da največ trdnosti preostane betonom iz portlandskih cementov, ki ne vsebujejo dodatkov. Chan in sodelavci [49] so pri eksperimentalnem delu izdelali betonske preizkušance iz navadnega portlandskega cementa in drobljenega granita, ki so jih nato izpostavili

povišanim temperaturam. Pri določanju preostale tlačne trdnosti so bila opažena tri območja izgube trdnosti. V prvem območju med 20 in 400 °C je beton utrpel manjšo izgubo preostale tlačne trdnosti, v drugem območju med 400 in 800 °C se je preostala tlačna trdnost znatno zmanjšala, v tretjem območju med 800 in 1200 °C pa je betonu preostal le majhen del preostale tlačne trdnosti. Zmanjševanje preostale tlačne trdnosti betonov iz različnih agregatov je raziskoval tudi Arioz [6], kjer je ugotovil, da je preostala tlačna trdnost mešanice z drobljenim apnenčevim agregatom višja od tiste s silikatnimi kamninami, najvišja razlika pa je nastala pri testiranju preizkušancev, ki so bili segrevani nad 600 °C. Vpliv v/c razmerja na preostalo tlačno trdnost betona je proučeval Hertz [13], pri čemer je opazil, da v/c razmerje do vrednosti 0,40 nima vpliva na znižanje preostale tlačne trdnosti. Pri nižjih vrednostih pa nevezani cement deluje kot požarna zaščita, kar poveča njegovo trdnost po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

Na sliki 2.1 prikazujemo pet različnih normiranih preostalih tlačnih trdnosti betona z apnenčevim agregatom, povzetih po literaturi [7, 13, 26, 42]. S $f_{c,T}$ označujemo vrednost tlačne trdnosti betona med oziroma po izpostavljenosti povišanim temperaturam. S $f_{c,T=20^{\circ}\text{C}}$ pa označujemo vrednost tlačne trdnosti betona pri sobni temperaturi.



Slika 2.1: Iz literature pridobljene normirane vrednosti preostale tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).

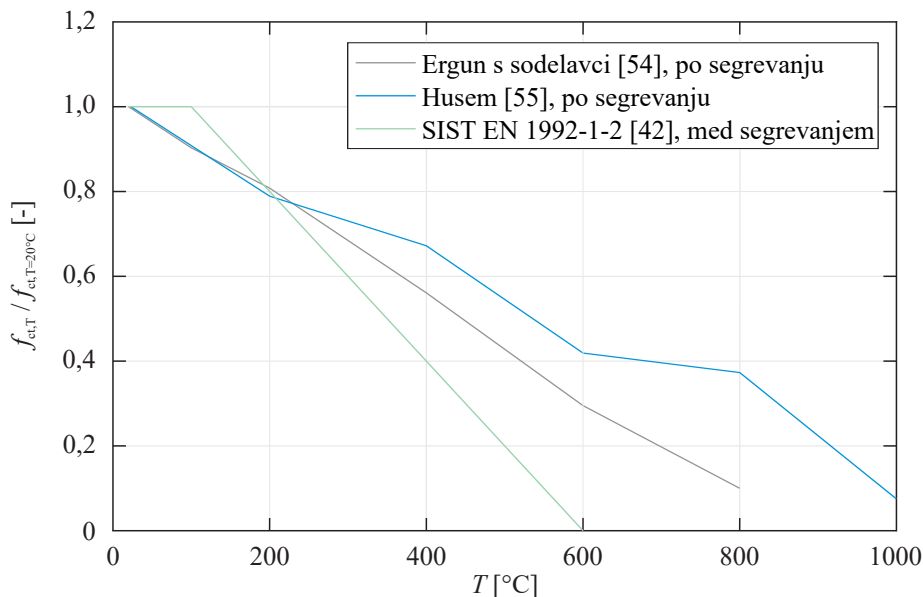
Figure 2.1: The values of normalized residual compressive strength of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).

Dve izmed krivulj [13, 42], na sliki 2.1, sta podani za beton med izpostavljenostjo povišanim temperatu-

ram, kar označujemo s pripisom "med segrevanjem", ostale tri krivulje so podane za beton po izpostavljenosti povišanim temperaturam [7, 13, 26], kar označujemo s "po segrevanju". Kot smo predhodno izpostavili ugotovitve Hertza [13], na sliki 2.1 jasno vidimo, da krivulja normirane preostale tlačne trdnosti betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (oznaka krivulje: Hertz [13], med segrevanjem) dosega višje vrednosti, kot po izpostavljenosti povišanim temperaturam (oznaka krivulje: Hertz [13], po segrevanju). Normirane vrednosti preostalih tlačnih trdnosti betona, ki jih podaja Savva s sodelavci [7] (oznaka krivulje: Savva in sodelavci [7], po segrevanju) v območju do 200 °C dosejajo višje vrednosti v primerjavi z vrednostmi pri sobni temperaturi. Opazimo tudi veliko razpršenost krivulj, ki so določene po izpostavljenosti povišanim temperaturam, podobno pa vse krivulje po dosegu 800 °C kažejo na izgubo tlačne trdnosti betona. Opazimo tudi, da so normirane preostale tlačne trdnosti betona, med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, nad temperaturo 600 °C višje od tistih, določenih po izpostavljenosti.

Raziskovanje preostale natezne trdnosti betona zajema rezultate upogibnih ali cepilnih preizkusov. Zaradi nastajanja mikro in makro razpok v preizkušancu z naraščanjem temperature se preostala cepilna natezna trdnost zmanjšuje hitreje kot preostala tlačna trdnost [49]. Poleg tega na preostalo natezno trdnost preizkušanca vplivajo vrsta agregata, vsebnost vode ter izbrana metoda preizkušanja [50]. Aslani s sodelavci [52] podaja različne empirične zveze med temperaturo in natezno trdnostjo betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. Eksperimentalno delo Ghandeharija in sodelavcev [53] je zajemalo meritve preostale cepilne natezne trdnosti visoko trdnih betonskih preizkušancev. Izmerili so, da se preostala cepilna natezna trdnost betona pri izpostavitvi temperaturi 100 °C zmanjša okoli petine glede na rezultate pri sobni temperaturi. Pri temperaturi 300 °C je zmanjšanje okoli tretjine, pri 600 °C pa preostala cepilna natezna trdnost znaša le še četrtno izmerjene pri sobni temperaturi, kar je posledica različnih razteznostnih koeficientov agregata in cementne paste pri izpostavljenosti povišanim temperaturam. Ergün s sodelavci [54] je raziskoval upogibno natezno trdnost betona z apnenčevim agregatom in različno vsebnostjo cementa po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Opazili so, da pri večji količini cementa preizkušanci dosejajo višje preostale upogibne natezne trdnosti, pri čemer do največjih razlik pride pri temperaturi 200 °C, z nadaljnjim naraščanjem temperature pa se razlike med mešanicama zmanjšujejo. Husem [55] je raziskoval, kako na preostalo upogibno natezno trdnost vpliva način hlajenja preizkušancev. V eksperimentalno delo je tako vključil hlajenje preizkušancev na zraku in v vodi, pri čemer je opazil, da preizkušanci, hlajeni na zraku, dosejajo višje vrednosti preostale upogibne natezne trdnosti.

Na sliki 2.2 prikazujemo tri različne normirane preostale upogibne natezne trdnosti betona z apnenčevim agregatom, povzete po literaturi [42, 54, 55]. S $f_{ct,T}$ označujemo vrednost upogibne natezne trdnosti betona med oziroma po izpostavljenosti povišanim temperaturam, s $f_{ct,T=20^{\circ}\text{C}}$ pa vrednost upogibne natezne trdnosti betona pri sobni temperaturi. Tako Ergün s sodelavci [54] kot Husem [55] podajata vrednosti po izpostavljenosti povišanim temperaturam, pri čemer so bili preizkušanci hlajeni na zraku. Standard SIST EN 1992-1-2 [42] sicer podaja, da lahko natezno trdnost betona v poenostavljenih računskih postopkih zanemarimo, v primeru uporabe natančnejših računskih postopkov pa navaja njihove normirane vrednosti do dosega 600 °C. Na sliki 2.2 opazimo, da do temperature 200 °C višje normirane upogibne natezne trdnosti dosejajo preizkušanci med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, nad temperaturo 200 °C pa to dosejajo ohlajeni preizkušanci.



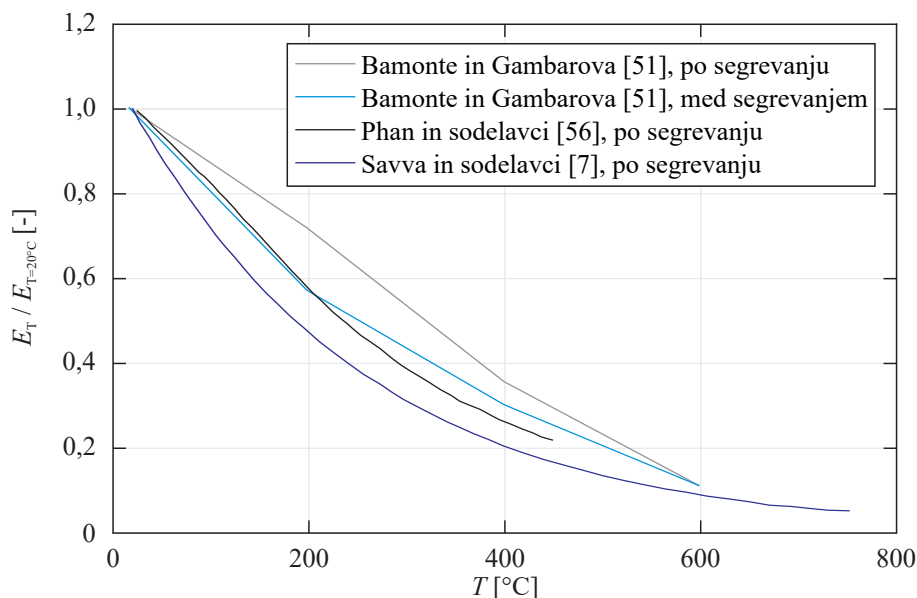
Slika 2.2: Iz literature pridobljene normirane vrednosti upogibne natezne trdnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).

Figure 2.2: The values of normalized residual flexural strength of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).

Pri raziskovanju preostalega modula elastičnosti betona sta Xiao in König [50] opazila, da na preostali modul elastičnosti med drugim vplivata vrsta agregata in v/c razmerje, saj se po izpostavljenosti povišanim temperaturam preostali modul elastičnosti znižuje z višanjem v/c razmerja. Opaženo je bilo tudi, da zniževanje preostalega modula elastičnosti ni povezano s cikličnostjo izpostavljenosti povišanim temperaturam in ohlajanja, temveč le z doseženo najvišjo temperaturo med segrevanjem [50]. Bamonte in Gambarova [51] sta eksperimentalne raziskave opravila tako na betonskih preizkušancih z apnenčevega agregata med izpostavljenostjo povišanim temperaturam kot tudi po ohlavitvi na sobno temperaturo. Nasprotno, kot je bilo ugotovljeno za preostalo tlačno trdnost, preostali modul elastičnosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam dosega višje vrednosti kot med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. Eksperimentalno delo Savve in sodelavcev [7] na betonskih preizkušancih po izpostavljenosti povišanim temperaturam je pokazalo neprekinjeno zmanjševanje preostalega modula elastičnosti z naraščanjem temperature. Betonski preizkušanci so bili izdelani iz različnih agregatov kot tudi veziva, vendar je bilo pri vseh izmerjeno zmanjšanje v višini 50 % pri dosegu 300 °C v primerjavi z vrednostmi pri sobni temperaturi. Pri temperaturi 750 °C je preostali modul elastičnosti znašal le nekaj odstotkov ne glede na preizkušano betonsko mešanico. Phan s sodelavci [56] je eksperimentalno določil preostali modul elastičnosti betona na betonskih preizkušancih z apnenčevim agregatom in različnimi v/c razmerji do dosega temperature 450 °C. Po izpostavljenosti najvišji povišani temperaturi je preostali modul elastičnosti znašal le okoli 25 % modula elastičnosti pri sobni temperaturi.

Na sliki 2.3 prikazujemo štiri različne krivulje normiranega preostalega modula elastičnosti betona z apnenčevim agregatom skladno z Bamonte in Gambarova [51], Phan s sodelavci [56] in Savva s sodelavci

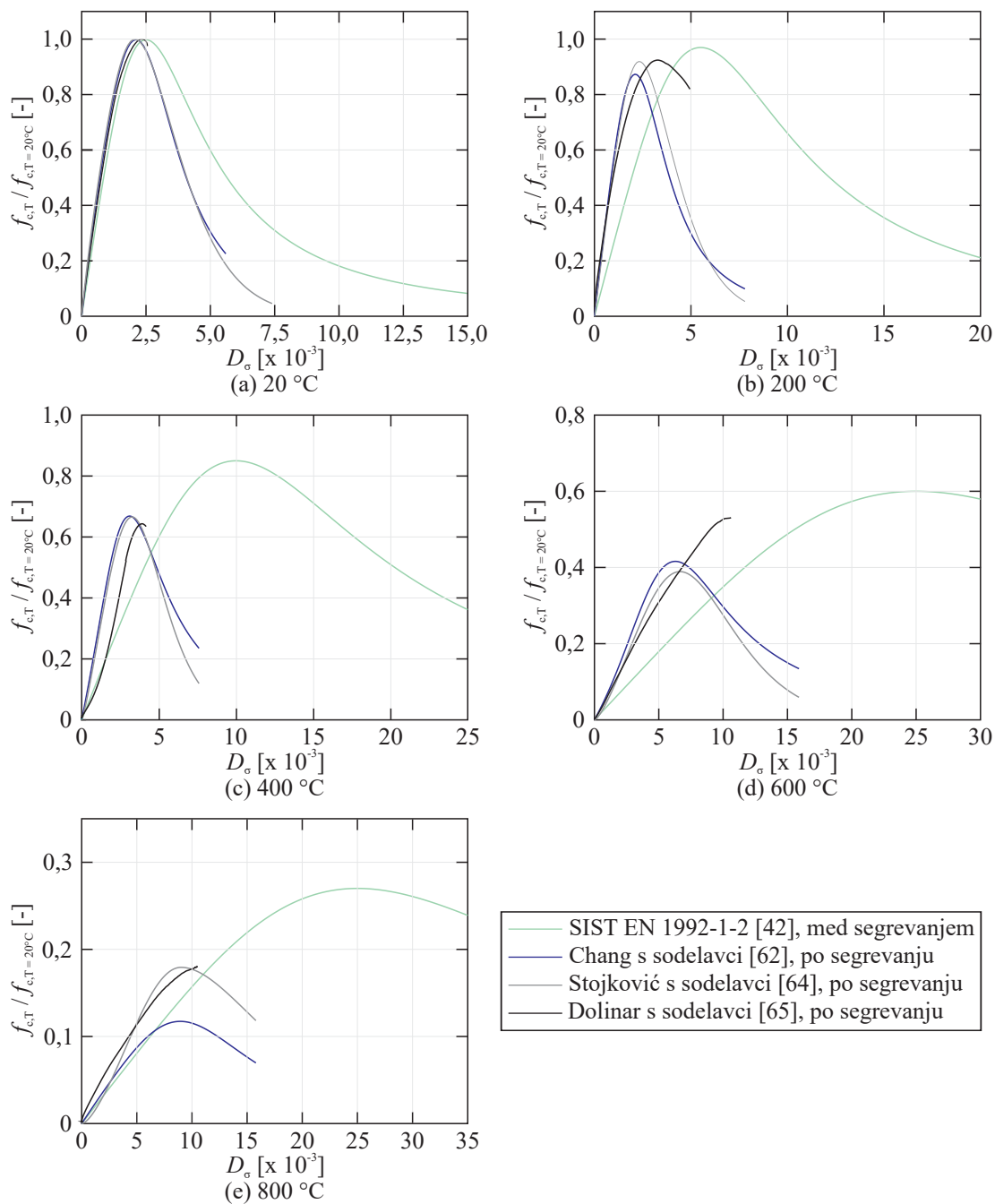
[7]. Pri tem opazimo kar veliko razhajanje med rezultati, izmerjenimi po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki jih podajata Bamonte in Gambarova [51] in Savva s sodelavci [7], kar bi lahko bila posledica uporabljenih različnih betonskih mešanic. Na sliki 2.3 z E_T označujemo vrednost modula elastičnosti med oziroma po izpostavljenosti povišanim temperaturam, z $E_{T=20^{\circ}\text{C}}$ pa vrednost modula elastičnosti betona pri sobni temperaturi.



Slika 2.3: Iz literature pridobljene normirane vrednosti modula elastičnosti betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju).

Figure 2.3: The values of normalized residual modulus of elasticity of limestone concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating).

Konstitucijske zveze betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam med drugim prikazujejo standard SIST EN 1992-1-2 [42], Anderberg in Thelandersson [57], Ellingwood in Shaver [58] in Schneider [59], medtem ko so konstitucijske zveze po izpostavljenosti povišanim temperaturam, med drugim, raziskovali Anagnostopoulos s sodelavci [60], Nassif [61], Chang s sodelavci [62], Annerel in Taerwe [63], Stojković s sodelavci [64] in Dolinar s sodelavci [65]. Ma s sodelavci [46] navaja, da z naraščanjem temperature konstitucijske zveze določene med izpostavljenostjo povišanim temperaturam postajajo položnejše, pri tem se najvišja tlačna trdnost betona zmanjšuje, pripadajoča deformacija pa povečuje, kar povzroči tudi zmanjševanje modula elastičnosti betona. Na sliki 2.4 prikazujemo štiri različne konstitucijske zveze, za primerjavo je ena izmed teh zvez določena na betonskih preizkušancih med izpostavljenostjo povišanim temperaturam [42], ostale pa po izpostavljenosti povišanim temperaturam [62, 64, 65]. Na sliki 2.4 z D_{σ} označujemo mehansko deformacijo betona. Opazimo, da sta najvišja tlačna trdnost kot tudi pripadajoča deformacija betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam nižji kot med izpostavljenostjo.



Slika 2.4: Iz literature pridobljene napetostno deformacijske zveze betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam (med segrevanjem) in po izpostavljenosti povišanim temperaturam (po segrevanju), pri temperaturah: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C in (e) 800 °C.

Figure 2.4: The values of stress-strain relationships for concrete obtained from the literature during exposure to high temperatures (during heating) and after exposure to high temperatures (after heating), at temperatures: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C, and (e) 800 °C.

3 EKSPERIMENTALNE METODE

V nadaljevanju predstavljamo metode, ki smo jih uporabili pri eksperimentalnem delu doktorske disertacije. Izmed neporušnih metod smo uporabili UZ metodo, s katero smo merili hitrost preleta UZ valov, metodo sklerometričnega indeksa, na podlagi česar smo določili površinsko trdnost betona in metodo resonančne frekvence, s katero smo določili dinamični elastični in strižni modul. Mehanski lastnosti betona predstavljata tlačna in upogibna natezna trdnost, ki smo ju izmerili s tlačnim in upogibnim preizkusom. Določili smo tudi napetostno deformacijske krivulje, ki smo jih predstavili v poglavju 6. Rezultate ostalih eksperimentalnih raziskav smo prikazali v poglavju 4.

3.1 Neporušne metode

3.1.1 Ultrazvočna metoda

Z merjenjem hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov lahko določimo prisotnost razpok ali praznin, časovne spremembe lastnosti betona in določimo dinamične fizikalne lastnosti [66]. Na terenu lahko metodo uporabimo tudi za oceno trdnosti betonskih elementov ali preizkušancev, ni pa alternativa neposrednemu merjenju tlačne trdnosti betona [66].

UZ instrument sestavljajo električni generator valov, dve sondi, ojačevalnik in elektronska merilna naprava za merjenje časovnega intervala, ki preteče med začetkom ustvarjenega vala na oddajni sondi in njegovim prihodom na sprejemno sondo. Meritev poteka tako, da elektroakustična sonda, ki je v stiku z eno izmed ploskev betonskega preizkušanca, najprej proizvede val vzdolžnega valovanja. Po prehodu znane razdalje L_p med sondama se val v drugi sondi spremeni v električni signal, pri čemer smo izmerili čas prehoda vala t_p . Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov v_p skozi preizkušanec izračunamo po enačbi [66]:

$$v_p = \frac{L_p}{t_p}. \quad (3.1)$$

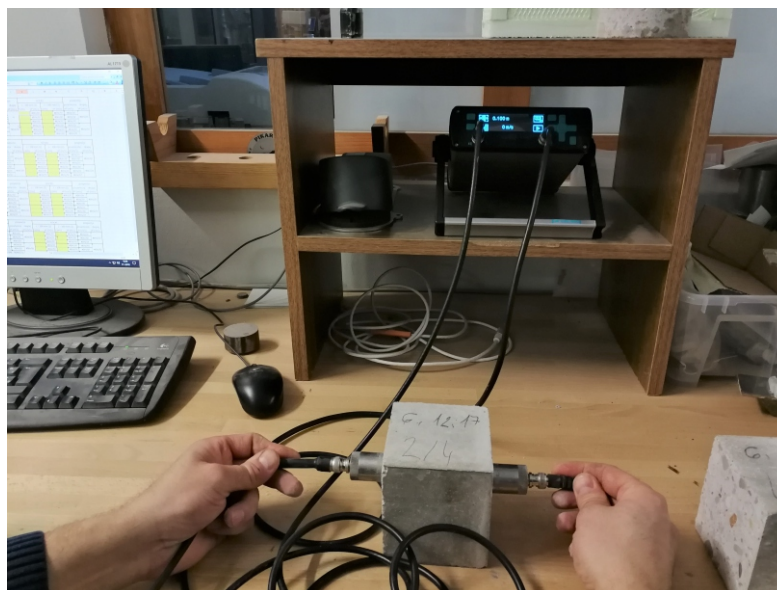
Naravna frekvenca valovanja, ki jo oddajajo sonde, je običajno v območju med 20 kHz in 150 kHz [66]. Visokofrekvenčni valovi imajo dobro definiran začetek ustvarjenega vala, vendar se s prehodom skozi betonski preizkušanec hitreje oslabijo kot valovi nižjih frekvenc. Zaradi tega je za kratke dolžine do 50 mm bolje uporabiti sonde z visokofrekvenčnim valovanjem (60 kHz do 200 kHz), sonde z nizkofrekvenčnim valovanjem (10 kHz do 40 kHz) pa za dolžine do največ 15 m. Sonde s frekvenco valovanja med 40 kHz in 60 kHz pa so uporabne za večino meritev. Pri meritvah so sonde lahko postavljene na različnih stranicah, čeprav je optimalna smer širjenja valovanja med sondama pod pravim kotom. Hitrost preleta vzdolžnega UZ valovanja je tako mogoče meriti neposredno med sondama na nasprotnih ploskvah, delno posredno na sosednjih ploskvah ali posredno na isti ploskvi preizkušanca [66].

Za zagotovitev ponovljivosti meritve hitrosti preleta UZ valov, ki je odvisna od lastnosti preizkušane betona, moramo upoštevati različne dejavnike, ki lahko vplivajo na meritev. Ti faktorji so vsebnost vlage,

temperatura betonskega preizkušanca, razdalja med sondama, oblika in velikost preizkušanca, vpliv armature, razpoke in praznine [66]. Vsebnost vlage ima na hitrost preleta vzdolžnih UZ valov fizikalni vpliv, ki je pomemben predvsem pri podajanju zvez za oceno tlačne trdnosti betona. Pri meritvah hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov na ustrezno negovanih preizkušancih in konstrukcijskih elementih iste betonske mešanice lahko pride do pomembnih razlik v meritvah, saj razliko povzročita tako nega betona kot prisotnost proste vode v porah. Vpliv temperature med 10 °C in 30 °C ne vpliva na spremembo hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov kot tudi ne na spremembo mehanskih lastnosti ali modula elastičnosti betona [66]. Pri temperaturah izven tega območja pa je potrebno upoštevati smernice iz ustrezne literature. Razdalja, na kateri se meri hitrost preleta vzdolžnih UZ valov, mora biti dovolj velika, da heterogenost materiala ne bi bistveno vplivala na meritve. Priporočljivo je, da je najmanjša razdalja za beton z maksimalnim premerom zrna do 20 mm, 100 mm in za beton z maksimalnim premerom zrna med 20 mm in 40 mm, 150 mm. Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov ni odvisna od velikosti in oblike preizkušancev, razen v primeru, ko je najmanjša razdalja manjša od minimalne vrednosti, saj se takrat hitrost valovanja znatno zmanjša. To zmanjšanje je odvisno predvsem od razmerja valovne dolžine in najmanjše dimenzije preizkušanca in je podano v Dodatku B, standarda [66]. V primeru, da je najmanjša dimenzija manjša od valovne dolžine ali v primeru uporabe posredne meritve, se način širjenja valov spremeni in posledično tudi izmerjena hitrost preleta vzdolžnih UZ valov. Pojav razpok ali praznih prostorov, večjih od širine sonde in valovne dolžine zvoka, znotraj preizkušanca ovira potovanje valov med merilnima sondama. Ko se to zgodi, bo prvi val, ki prispe na sprejemno sondo, razpršen po obodu razpoke oziroma praznega prostora in bo čas prehoda daljši kot pri meritvah na nepoškodovanih preizkušancih.

Pomembni fizikalni lastnosti betona, ki vplivata na hitrost preleta vzdolžnih UZ valov, sta gostota in modul elastičnosti. Ti dve lastnosti sta odvisni od vrste agregata, njegovega deleža, v/c razmerja in starosti betona [66]. Po drugi strani pa je tlačna trdnost betona bolj odvisna od v/c razmerja kot vrste agregata [66]. Zato so zveze med hitrostjo preleta UZ valov in tlačno trdnostjo betona posredne in jih moramo določiti za določeno betonsko mešanico. Za vsako mešanico moramo pri tem izdelati vsaj tri preizkušance skladno s standardoma [67, 68]. Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov skozi betonsko kocko moramo meriti vsaj trikrat, in sicer na gladkih površinah preizkušanca. Razlika med merjenimi hitrostmi preleta vzdolžnih UZ valov na posameznem preizkušancu mora biti v območju ± 1 % povprečne vrednosti vseh treh meritev, sicer je potrebno meritve izločiti iz nadaljnjih analiz.

V eksperimentalnem delu smo uporabili komercialno dostopen instrument Pundit Lab proizvajalca Proceq z oddajno in sprejemno sondo premera 25 mm in frekvenco UZ valovanja 150 kHz, kar prikazujemo na sliki 3.1. Pri meritvah sta bili sondi nameščeni na dve med seboj vzporedni ploskvi preizkušanca. Za zagotavljanje ustreznega akustičnega stika med sondama in preizkušancem smo uporabili poseben gel. Na vsakem preizkušancu smo opravili po tri meritve časa prehoda vzdolžnega UZ valovanja t_p v dveh med seboj pravokotnih smereh. Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov smo nato izračunali na podlagi povprečne vrednosti vseh meritev. Na kockah smo tako določeno hitrost preleta vzdolžnih UZ valov označili z $v_{p,k}$, na prizmatičnih preizkušancih pa z $v_{p,p}$.



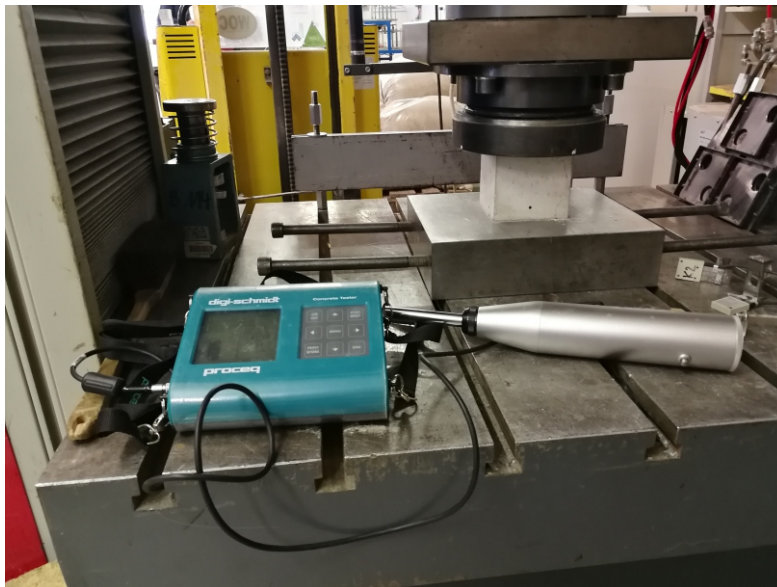
Slika 3.1: Merjenje časa preleta vzdolžnih UZ valov.
Figure 3.1: Measuring the time of longitudinal US pulse.

3.1.2 Metoda sklerometričnega indeksa

S sklerometrom, ki ga sestavljajo udarna igla, vzmeti in utež, smo merili sklerometrični indeks, ki je odvisen od površinske trdnosti betona. Ob potisku udarne igle sklerometra v površino betona se v notranjosti instrumenta sprožijo vzmeti, ki potisnejo utež iz njene začetne lege. Na podlagi odbojne dolžine uteži je nato določen sklerometrični indeks, ki se lahko uporabi za oceno konsistentnosti betona na terenu, določitev območij slabe kvalitete betona ali določitev poslabšanja stanja betona v konstrukciji. Metoda ni alternativa določanju tlačne trdnosti betona [9], s primerno zvezo pa lahko podamo oceno trdnosti betona na terenu.

Betonske elemente smo preizkušali v temperaturnem območju med 10 °C in 35 °C in v debelini najmanj 100 mm; v primeru, da so tanjši, morajo biti nepomično pritrjeni [69]. Za zanesljivo oceno sklerometričnega indeksa moramo meritve ponoviti najmanj devetkrat, in sicer na gladkih površinah, izogniti pa se moramo grobim in poroznim površinam. Pri tem moramo meritve opraviti 25 mm od roba elementa in tudi na enakih medsebojnih razdaljah. Po vsaki meritvi moramo pod udarno iglo preveriti stanje površine elementa. V primeru, da je prišlo do razpokanosti ali odpadanja materiala, je meritev potrebno zavreči. Sklerometrični indeks predstavlja srednja vrednost vseh opravljenih meritev, ki jo moramo po priporočilih proizvajalca instrumenta prilagoditi glede na smer opravljenega sklerometriranja. V primeru, da se meritve med seboj razlikujejo za več kot šest enot, moramo zavreči celoten niz meritev.

Meritve sklerometričnega indeksa smo izvedli v skladu z navodili proizvajalca Proceq [70] za instrument Digi-Schmidt 2000. Uporabljeni instrument prikazujemo na sliki 3.2. Posamezni betonski preizkušanelec je bil pred sklerometriranjem nepomično nameščen v univerzalno napravo Zwick Z400, meritve smo nato opravili pravokotno na površino preizkušanca. Na podlagi srednje vrednosti 11 meritev in krivulje B, ki jo podaja proizvajalec [70] za določitev površinske trdnosti betona, starejšega od 14 dni, smo ocenili površinsko trdnost $f_{c,surf}$ posameznega preizkušanca.



Slika 3.2: Določanje sklerometričnega indeksa.

Figure 3.2: Determination of rebound number.

3.1.3 Metoda resonančne frekvence

Metoda resonančne frekvence zajema meritev vibracij, ki jih znotraj preizkušanca vzbudimo z udarcem kladivca, in na podlagi katerih določimo dinamični elastični modul E_d , strižni modul G in Poissonov koeficient μ elastičnih, homogenih in izotropnih materialov pri sobni temperaturi, skladno z analitičnimi izrazi, podanimi v standardu [71]. Za vzbuditev in merjenje izbrane vibracije so predpisana tako mesta podpiranja preizkušanca kot tudi mesto vzbujanja vibracij in mesto točkovne meritve [71]. Meritve lahko opravimo s sondami v stiku s preizkušancem, pogosto so to točkovni pospeškometri, ali sonde, ki niso v stiku s preizkušancem, kot sta na primer laserski merilnik in akustični mikrofoni itd. Ustrezen frekvenčni spekter valovanja, ki ga sonde zaznajo, je med 100 Hz in 50 kHz. Sonda tako zazna mehanske vibracije v preizkušancu in jih pretvori v električni signal. Ti signali se nato analizirajo z elektronskim sistemom, ki zajema ojačevalnik signala, analizo signala in napravo za prikaz rezultatov. Komerčni instrumenti omogočajo meritve frekvence ali periode nihanja preizkušanca, lahko pa merijo tudi le proporcionalne vrednosti teh količin. Vsako meritev moramo ponoviti vsaj petkrat, pri čemer mora biti odstopanje med meritvami znotraj 1 %. Merjena količina je tako povprečna vrednost teh meritev. V primeru, da pri ponovitvi meritev dobimo več različnih rezultatov, se je v preizkušancu razvilo več različnih nihajnih oblik. Ustrezne osnovne resonančne frekvence, dimenzije in teža preizkušanca se nato uporabijo za izračun dinamičnega modula elastičnosti, strižnega modula in Poissonovega koeficienta [71]. Pri tem se lahko uporabijo le preizkušanci prizmatičnih oziroma valjastih oblik, za katere so na voljo analitični izrazi [71]. Dinamični modul elastičnosti določimo na podlagi osnovne upogibne ali vzdolžne resonančne frekvence, medtem ko strižni modul določimo na podlagi osnovne torzijske resonančne frekvence. Obe količini nato uporabimo za izračun Poissonovega koeficienta.

Preizkusno metodo lahko uporabimo za razvoj materiala, njegovih karakteristik, generiranja projektnih vrednosti in kontrole kakovosti [71]. Standard navaja, da je metoda lahko uporabljena tudi pri meritvah

preizkušancev pri povišanih temperaturah, pri čemer moramo upoštevati ustrezne prilagoditve merilnega instrumenta in ustrezno prilagoditev analitičnih izrazov zaradi pojava temperaturnih raztezkov [71]. V primeru izpostavljenosti preizkušancev okoljskim in toplotnim vplivom, ki vplivajo na elastični odziv, je metoda lahko primerna za določanje specifičnih učinkov teh vplivov, vendar pa metoda ni primerna za opravljanje meritev na preizkušancih z velikimi razpokami ali praznimi prostori.

Meritve z instrumentom GrindoSonic MK5, v skladu z navodili proizvajalca [72], nam podajo trajanje dveh period osnovne vibracije R , izražene v mikrosekundah. Na podlagi teh meritev nato v skladu z navodili proizvajalca [72] določimo posamezno osnovno resonančno frekvenco f :

$$f = \frac{2000000}{R}. \quad (3.2)$$

Na sliki 3.3 prikazujemo postavitev kladičca in točkovnega merilnika pospeška za določitev torzijske resonančne frekvence. Meritve smo opravili še za določitev vzdolžne in upogibne resonančne frekvence, ki je bila merjena v ravnini vzbujanja vibracij.

Dinamični modul elastičnosti E_d smo nato izračunali po enačbi, ki jo podaja standard [71]:

$$E_d = 0,9465 (m f_f / b) (L^3 / t^3) T_1, \quad (3.3)$$

kjer je m teža preizkušanca v g, f_f osnovna upogibna resonančna frekvenca v Hz, b širina preizkušanca v mm, L dolžina preizkušanca v mm, t debelina preizkušanca v mm in T_1 korekcijski faktor, ki upošteva debelino in dolžino preizkušanca ter Poissonov koeficient. Razmerje med dolžino L in debelino t uporabljenih preizkušancev je manjše od 20, poleg tega Poissonov koeficient μ ni znan in ga moramo na začetku predpostaviti. Nato je uporabljen iteracijski postopek, kjer smo na podlagi enačb 3.3, 3.4, 3.5 in 3.8, z določeno stopnjo natančnosti določili Poissonov koeficient. Izračun korekcijskega faktorja T_1 je skladen s standardom [71]:

$$T_1 = 1 + 6,585 (1 + 0,0752 \mu + 0,8109 \mu^2) (t/L)^2 - 0,868 (t/L)^4 - \left[\frac{8,340 (1 + 0,2023 \mu + 2,173 \mu^2) (t/L)^4}{1 + 6,338 (1 + 0,1408 \mu + 1,536 \mu^2) (t/L)^2} \right]. \quad (3.4)$$

Strižni modul G določimo z izrazom, ki ga podaja standard [71]:

$$G = \frac{4Lm f_t}{bt} [B / (1 + A)], \quad (3.5)$$

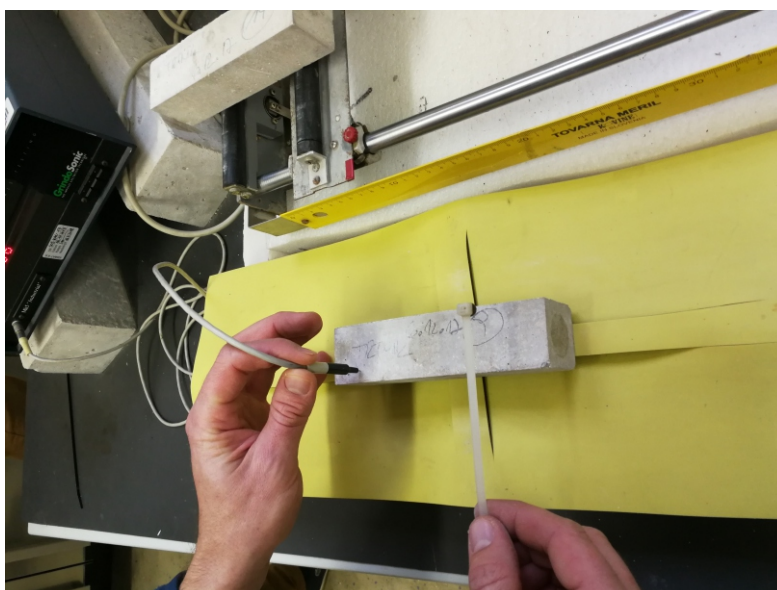
kjer je f_t osnovna torzijska resonančna frekvenca v Hz, A in B pa sta empirična korekcijska faktorja odvisna od razmerja med širino in debelino preizkušanca. Faktorja določimo z naslednjima izrazoma [71]:

$$A = \left[\frac{0,5062 - 0,8776 (b/t) + 0,3504 (b/t)^2 - 0,0078 (b/t)^3}{12,03 (b/t) + 9,892 (b/t)^2} \right], \quad (3.6)$$

$$B = \left[\frac{b/t + t/b}{4 (t/b) - 2,52 (t/b)^2 + 0,21 (t/b)^6} \right]. \quad (3.7)$$

Poissonov koeficient μ določimo z izrazom:

$$\mu = (E / 2G) - 1. \quad (3.8)$$



Slika 3.3: Meritve z instrumentom GrindoSonic MK5 za določitev osnovne torzijske resonančne frekvence.

Figure 3.3: Measurements with the GindoSonic MK5 instrument to determine torsional resonant frequency.

3.2 Porušne metode

3.2.1 Tlačni preizkus

Tlačna trdnost betona se določa s tlačnim preizkusom, opravljenim na betonskih preizkušancih v obliki kocke ali valja predpisanih dimenzij, ki jih navaja standard [67]. V ta namen so uporabljene naprave za stiskanje preizkušancev skladno s standardom [73]. Pri preiskavi se znotraj preizkušanca vzpostavi triosno napetostno stanje, saj med preizkusom pride do trenja med preizkušancem in jeklenima ploščama, med katera je preizkušanec vpet. Pri tem je zgornja plošča členkasto priključena, spodnja pa togo vpeta. V skladu s standardom [9] smo preizkušanec v stiskalnici obremenjevali s konstantno hitrostjo obremenjevanja $0,60 \pm 0,20$ MPa/s, ki sme nihati največ 10 %, do dosega največje obremenitve, tlačno trdnost

f_c pa smo izračunali po naslednji enačbi [9]:

$$f_c = \frac{F}{A_c}, \quad (3.9)$$

kjer je F največja obremenitev ob porušitvi in A_c površina obremenjenega prečnega prereza. Med preizkusom so v preizkušancu natezne in upogibne napetosti betona veliko manjše od tlačnih, kar je vidno tudi pri sami porušitvi preizkušanca. Po končanem preizkusu moramo preveriti obliko porušitve preizkušanca in tako zaključiti, ali je bila porušitev zadovoljiva (v obliki peščene ure) ali ne (prišlo je do nateznih razpok). Oblike porušitve so podrobneje prikazane v standardu [9]. V primeru opravljenih več meritev moramo preveriti ponovljivost meritev, pri uporabi različnih naprav za določanje tlačne trdnosti pa njihovo obnovljivost skladno z usmeritvami standarda [9].

Pri opravljanju tlačnega preizkusa smo uporabili univerzalno napravo ZWICK Z400. Na sliki 3.4 prikazujemo betonski preizkušanec, vstavljen v omenjeno napravo in opremljen z ekstenziometri za meritev pomikov. S tlačnim preizkusom smo na preizkušancih opravili dve ločeni meritvi. Prva je potekala pri vodenju sile $0,60 \pm 0,20$ MPa/s in je bila namenjena določanju tlačne trdnosti preizkušanca. Druga pa je bila izvedena pri vodenju pomika s hitrostjo 2 mm/min in je bila namenjena določitvi napetostno deformacijske krivulje skladno s priporočili [74].



Slika 3.4: Meritve tlačne trdnosti betona.

Figure 3.4: Measurements of the compressive strength of concrete.

3.2.2 Upogibni preizkus

Upogibni preizkus opravimo na prizmatičnih preizkušancih, ki so izpostavljeni upogibnemu momentu preko sistema podpor in točkovega nanašanja obremenitve. Nanos obremenitve je lahko dvotočkovni ali enotočkovni, od tega pa je odvisen tudi rezultat preizkusa. V primeru uporabe enotočkovne obremenitve preizkušancev je bilo opaženo, da metoda konsistentno podaja 13 % višje vrednosti kot v primeru

dvotočkovne obremenitve [10], zato moramo v poročilu o preizkušanju navesti tudi način obremenjevanja preizkušanca. Tako kot pri preizkušanju tlačne trdnosti, smo tudi pri preizkušanju upogibne natezne trdnosti uporabili preizkuševalno napravo v skladu s standardom [73]. Obremenitev smo, skladno s standardom [10], na preizkušane nanašali točkovno; velikost obremenitve, ki sme nihati največ 10 %, pa smo določili na podlagi dimenzij preizkušanca, razpona med podporama in konstantne hitrosti obremenjevanja, ki znaša med 0,04 MPa/s in 0,06 MPa/s. Po nanosu začetne obtežbe, ki ne sme preseči 20 % sile ob porušitvi, smo obtežbo s konstantno hitrostjo obremenjevanja postopoma povečevali do dosega porušitve. Pri tem smo zabeležili največjo obremenitev, na podlagi katere smo izračunali upogibno natezno trdnost f_{ct} .

Za opravljanje upogibnega preizkusa smo uporabili isto napravo kot pri tlačnem testu. Nanos obtežbe je potekal enotočkovno, kar prikazujemo na sliki 3.5. Na podlagi največje dosežene obtežbe smo izračunali upogibno natezno trdnost f_{ct} , skladno s standardom [10]:

$$f_{ct} = \frac{3FI}{2d_1d_2^2}, \quad (3.10)$$

kjer je F največja obremenitev ob porušitvi, I razdalja med podporama, d_1 in d_2 sta širina in višina preizkušanca.



Slika 3.5: Meritve upogibne natezne trdnosti betona.
Figure 3.5: Measurements of the flexural strength of concrete.

3.2.3 Določitev modula elastičnosti betona

Modul elastičnosti betona določimo na tlačno obremenjenih prizmatičnih preizkušancih. Preizkuse smo opravili v stiskalnici, ki je skladna s standardom SIST EN 12390-4 [73]. Najprej preizkušance obremenjujemo s silo, ki povzroči napetost 0,5 MPa, kar predstavlja začetno stanje, nato pa obtežbo postopno

povečujemo, dokler ni dosežena napetost, ki je enaka tretjini ocenjene tlačne trdnosti preizkušanca. Na dveh med seboj nasprotnih straneh preizkušanca ob tem s pomičnim ekstenziometrom merimo razdaljo med njegovim nepomičnim in pomičnim delom. Merilnika pri tem namestimo ekvidistančno na razdalji, ki ni krajša od četrte dolžine preizkušanca od obeh robov. Pri določitvi modula elastičnosti betonski preizkušanec obremenjujemo in razbremenjujemo v petih ciklih, pri čemer v posameznem ciklu preizkušanec obremenjujemo od začetnega stanja do dosežene ene tretjine ocenjene tlačne trdnosti in nato razbremenjujemo do začetnega stanja. Iz meritev v zadnjem ciklu nato izračunamo modul elastičnosti E kot količnik med razliko v napetostih $\Delta\sigma$ in pripadajočo razliko v deformacijah $\Delta\varepsilon$, skladno s standardom ISO 1920-10 [11]:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}. \quad (3.11)$$

Pri določanju modula elastičnosti smo ponovno uporabili napravo ZWICK Z400. Na sliki 3.6 prikazujemo postavitev prizmatičnega preizkušanca in namestitve dveh pomičnih ekstenziometrov DD1 proizvajalca HBM, ki sta med obremenjevanjem in razbremenjevanjem merila razdaljo med nepomičnim in pomičnim delom ekstenziometra. Deformacije smo nato izračunali na podlagi izmerjene spremembe začetne dolžine ter znane začetne dolžine pomičnih ekstenziometrov.



Slika 3.6: Meritve modula elastičnosti betona.

Figure 3.6: Measurements of the modulus of elasticity of concrete.

4 EKSPERIMENTALNE RAZISKAVE

4.1 Material in priprava preizkušancev

V okviru eksperimentalnega dela smo z namenom raziskave vpliva povišanih temperatur, na eksperimentalne rezultate, izdelali pet različnih betonskih mešanic, pripravljenih s portlandskim cementom visoke (CEM I 52,5 R) in normalne (CEM I 42,5 N) trdnosti, pitno vodo in apnenčevim agregatom z zaobljenimi zrni največjega nazivnega premera 16 mm. Mešanici 1 (M1) in 2 (M2) sta bili izdelani s cementom visoke trdnosti in superplastifikatorjem, razlikovali pa sta se v v/c razmerju. Za mešanico M1 je v/c razmerje znašalo 0,47; za mešanico M2 pa 0,34. Mešanica 3 (M3) je bila izdelana s cementom visoke trdnosti, mešanica 4 (M4) pa s cementom normalne trdnosti. V obeh mešanicah je v/c razmerje znašalo 0,49. Mešanica 5 (M5) je bila izdelana s cementom visoke trdnosti in v/c razmerjem 0,45. Podrobno sestavo uporabljenih betonskih mešanic predstavljamo v preglednici 4.1, prikaz priprave preizkušancev pa na sliki 4.1.

Preglednica 4.1: Sestava preizkušanih betonskih mešanic v [kg].

Table 4.1: Concrete mixture proportions in [kg].

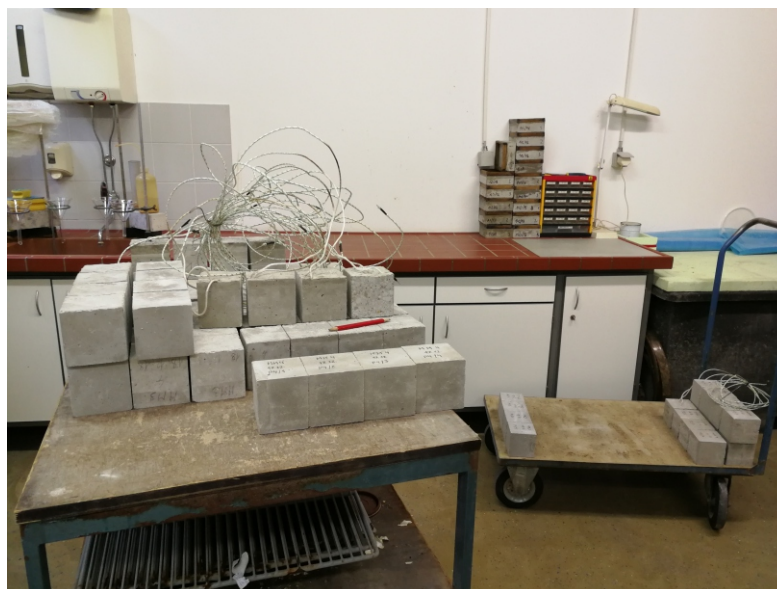
Material	Vrsta	M1	M2	M3	M4	M5
Cement	CEM I 52,5 R	360	360	360	-	360
	CEM I 42,5 R	-	-	-	360	-
Voda	Iz pipe	169	122	175	177	161
Superplastifikator	PCE	2,16	2,16	-	-	-
Apnenčev agregat	0 – 4 mm			931		
	4 – 8 mm			280		
	8 – 16 mm			652		

Skupno smo izdelali 41 velikih betonskih prizmatičnih preizkušancev dimenzij $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ in 165 malih betonskih prizmatičnih preizkušancev dimenzij $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$. Preizkušance smo 28 dni negovali v vodi, naslednjih 28 dni pa izpostavili standardnim laboratorijskim pogojem pri temperaturi $20 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ in relativni vlažnosti nad 65 %. Po preteku dveh mesecev smo velike prizmatične preizkušance razrezali na kocke dimenzij $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$, kar prikazujemo na sliki 4.2. Pri vsaki izmed obravnavanih betonskih mešanic smo nekaj preizkušancev namenili spremljanju razvoja temperature. Visoko temperaturno odporna termočlena smo pri posameznem preizkušancu namestili na sredino zunanje ploskve, 5 mm pod površino ter v njeno središče. Pred začetkom preizkušanja je vlažnost preizkušancev v povprečju znašala 3,2 %. Preizkušance posamezne betonske mešanice smo nato razdelili v pet skupin, pri čemer je bila vsaka izmed skupin v nadaljevanju izpostavljena različni temperaturi. Določitev referenčnih vrednosti rezultatov meritev neporušnih in porušnih preiskav posamezne betonske mešanice pri



Slika 4.1: Priprava betonskih preizkušancev.
Figure 4.1: Preparation of concrete specimens.

sobni temperaturi, smo izvedli na preizkušancih ene izmed predhodno predstavljenih skupin.



Slika 4.2: Razrez velikih betonskih prizmatičnih preizkušancev na kocke.
Figure 4.2: Cutting of large concrete prismatic specimens into cubes.

4.2 Režim segrevanja

Preostale skupine preizkušancev posamezne betonske mešanice smo izpostavili različnim povišanim temperaturam, za kar smo uporabili električno peč, z možnostjo nastavitve najvišje temperature 1000 °C. Segrevanje je trajalo do dosega 200 °C, 400 °C, 600 °C ali 800 °C znotraj betonskih preizkušancev. Kot rečeno, smo razvoj temperature spremljali s predhodno nameščenimi visoko temperaturno odpornimi termočleni znotraj peči, na površini preizkušanca in v njegovem središču. Segrevanje smo zaključili, ko sta bili temperaturi na površini kot tudi v središču preizkušanca približno enaki. Pri segrevanju preizkušancev do 200 °C je bilo takšno stanje vzpostavljeno po 6,5 urah, pri segrevanju do 800 °C pa po 10

urah. Začetna hitrost segrevanja v sredini betonske kocke je znašala približno $3\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Po dosegu izbrane temperature znotraj preizkušancev smo električno peč ugasnili ter odprli tako, da so se preizkušanci lahko počasi ohladili na sobno temperaturo. Pri tem je faza ohlajanja preizkušancev segretilih do $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ potekala 17 ur, pri segrevanju do $800\text{ }^{\circ}\text{C}$ pa 63 ur. Število posameznih preizkušancev posamezne betonske mešanice, izpostavljenih izbrani povišani temperaturi, prikazujemo v preglednici 4.2. Na sliki 4.3 (a) pa prikazujemo segrevanje preizkušancev v električni peči v trenutku odprtja peči in začetka hlajenja pri sobni temperaturi ter tipični razvoj temperature T s časom t v središču betonskih kock (slika 4.3 (b)).

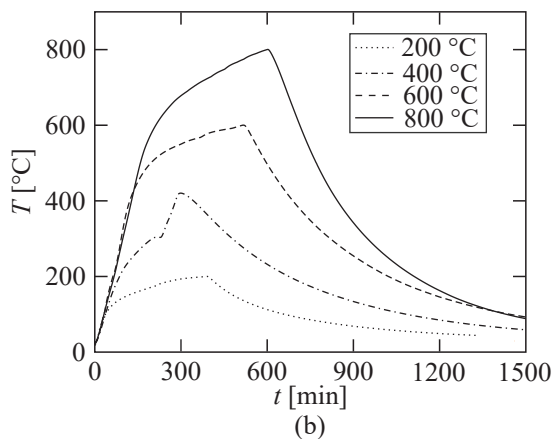
Preglednica 4.2: Število izpostavljenih kock (K) in prizem (P) posamezne betonske mešanice.

Table 4.2: Number of exposed cubes (K) and prisms (P) of each mixture.

T [$^{\circ}\text{C}$]	M1		M2		M3		M4		M5	
	K	P	K	P	K	P	K	P	K	P
20	5	3	3	3	11	7	4	5	5	4
200	3	3	3	3	11	7	5	6	5	4
400	3	3	3	3	8	7	8	5	5	4
600	3	3	3	3	8	7	8	5	5	4
800	3	3	3	3	13	8	10	5	6	4



(a)



(b)

Slika 4.3: (a) Segrevanje preizkušancev v električni peči in (b) razvoj temperatur v središču betonskih kock.

Figure 4.3: (a) Heating the specimens in the electric furnace and (b) heating regime inside the concrete cubes.

4.3 Postopek preizkušanja

Pred pričetkom preizkušanja smo vse preizkušance stehali ter izmerili njihove dimenzije. Pred izpostavitvijo povišanim temperaturam smo nato vse preizkušance preiskali z UZ metodo, pri kateri smo skladno s standardom [66] določili hitrost preleta vzdolžnih UZ valov. Na prizmatičnih preizkušancih

smo pred segrevanjem opravili meritve resonančnih frekvenc, skladno s standardom [71]. Po ohladi-tvi preizkušancev na sobno temperaturo smo jih ponovno stehali ter opravili UZ meritve in meritve resonančnih frekvenc. Na betonskih kockah smo nato določili površinsko trdnost betona skladno s stan-dardom [69] in priporočili proizvajalca [70]. Po opravljenih neporušnih preiskavah smo na prizmatičnih preizkušancih opravili meritev modula elastičnosti skladno s standardom [11]. Nato smo izvedli še stan-dardni tlačni in upogibni preizkus. Tlačno trdnost betona smo določili na betonskih kockah, skladno s standardom [9], upogibno natezno trdnost pa na prizmatičnih preizkušancih skladno s standardom [10].

4.4 Predstavitev statističnih metod

V nadaljevanju na kratko predstavimo uporabljene statistične metode, ki smo jih uporabili za analizo eksperimentalnih rezultatov, predstavljenih v poglavju 4.5. Za vsako posamezno betonsko mešanico smo opravili osnovno statistično analizo n rezultatov eksperimentalnih meritev, ki zajema določitev povprečne vrednosti \bar{X} , standardne deviacije σ , minimalne X_{\min} in maksimalne X_{\max} vrednosti [75], poleg tega predstavljamo tudi njihove normirane povprečne vrednosti $\bar{X}_{\text{norm},T}$ pri izbrani temperaturi T :

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (4.1)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}, \quad (4.2)$$

$$X_{\min} = \min_{i=1}^n (X_i), \quad (4.3)$$

$$X_{\max} = \max_{i=1}^n (X_i), \quad (4.4)$$

$$\bar{X}_{\text{norm},T} = \frac{\bar{X}_T}{\bar{X}_{T=20^\circ\text{C}}}. \quad (4.5)$$

Opravili smo tudi analizo variance (ANOVA). Pri tem smo postavili izbrano ničelno domnevo o popu-lacijskem parametru, vzorčno statistiko pa smo uporabili za preizkus, ali to domnevo lahko zavrnemo ali ne. Domneva temelji na razpoložljivih informacijah in populacijskih parametrih. Metodo je razvil Fischer [76], podroben opis pa je na voljo v številnih statističnih priročnikih, npr. [77, 78]. Predpostavki za uporabo ANOVA sta hipoteza o normalni porazdelitvi podatkov, ki smo jo preizkusili z različnimi testi, kot so Anderson-Darlingov [79], Kolmogorov-Smirnov [80, 81] in Pearsonov χ^2 [82], ter homo-skedastičnost. V obravnavanih primerih se izkaže, da osnovni predpostavki nista izpolnjeni, zaradi česar moramo uporabiti neparametrične teste. Eden izmed njih je Kruskal-Wallisov test [83, 84], s katerim ugotovimo, ali se srednja vrednost vsaj enega izmed razredov razlikuje od ostalih. S tem testom smo preverili dve ničelni domnevi o eksperimentalnih meritvah, in sicer da:

- (i) temperatura T ne vpliva na hitrost preleta vzdolžnih UZ valov merjenih na kocki $v_{p,k}$ oziroma prizmi $v_{p,p}$, površinsko trdnost betona $f_{c,surf}$, dinamični modul elastičnosti E_d , strižni modul G , tlačno trdnost f_c , upogibno natezno trdnost f_{ct} in modul elastičnosti betona E ;
- (ii) mešanica betona ne vpliva na vrednosti iz točke (i).

Ničelni domnevi smo preizkusili proti alternativnima domnevama, ki trdita, da vplivi iz točk (i) in (ii) vplivajo na vrednosti $v_{p,k}$, $v_{p,p}$, $f_{c,surf}$, E_d , G , f_c , f_{ct} in E . V našem primeru je bila izbrana stopnja značilnosti enaka 5 % [85]. V primeru, da je izračunana p -vrednost manjša od 5 %, ničelno domnevo zavrnemo in spejmemo alternativno domnevo, pri čemer je tveganje zavrnitve pravilne ničelne domneve enako p -vrednosti [75]. V nasprotnem primeru ničelne domneve ne moremo zavrniti.

Obstoj razlike med posameznimi razredi eksperimentalnih meritev, v našem primeru pri različnih temperaturah oziroma pri različnih mešanicah betona, smo ugotavljali s Kruskal-Wallisovim testom, vendar pa pri tem ni znano, kateri specifični razredi se med seboj razlikujejo. Te podatke je mogoče dobiti z različnimi posteriori testi. V primeru izpolnjevanja predpostavk ANOVA je to lahko na primer Bonferronijev test [86] ali Tukeyev test [87], v nasprotnem primeru pa na primer Dunn-Sidakov test [88]. Pri tem Dunn-Sidakov test [88] temelji na primerjavi povprečnih vrednosti posameznega razreda eksperimentalnih rezultatov s preostalimi razredi. S tem ugotovimo, ali je izbran razred statistično značilno različen od preostalih razredov. V nadaljevanju disertacije, zaradi neizpolnjevanja predpostavk ANOVA, uporabimo Dunn-Sidakov posteriori test za primerjavo povprečnih vrednosti eksperimentalnih rezultatov pri določeni temperaturi oziroma betonski mešanici s preostalimi povprečnimi vrednostmi pri drugih temperaturah oziroma betonskih mešanicah, pri čemer želimo ugotoviti, ali so rezultati pri različnih temperaturah in pri različnih mešanicah statistično značilno različni med seboj.

Za primerjavo smo za mešanici M1 in M2 v delu [89] z ANOVA preverili, ali je vpliv temperature na vrednosti $v_{p,k}$, $v_{p,p}$, $f_{c,surf}$, E_d , G , f_c in f_{ct} statistično značilen, poleg tega smo opravili tudi Bonferronijev test, s katerim smo določili, katere skupine se med seboj statistično značilno razlikujejo. Pri mešanici M1 smo opazili, da so hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na kocki (p -vrednost = $3,25 \cdot 10^{-34}$), in tlačne trdnosti betona (p -vrednost = $2,31 \cdot 10^{-12}$) pri posameznih temperaturah statistično značilno različne med seboj. Tako ugotovimo, da s tema dvema metodama na mešanici M1 zaznamo statistično značilen vpliv temperature. Pri mešanici M2 pa opazimo, da so dinamični moduli elastičnosti (p -vrednost = $1,08 \cdot 10^{-22}$) in strižni moduli betona (p -vrednost = $1,31 \cdot 10^{-26}$) pri posameznih temperaturah statistično značilno različni. Tako ugotovimo, da z metodo resonančne frekvence na mešanici M2 zaznamo statistično značilen vpliv temperature.

4.5 Predstavitev rezultatov eksperimentalnih raziskav

V delu [90] smo za mešanico M1 predstavili spreminjanje vrednosti $f_{c,surf}$, E_d , G , f_c in f_{ct} v odvisnosti od najvišje dosežene temperature med segrevanjem. Pri tem smo opazili tri različne trende. Prvi trend opazimo pri spremljanju $f_{c,surf}$, kjer z naraščanjem temperature preostala površinska trdnost betona pri 200 °C doseže višje vrednosti kot pri sobni temperaturi, z nadaljnjim naraščanjem temperature pa se nato prične zniževati. Naslednji trend opazimo pri f_c , kjer se preostala tlačna trdnost z naraščanjem temperature znižuje skoraj linearno. Zadnji trend pa opazimo pri E_d , G in f_{ct} , kjer z naraščanjem temperature

opazimo intenzivno znižanje merjenih količin, predvsem izrazito v temperaturnem območju med 200 °C in 400 °C.

V nadaljevanju zaradi boljše preglednosti rezultate eksperimentalnih meritev, opravljenih na betonskih preizkušancih po izpostavljenosti povišanim temperaturam, predstavljamo ločeno. V ta namen smo pripravili razsevne diagrame in prikaz povprečnih vrednosti posameznih meritev.

4.5.1 Vizualni pregled preizkušancev

Poškodovanost preizkušancev po izpostavljenosti povišanim temperaturam smo ocenili z vizualnim pregledom pojava razpok in luščenjem, kar je za mešanice M1, M2 in M5 podrobneje predstavljeno v [91]. Na sliki 4.4 prikazujemo prizmatične preizkušance mešanice M1 po opravljenem upogibnem preizkusu, na sliki 4.5 pa preizkušance mešanice M5.



Slika 4.4: Betonske prizme mešanice M1 po izpostavitvi povišanim temperaturam in po opravljenem upogibnem preizkusu, z leve proti desni: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C in 800 °C.

Figure 4.4: Concrete prisms of mixture M1 after exposure to high temperatures and after bending test, from left to right: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C, and 800 °C.

Pri opazovanju površine betonskih preizkušancev mešanic M1, M2, M3 in M4, pojava razpok nismo opazili do vključno temperature 200 °C. Pri temperaturi 400 °C smo zaznali prve lasaste mrežne razpoke, ki pa pri tej temperaturi še niso bile izrazite. Tipične mrežaste razpoke so postale vidne pri temperaturi 600 °C, pri temperaturi 800 °C pa je že zaznati pojav razpadanja betona, predvsem v vogalih. Pri mešanici M5 razpok nismo zaznali do vključno temperature 400 °C, enako v svojem delu [6] navaja tudi Ariož. Pri temperaturi 600 °C so se pojavile lasaste mrežne razpoke, pri temperaturi 800 °C pa ponovno zaznamo fenomen razpadanja betona v vogalih. Kot zanimivost smo po segrevanju opazili, da je prišlo do luščenja betona pri dveh betonskih kockah, kar prikazujemo na sliki 4.6. Ena kocka mešanice M2 je bila segrevana do 400 °C, druga kocka je bila mešanice M5 in segrevana do temperature 600 °C. Podobno je v eksperimentu, ki ga je opravil Chan s sodelavci [49]. Nekaj betonskih preizkušancev normalnega in visokotrdnega betona iz granitnega agregata je utrpelo poškodbe zaradi luščenja betona v temperaturnem območju med 400 °C in 500 °C.



Slika 4.5: Betonske prizme mešanice M5 po izpostavitvi povišanim temperaturam in po opravljenem upogibnem preizkusu, z leve proti desni: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C in 800 °C.

Figure 4.5: Concrete prisms of mixture M5 after exposure to high temperatures and after bending test, from left to right: 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C, and 800 °C.



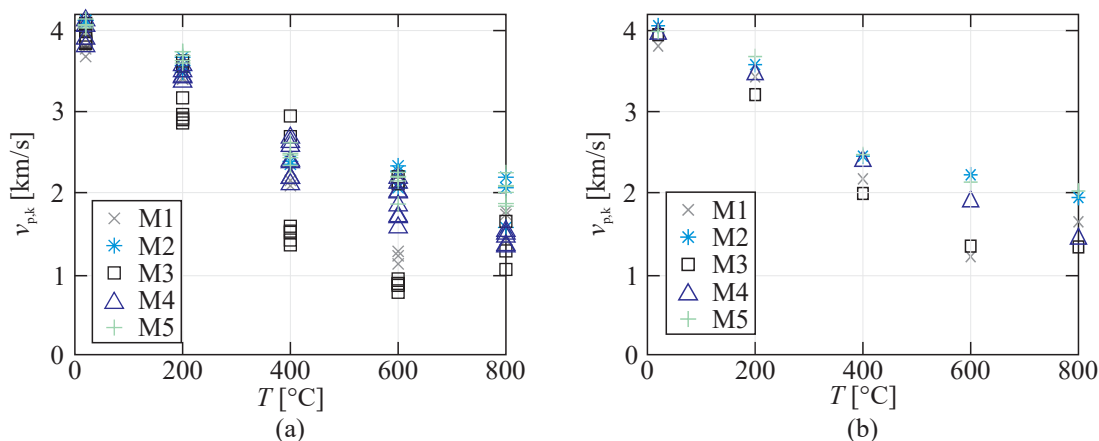
Slika 4.6: Luščenje betonskih preizkušancev: (a) mešanice M2 po izpostavitvi temperaturi 400 °C in (b) mešanice M5 po izpostavitvi temperaturi 600 °C.

Figure 4.6: Spalling of the concrete samples of: (a) mixture M2 after exposure to temperature 400 °C, and (b) mixture M5 after exposure to temperature 600 °C.

4.5.2 Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov

Hitrost preleta vzdolžnih UZ valov smo merili tako na betonskih kockah kot tudi na prizmatičnih preizkušancih. Na sliki 4.7 (a) prikazujemo razsevni diagram povprečnih hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, $v_{p,k}$, merjenih na dveh pravokotnih straneh posamezne betonske kocke, na sliki 4.7 (b) pa povprečne vrednosti, določene pri posamezni temperaturi za vsako betonsko mešanico posebej. V vseh primerih opazimo intenzivno znižanje merjenih količin z naraščanjem temperature. Izjemo je opaziti le pri mešanici M1 v temperaturnem območju med 600 °C in 800 °C, ko se $v_{p,k}$ poveča, kar bi lahko pri-

pisali napaki meritev na poškodovanem preizkušancu. Pri mešanici M1 najvišje relativno znižanje vrednosti $v_{p,k}$ opazimo v območju med temperaturama 400 °C in 600 °C, medtem ko pri ostalih mešanicah do najvišjega znižanja pride v območju med 200 °C in 400 °C. V preglednici 4.3 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, opravljene pri meritvah na betonskih kockah, ločeno za vsako betonsko mešanico.



Slika 4.7: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $v_{p,k}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.7: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $v_{p,k}$ for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.3: Osnovna statistična analiza vrednosti $v_{p,k}$ v [km/s].

Table 4.3: Basic statistical analysis of the $v_{p,k}$ values in [km/s].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	3,81	0,1738	3,45	4,17	1,00
200	3,43	0,1294	3,23	3,57	0,90
400	2,17	0,0926	2,04	2,30	0,57
600	1,21	0,0717	1,10	1,28	0,32
800	1,64	0,2867	1,07	1,83	0,43
M2					
20	4,06	0,1702	3,57	4,35	1,00
200	3,58	0,1285	3,33	3,70	0,88
400	2,45	0,1883	2,33	2,78	0,60
600	2,22	0,1609	2,04	2,44	0,55
800	1,94	0,3514	1,27	2,27	0,48
M3					
20	3,95	0,1791	3,64	4,42	1,00
200	3,21	0,3488	2,82	3,72	0,81

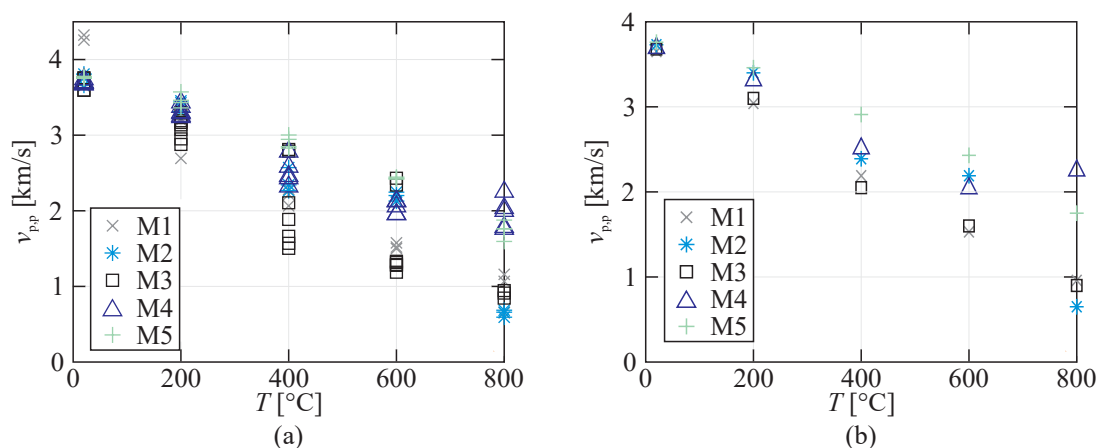
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.3

400	1,99	0,7010	1,20	3,07	0,50
600	1,34	0,6484	0,75	2,33	0,34
800	1,33	0,3930	0,92	2,00	0,34
M4					
20	3,96	0,1695	3,48	4,52	1,00
200	3,46	0,1371	3,31	3,79	0,87
400	2,39	0,2217	2,05	2,70	0,60
600	1,89	0,2298	1,54	2,29	0,48
800	1,43	0,1121	1,29	1,63	0,36
M5					
20	3,99	0,2002	3,47	4,29	1,00
200	3,68	0,1438	3,52	3,92	0,92
400	2,47	0,1143	2,22	2,67	0,62
600	2,13	0,2221	1,52	2,28	0,53
800	2,02	0,2053	1,73	2,43	0,51

S Kruskal-Wallisovim testom smo preverili obe predhodno postavljeni domnevi. Izkaže se, da temperatura statistično značilno vpliva na vrednosti $v_{p,k}$ (p -vrednost = $2,13 \cdot 10^{-16}$), medtem ko mešanica betona statistično značilno ne vpliva na vrednosti $v_{p,k}$ (p -vrednost = 0,151). Z Dunn-Sidakovim testom pa smo nato preverili še, kateri razredi se statistično značilno razlikujejo med seboj. Pri preverjanju prve ničelne domneve smo opazili, da se razreda pri temperaturi 20 °C in 200 °C statistično značilno ne razlikujeta med seboj (p -vrednost = 0,957). Enako velja tudi za razrede pri temperaturah 400 °C, 600 °C in 800 °C). Pri preverjanju druge ničelne domneve ni zaznani statistično značilnih razlik med posameznimi mešanicami. V tem primeru smo opravili še dodatne posteriori teste, pri čemer smo zaznali statistično značilne razlike med izbranimi mešanicami pri točno določeni temperaturi. Na primer, pri temperaturi 20 °C se med seboj statistično značilno razlikujeta mešanici M1 in M2 (p -vrednost = 0,02), pri temperaturi 200 °C mešanici M3 in M5 (p -vrednost = 0,03) ter pri temperaturi 800 °C mešanici M3 in M5 (p -vrednost = 0,046) ter M4 in M5 (p -vrednost = 0,031).

Sledi predstavitev hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, $v_{p,p}$, skozi prizmatične preizkušance. Na sliki 4.8 (a) prikazujemo razsevni diagram povprečnih hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na dveh med seboj pravokotnih straneh posameznega prizmatičnega preizkušanca, na sliki 4.8 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi za vsako betonsko mešanico posebej. V večini ponovno opazimo intenzivno znižanje vrednosti z naraščanjem temperature, le pri mešanici M4 v temperaturnem območju med 600 °C in 800 °C zaznamo naraščanje $v_{p,p}$, kar bi ponovno lahko pripisali napaki meritve na poškodovanem preizkušancu. Največje relativno znižanje vrednosti $v_{p,p}$ za mešanice M1, M2, M3 in M5 opazimo v temperaturnem območju med 600 °C in 800 °C, medtem ko pri mešanici M4 do največjega relativnega znižanja pride v območju med 200 °C in 400 °C. V preglednici 4.4 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize opravljene pri meritvah na prizmatičnih preizkušancih, ločeno za vsako mešanico.



Slika 4.8: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $v_{p,p}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.8: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $v_{p,p}$ for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.4: Osnovna statistična analiza vrednosti $v_{p,p}$ v [km/s].

Table 4.4: Basic statistical analysis of the $v_{p,p}$ values in [km/s].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	3,65	0,2650	3,30	4,02	1,00
200	3,04	0,2977	2,69	3,22	0,83
400	2,19	0,1116	2,07	2,28	0,60
600	1,53	0,0390	1,50	1,58	0,42
800	0,96	0,2711	0,65	1,16	0,26
M2					
20	3,73	0,1362	3,56	4,08	1,00
200	3,40	0,0763	3,31	3,45	0,91
400	2,39	0,1589	2,27	2,57	0,64
600	2,19	0,0595	2,13	2,25	0,59
800	0,65	0,0476	0,59	0,69	0,17
M3					
20	3,68	0,0876	3,47	3,81	1,00
200	3,10	0,1453	2,88	3,30	0,84
400	2,05	0,5530	1,50	2,81	0,56
600	1,60	0,5413	1,19	2,43	0,43
800	0,90	0,0506	0,85	0,95	0,24
M4					

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.4

20	3,69	0,0795	3,52	3,82	1,00
200	3,31	0,0742	3,24	3,43	0,90
400	2,51	0,1760	2,32	2,78	0,68
600	2,04	0,0862	1,95	2,13	0,55
800	1,97	0,2014	1,76	2,25	0,61
M5					
20	3,76	0,0607	3,65	3,90	1,00
200	3,46	0,0880	3,36	3,57	0,92
400	2,91	0,0819	2,83	3,00	0,77
600	2,43	0,0115	2,42	2,45	0,65
800	1,75	0,1162	1,59	1,88	0,46

S Kruskal-Wallisovim testom smo preverili obe predhodno postavljeni domnevi. Izkaže se, da temperatura statistično značilno vpliva na vrednosti $v_{p,p}$ (p -vrednost = $3,70 \cdot 10^{-19}$), mešanica betona pa ne (p -vrednost = 0,372). Z Dunn-Sidakovim testom smo nato preverili, kateri razredi se statistično značilno razlikujejo med seboj. Pri preverjanju prve domneve smo opazili, da se razreda pri temperaturi 20 °C in 200 °C statistično značilno ne razlikujeta med seboj (p -vrednost = 0,106), enako velja tudi za razreda pri temperaturi 400 °C in 600 °C (p -vrednost = 0,741) ter pri 600 °C in 800 °C (p -vrednost = 0,759). Pri preverjanju druge ničelne domneve ponovno ni zaznati statistično značilnih razlik med posameznimi mešanicami.

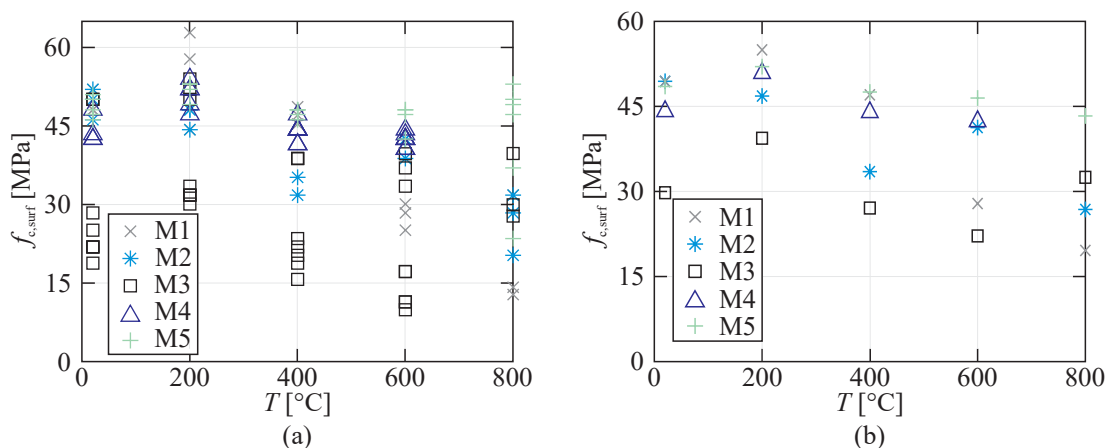
4.5.3 Površinska trdnost betona

Na sliki 4.9 (a) prikazujemo razsevni diagram povprečnih površinskih trdnosti betona $f_{c,surf}$, ki smo jih določili na podlagi 11 meritev, opravljenih na posameznem preizkušancu, na sliki 4.9 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi za vsako betonsko mešanico posebej.

Pri večini betonskih mešanic opazimo, da se pri segrevanju do 200 °C $f_{c,surf}$ glede na meritve pri sobni temperaturi, poveča. V eksperimentalnem delu Savve in sodelavcev [7] ravno tako navajajo, da se sklerometrični indeks, merjen na betonskih preizkušancih z apnenčevim agregatom, po segrevanju do temperature 300 °C, povečuje, kar vpliva na povečanje $f_{c,surf}$. Pri našem eksperimentalnem delu pa opazimo, da se z nadaljnjim naraščanjem temperature $f_{c,surf}$ prične zniževati. Do ponovnega povečanja pride pri mešanici M2 v temperaturnem območju med 400 °C in 600 °C in pri mešanici M3 v območju med 600 °C in 800 °C. Pri opazovanju relativnih razlik pri $f_{c,surf}$ med posameznimi temperaturami in pri posamezni betonski mešanici, zaznamo največje razlike pri mešanici M4 v temperaturnem območju med 20 °C in 200 °C; pri mešanici M5 v območju med 200 °C in 400 °C; pri mešanici M1 v območju med 400 °C in 600 °C; pri mešanicah M2 in M3 pa v območju med 600 °C in 800 °C. V preglednici 4.5 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.

Pri preverjanju obeh domnev s Kruskal-Wallisovim testom se je izkazalo, da temperatura (p -vrednost = 0,003) in mešanica betona (p -vrednost = $6,81 \cdot 10^{-7}$) statistično značilno vplivata na vrednosti $f_{c,surf}$. Z Dunn-Sidakovim testom smo pri prvi domnevi opazili, da se razredi pri temperaturah 200 °C in 600 °C

(p -vrednost = 0,004) kot tudi pri temperaturah 200 °C in 800 °C (p -vrednost = 0,020) statistično značilno razlikujejo med seboj. Pri drugi domnevi pa se statistično značilno med seboj razlikujejo vrednosti $f_{c,surf}$ mešanic M1 in M3 (p -vrednost = 0,022), M3 in M4 (p -vrednost = 0,002) ter M3 in M5 (p -vrednost = $4,52 \cdot 10^{-7}$).



Slika 4.9: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti $f_{c,surf}$ vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.9: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the $f_{c,surf}$ for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.5: Osnovna statistična analiza vrednosti $f_{c,surf}$ v [MPa].

Table 4.5: Basic statistical analysis of the $f_{c,surf}$ values in [MPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	49,40	2,2517	48,10	52,00	1,00
200	54,97	9,5807	44,30	62,83	1,11
400	47,04	1,6453	45,38	48,67	0,95
600	27,87	2,5423	25,10	30,10	0,56
800	19,60	10,5887	12,80	31,80	0,40
M2					
20	49,43	2,9569	46,20	52,00	1,00
200	46,83	2,1939	44,30	48,10	0,95
400	33,50	2,4042	31,80	35,20	0,68
600	41,27	2,1362	38,80	42,50	0,83
800	26,83	5,9079	20,30	31,80	0,54
M3					
20	29,78	12,8533	18,80	50,10	1,00
200	39,39	10,5627	30,10	54,00	1,32

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.5

400	27,08	9,9696	15,70	38,80	0,91
600	22,16	12,4645	9,90	39,70	0,74
800	32,50	6,3700	27,80	39,75	1,09
M4					
20	44,13	2,6837	42,50	48,10	1,00
200	50,86	2,6904	47,20	54,00	1,15
400	43,96	1,8197	41,50	47,20	1,00
600	42,36	1,2603	4,60	44,30	0,96
M5					
20	48,52	1,9967	46,20	51,00	1,00
200	52,02	1,6888	49,10	53,00	1,07
400	47,54	0,8444	46,20	48,10	0,98
600	46,48	2,6837	42,50	48,10	0,96
800	43,32	11,1437	23,50	53,00	0,89

4.5.4 Dinamični modul elastičnosti in strižni modul betona

Na sliki 4.10 (a) prikazujemo razsevni diagram povprečnih dinamičnih modulov elastičnosti, E_d , ki smo jih za posamezni preizkušaneec določili na podlagi petih meritev, na sliki 4.10 (b) pa so povprečne vrednosti, določene pri posamezni temperaturi in posamezni betonski mešanici. V preglednici 4.6 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.

Preglednica 4.6: Osnovna statistična analiza vrednosti E_d v [GPa].

Table 4.6: Basic statistical analysis of the E_d values in [GPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	44,02	2,8057	37,29	47,69	1,00
200	31,86	3,3643	28,32	35,01	0,72
400	11,43	2,3441	9,86	14,13	0,26
600	5,62	0,7603	5,14	6,50	0,13
800	3,00	2,7039	0,58	5,92	0,07
M2					
20	44,36	2,0097	40,56	47,67	1,00
200	31,72	0,6684	30,95	32,13	0,71
400	14,41	1,3247	13,52	15,93	0,32
600	8,33	0,0433	8,28	8,36	0,19
800	1,51	0,7290	0,89	2,31	0,03
M3					

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.6

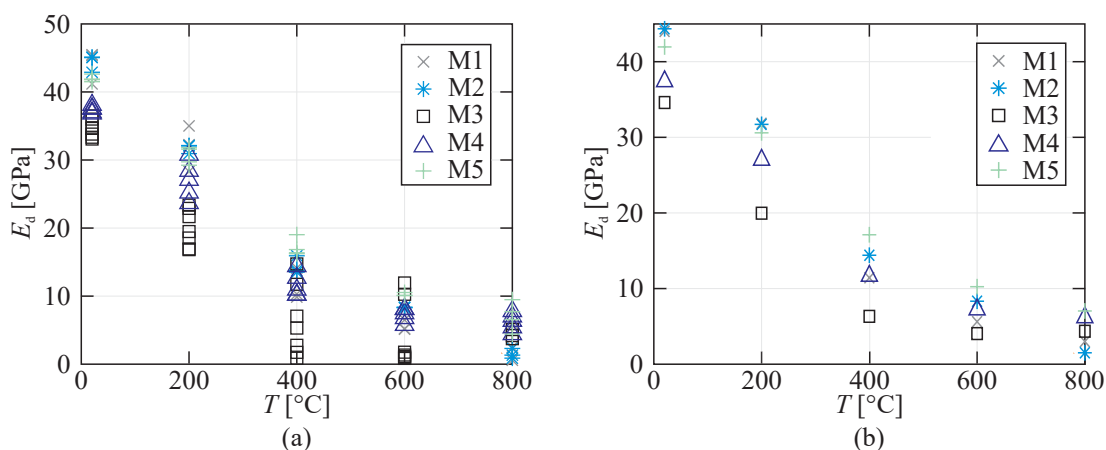
20	34,61	1,8569	29,82	37,76	1,00
200	19,97	2,7179	16,84	23,38	0,58
400	6,33	5,2409	0,89	14,74	0,18
600	4,05	4,8612	0,86	11,95	0,12
800	4,36	0,6804	3,76	5,10	0,13

M4

20	37,40	1,6622	34,23	40,50	1,00
200	27,01	2,7639	23,65	30,76	0,72
400	11,67	1,8273	10,17	14,38	0,31
600	7,22	0,9942	5,75	8,09	0,19
800	6,18	1,3293	4,39	7,78	0,17

M5

20	37,40	1,6622	34,23	40,50	1,00
200	27,01	2,7639	23,65	30,76	0,73
400	11,67	1,8273	10,17	14,38	0,41
600	7,22	0,9942	5,75	8,09	0,24
800	6,18	1,3293	4,39	7,78	0,17



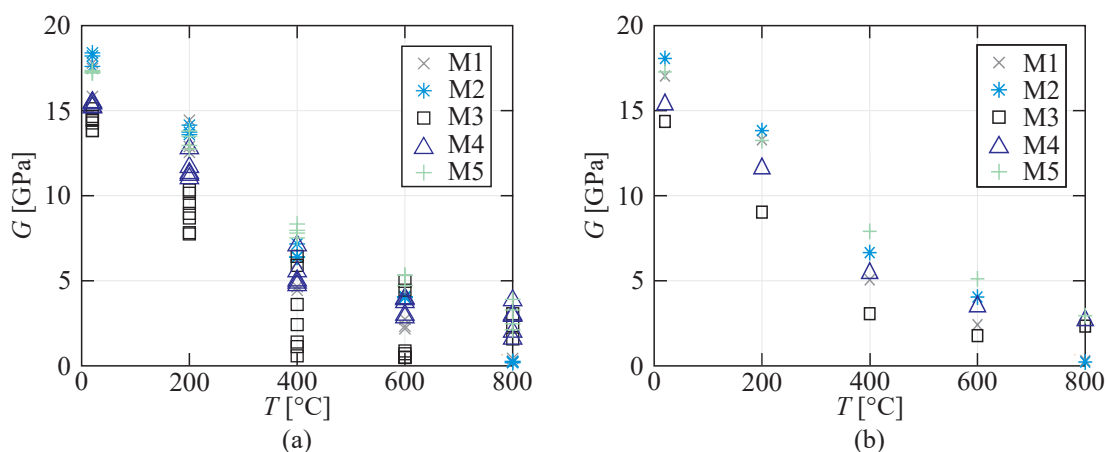
Slika 4.10: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti E_d vseh mešanic.

Figure 4.10: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the E_d for all mixtures.

Z naraščanjem temperature ponovno opazimo izrazito znižanje vrednosti E_d , pri čemer do največje relativne razlike pride v temperaturnem območju med 200 °C in 400 °C.

S Kruskal-Wallisovim testom smo preverili obe ničelni domnevi, pri čemer se izkaže, da ima le temperatura statistično značilen vpliv (p -vrednost = $3,47 \cdot 10^{-18}$) na vrednosti E_d . Z Dunn-Sidakovim testom pa smo nato ugotovili, da se razreda pri temperaturi 20 °C in 200 °C (p -vrednost = 0,166) ter razredi pri temperaturah 400 °C, 600 °C in 800 °C statistično značilno ne razlikujejo med seboj.

Na sliki 4.11 (a) prikazujemo razsevni diagram povprečnih strižnih modulov betona, G , ki smo jih za posamezni preizkušaneec določili na podlagi petih meritev, na sliki 4.11 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi in posamezni betonski mešanici. Z naraščanjem temperature v večini primerov ponovno opazimo intenzivno znižanje vrednosti G . Do največjega relativnega znižanja pride v temperaturnem območju med 200 °C in 400 °C (mešanici M3 in M4) ali v območju med 600 °C in 800 °C. Kot smo že omenili, smo znotraj prvega območja opazili nastajanje razpok, znotraj drugega območja pa je prišlo do razpadanja betona. V preglednici 4.7 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.



Slika 4.11: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti G vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.11: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the G for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.7: Osnovna statistična analiza vrednosti G v [GPa].

Table 4.7: Basic statistical analysis of the G values in [GPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	17,04	1,0650	14,99	18,57	1,00
200	13,29	1,0072	12,55	14,44	0,78
400	5,06	0,8849	4,45	6,07	0,30
600	2,42	0,2906	2,18	2,74	0,14
800	0,31	0,1119	0,22	0,44	0,02
M2					
20	18,07	0,5227	16,93	18,91	1,00
200	13,83	0,2883	13,60	14,15	0,77
400	6,66	0,4465	6,38	7,17	0,37
600	4,05	0,0358	4,01	4,07	0,22
800	0,23	0,0410	0,19	0,27	0,01

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.7

M3					
20	14,37	0,6472	12,63	15,61	1,00
200	9,04	1,0342	7,75	10,34	0,63
400	3,07	2,3372	0,59	6,44	0,21
600	1,78	2,0085	0,49	4,97	0,12
800	2,34	0,7415	1,58	3,06	0,16
M4					
20	15,36	0,4312	14,62	16,05	1,00
200	11,60	0,6999	11,02	12,78	0,76
400	5,45	0,9582	4,74	7,08	0,35
600	3,49	0,5313	2,84	3,97	0,23
800	2,68	0,8918	1,59	3,85	0,17
M5					
20	17,28	0,3127	16,77	17,83	1,00
200	13,25	0,4875	12,74	13,81	0,77
400	7,91	0,3404	7,52	8,34	0,46
600	5,12	0,3438	4,72	5,32	0,30
800	2,95	0,8037	2,12	3,91	0,17

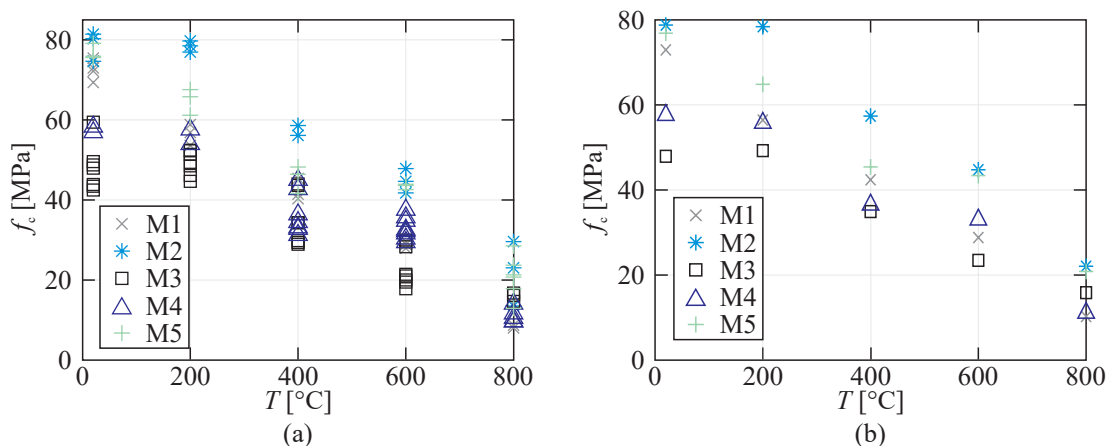
S Kruskal-Wallisovim testom smo ponovno preverili obe ničelni domnevi, pri čemer se izkaže, da ima le temperatura statistično značilen vpliv (p -vrednost = $2,08 \cdot 10^{-18}$) na vrednosti G . Z Dunn-Sidakovim testom pa smo nato ugotovili, da se razredi pri temperaturi 20 °C in 200 °C, 400 °C in 600 °C ter 600 °C in 800 °C statistično značilno ne razlikujejo med seboj.

4.5.5 Tlačna trdnost betona

Na sliki 4.12 (a) prikazujemo razsevni diagram tlačnih trdnosti betona, f_c , ki smo jih izmerili na posameznem preizkušancu, na sliki 4.12 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi in betonski mešanici. Z naraščanjem temperature do 200 °C pri mešanicah M2 in M3 opazimo, da se f_c ohrani oziroma v slednjem primeru še malenkost poviša. V temperaturnem območju do 200 °C podobna opažanja navaja tudi Savva s sodelavci [7], ki so ravno tako raziskovali beton z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam. V splošnem z naraščanjem temperature pri eksperimentalnih rezultatih ponovno opazimo intenzivno znižanje f_c . V vseh primerih do največjega relativnega znižanja f_c pride v temperaturnem območju med 600 °C in 800 °C, ko je bilo na preizkušancih tudi opaziti razpadanje betona. V preglednici 4.8 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.

Preverili smo tudi obe predhodno postavljeni domnevi, pri čemer se je izkazalo, da temperatura (p -vrednost = $4,63 \cdot 10^{-17}$) in betonska mešanica (p -vrednost = 0,025) statistično značilno vplivata na vrednosti f_c . Pri natančnejši analizi podatkov s posteriori testom pa smo opazili, da se razredi pri temperaturah 20 °C in 200 °C, 400 °C in 600 °C ter 600 °C in 800 °C statistično značilno ne razlikujejo med seboj.

Pri mešanicah pa sta statistično značilno različni le mešanici M2 in M4 (p -vrednost = 0,028).



Slika 4.12: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti f_c vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.12: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the f_c for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.8: Osnovna statistična analiza vrednosti f_c v [MPa].

Table 4.8: Basic statistical analysis of the f_c values in [MPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	72,95	2,3874	69,37	75,45	1,00
200	56,45	2,6344	53,63	58,85	0,77
400	42,40	2,6521	40,34	45,39	0,58
600	28,82	0,8416	27,95	29,63	0,40
800	10,25	3,2372	8,05	13,97	0,14
M2					
20	78,79	3,6324	74,65	81,43	1,00
200	78,41	1,3935	76,96	79,74	1,00
400	57,38	1,7466	56,14	58,61	0,73
600	44,76	3,0363	41,78	47,85	0,57
800	22,07	8,0859	13,53	29,61	0,28
M3					
20	47,93	5,8059	42,49	59,44	1,00
200	49,26	3,0356	44,66	52,43	1,03
400	34,93	6,4709	28,94	44,01	0,73
600	23,46	4,9691	17,82	29,99	0,49
800	15,86	1,0789	14,66	16,75	0,33

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.8

M4					
20	57,60	0,9829	56,90	58,29	1,00
200	55,76	2,5739	53,94	57,58	0,97
400	36,52	5,2850	31,23	45,00	0,63
600	33,01	2,7567	29,43	37,53	0,57
800	11,09	1,8584	9,63	14,08	0,19
M5					
20	76,88	1,9630	75,60	79,14	1,00
200	64,85	3,3089	61,17	67,58	0,84
400	45,43	3,4214	41,62	48,24	0,59
600	43,39	0,6937	42,61	43,93	0,56
800	20,85	5,2705	12,94	28,53	0,27

4.5.6 Upogibna natezna trdnost betona

Na sliki 4.13 (a) prikazujemo razsevni diagram upogibnih nateznih trdnosti betona, f_{ct} , ki smo jih izmerili na posameznem preizkušancu, na sliki 4.13 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi in posamezni betonski mešanici. Z naraščanjem temperature pri večini betonskih mešanic opazimo intenzivno znižanje vrednosti f_{ct} . Pri mešanici M5 največje relativno znižanje opazimo v temperaturnem območju med 20 °C in 200 °C, pri mešanicah M3 in M4 v območju med 200 °C in 400 °C, pri mešanicah M1 in M2 pa v območju med 600 °C in 800 °C. V preglednici 4.9 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.

Preglednica 4.9: Osnovna statistična analiza vrednosti f_{ct} v [MPa].

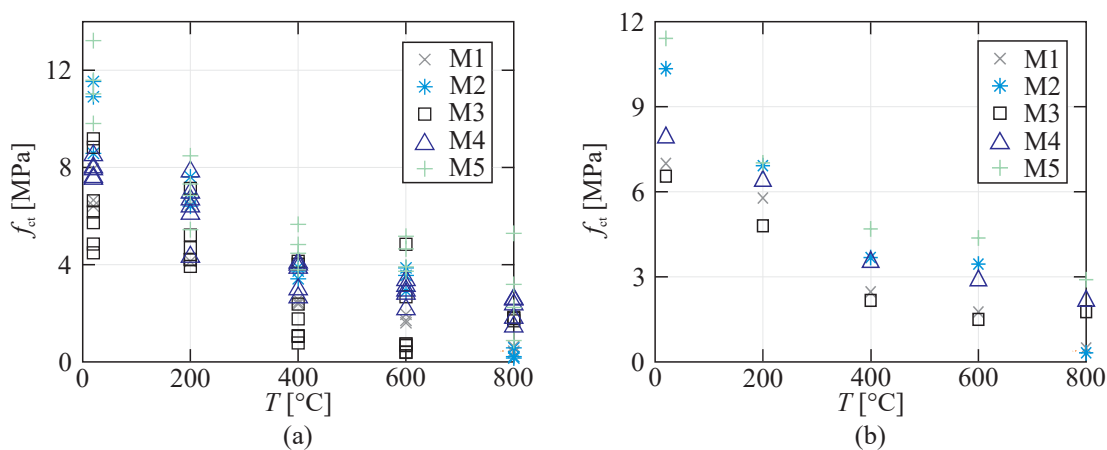
Table 4.9: Basic statistical analysis of the f_{ct} values in [MPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M1					
20	7,00	0,8208	6,41	7,94	1,00
200	5,78	1,4272	4,14	6,74	0,83
400	2,47	0,0961	2,38	2,57	0,35
600	1,76	0,1803	1,61	1,96	0,25
800	0,49	0,1323	0,39	0,64	0,07
M2					
20	10,34	1,5592	8,58	11,54	1,00
200	6,92	0,6199	6,41	7,61	0,67
400	3,68	0,2401	3,42	3,89	0,36
600	3,45	0,4845	2,92	3,87	0,33
800	0,32	0,2272	0,16	0,58	0,03

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.9

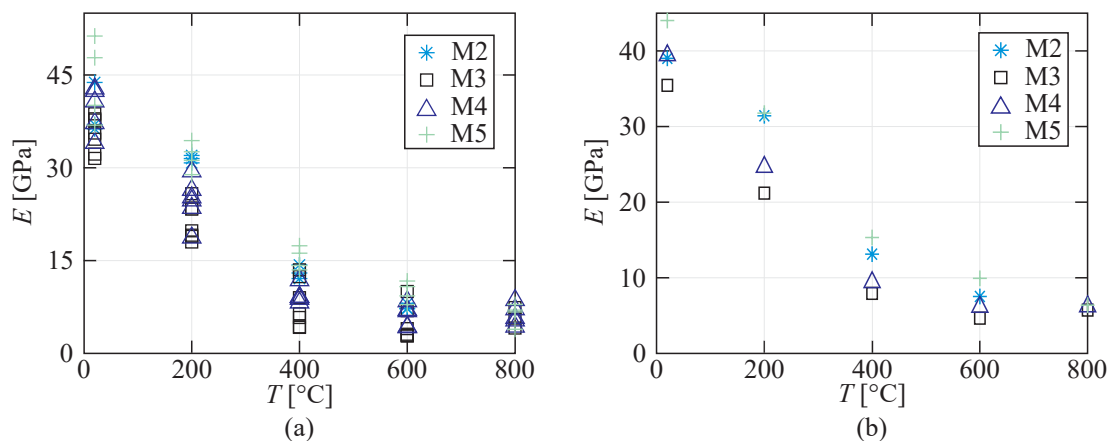
M3					
20	6,55	1,8290	4,49	9,18	1,00
200	4,80	1,1144	3,93	7,14	0,73
400	2,17	1,4072	0,78	4,14	0,33
600	1,50	1,6739	0,39	4,84	0,23
800	1,77	0,0755	1,69	1,84	0,27
M4					
20	7,91	0,3863	7,53	8,50	1,00
200	6,38	1,1710	4,32	7,83	0,81
400	3,52	0,6548	2,65	4,08	0,45
600	2,87	0,4514	2,16	3,36	0,36
800	2,15	0,5028	1,45	2,59	0,27
M5					
20	11,41	1,4157	9,81	13,22	1,00
200	7,02	1,2579	5,44	8,48	0,62
400	4,69	0,7786	3,79	5,66	0,41
600	4,37	0,6682	3,73	5,17	0,38
800	2,90	1,8540	0,88	5,29	0,25

Slika 4.13: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti f_{ct} vseh mešanic.Figure 4.13: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the f_{ct} for all mixtures.

Preverili smo tudi obe predhodno postavljeni domnevi, pri čemer se je izkazalo, da temperatura statistično značilno vpliva (p -vrednost = $3,13 \cdot 10^{-15}$) na vrednosti f_{ct} , betonske mešanice pa ne (p -vrednost = 0,096). Podrobnejša analiza z Dunn-Sidakovim testom je pokazala, da se razredi pri temperaturah 20 °C in 200 °C ter pri temperaturi 400 °C, 600 °C in 800 °C statistično značilno ne razlikujejo med seboj.

4.5.7 Modul elastičnosti betona

Modul elastičnosti betona, E , smo merili na betonskih preizkušancih mešanic M2 do M5. Prizmatični preizkušanci betonske mešanice M2 so bili po segrevanju do temperature 800 °C preveč poškodovani, da bi na njih lahko opravili preizkus, tudi upogibna natezna trdnost, ki je bila določena na teh preizkušancih, je v povprečju znašala le 0,32 MPa. Na sliki 4.14 (a) prikazujemo razsevni diagram modulov elastičnosti betona, ki smo jih izmerili na posameznem preizkušancu, na sliki 4.14 (b) pa povprečne vrednosti določene pri posamezni temperaturi in betonski mešanici. Pri mešanicah M2 in M5 opazimo intenzivno znižanje modula elastičnosti vse do dosega 800 °C, medtem ko je pri mešanicah M3 in M4 intenzivno znižanje opaziti do dosega temperature 600 °C. Pri vseh mešanicah pa največje relativno znižanje opazimo v temperaturnem območju med 200 °C in 400 °C. V preglednici 4.10 prikazujemo rezultate osnovne statistične analize, ločeno za vsako betonsko mešanico.



Slika 4.14: (a) Razsevni diagram meritev in (b) povprečne vrednosti E vseh mešanic v odvisnosti od temperature.

Figure 4.14: (a) Scattered plot of the experimental results and (b) average values of the E for all mixtures in dependence of the temperature.

Preglednica 4.10: Osnovna statistična analiza vrednosti E v [GPa].

Table 4.10: Basic statistical analysis of the E values in [GPa].

T [°C]	\bar{X}	σ	X_{\min}	X_{\max}	$\bar{X}_{\text{norm},T}$
M2					
20	39,03	4,1429	36,30	43,80	1,00
200	31,43	0,6028	30,80	32,00	0,81
400	13,13	1,1060	12,10	14,30	0,34
600	7,53	0,4933	7,20	8,10	0,19
M3					
20	35,46	2,8442	31,50	38,70	1,00
200	21,20	2,9654	18,00	25,80	0,60

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 4.10

400	7,94	3,7885	4,20	13,50	0,22
600	4,66	2,7706	2,80	10,00	0,13
800	5,73	1,6503	4,10	7,40	0,16
M4					
20	39,42	3,7499	34,00	42,80	1,00
200	24,65	3,5399	18,70	29,40	0,63
400	9,40	1,3910	8,20	11,80	0,24
600	6,14	1,8325	4,20	8,40	0,16
800	6,20	1,6763	4,30	8,60	0,16
M5					
20	44,03	6,6670	36,90	51,30	1,00
200	31,78	2,3215	28,90	34,40	0,72
400	15,33	1,7951	13,50	17,40	0,35
600	9,93	1,6741	7,90	11,70	0,23
800	6,38	1,7270	3,90	7,90	0,14

Preverili smo tudi obe predhodno postavljeni domnevi, pri čemer se je izkazalo, da temperatura statistično značilno vpliva (p -vrednost = $1,99 \cdot 10^{-15}$) na vrednosti E , betonske mešanice pa ne (p -vrednost = 0,051). Podrobnejša analiza je pokazala, da se, enako kot pri f_{ct} , razredi pri temperaturah 20 °C in 200 °C ter pri temperaturi 400 °C, 600 °C in 800 °C statistično značilno ne razlikujejo med seboj.

4.6 Razprava

Pred izdelavo regresijskih modelov smo si ogledali še, kakšna je zveza med kakovostjo betona, ki kvantitativno zajema preostalo tlačno trdnost betona, in hitrostjo preleta vzdolžnih UZ valov. Izhodišče je bila eksperimentalna raziskava Yaquba in Baileya [27], kjer sta na AB stebru po požaru izmerila hitrost preleta vzdolžnih UZ valov, da bi določila kakovost betona. Pri tem sta predlagala posamezne razrede kakovosti betona, izdelanega s kremenčevim agregatom, enaki razredi kakovosti pa so bili nato aplicirani na eksperimentalne rezultate mešanice M1 [89]. Rezultate omenjene analize povzemamo v preglednici 4.11.

Na podlagi opravljenih Dunn-Sidakovih posteriori testov opazamo, da pri meritvah z neporušnimi metodami, kot tudi porušnimi, ne zaznamo statistično značilnih razlik med razredi pri temperaturah 20 °C in 200 °C. V tem temperaturnem območju se v veliki večini tudi preostale mehanske lastnosti betona ne spremenijo bistveno. Brez dodatnih analiz bi lahko na podlagi rezultatov vseh opravljenih meritev ocenili, ali je bila dosežena najvišja temperatura v območju do 200 °C ali v območju nad 200 °C.

Z neparametričnimi testi (Kruskal-Wallis in Dunn-Sidak) smo ugotovili, da betonska mešanica statistično značilno ne vpliva na večino eksperimentalnih rezultatov, zaradi česar smo regresijske modele za oceno preostalih mehanskih lastnosti betona, z eksplicitnimi zvezami, izdelali z združenimi eksperimentalnimi podatki vseh betonski mešanic. Pri preučevanju vpliva temperature na eksperimentalne rezultate

opazamo, da je vpliv prisoten tako na strani rezultatov neporušnih metod kot tudi preostalih mehanskih lastnosti betona.

Preglednica 4.11: Ocena f_c požaru izpostavljenega AB stebra [27] in predstavljena analiza na betonski mešanici M1 [89].

Table 4.11: Evaluation of the f_c in fire damaged reinforced concrete columns [27] and presented study on concrete mixture M1 [89].

Kakovost betona	f_c	v_p [27]	$v_{p,k}$ [89]
Zelo dobra	100–80 %	4,6–4,1	3,8–3,5
Dobra	80–76 %	4,1–3,9	3,5–3,4
Zadovoljiva	76–60 %	3,9–3,0	3,4–2,3
Slaba	60–47 %	3,0–2,3	2,3–1,7
Zelo slaba	47–30 %	2,3–1,1	< 1,7

5 OCENA PREOSTALIH MEHANSKIH LASTNOSTI BETONA

5.1 Regresijski model z eksplicitnimi zvezami

5.1.1 Predstavitev

Regresijska analiza je statistični proces, znotraj katerega preverjamo vpliv ene ali več neodvisnih spremenljivk glede na odvisno spremenljivko. Uspešnost regresijskega modela običajno merimo s koeficientom determinacije R^2 (enačba 5.1), prilagojenim koeficientom determinacije \bar{R}^2 (enačba 5.2) in korenem povprečne kvadratne napake RMSE (enačba 5.3) [92–95]:

$$R^2 = \left(\frac{n \left(\sum_{i=1}^n f_{\text{merjeno},i} \cdot f_{\text{ocena},i} \right) - \left(\sum_{i=1}^n f_{\text{merjeno},i} \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n f_{\text{ocena},i} \right)}{\sqrt{\left[n \sum_{i=1}^n f_{\text{merjeno},i} - \left(\sum_{i=1}^n f_{\text{merjeno},i} \right)^2 \right] \left[n \sum_{i=1}^n f_{\text{ocena},i} - \left(\sum_{i=1}^n f_{\text{ocena},i} \right)^2 \right]} \right), \quad (5.1)$$

$$\bar{R}^2 = 1 - \left[\frac{(1 - R^2)(n - 1)}{n - k - 1} \right], \quad (5.2)$$

$$\text{RMSE} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_{\text{ocena},i} - f_{\text{merjeno},i})^2}{n}}, \quad (5.3)$$

pri čemer n predstavlja število eksperimentalno določenih vrednosti mehanskih lastnosti, k predstavlja število parametrov regresijskega modela, $f_{\text{merjeno},i}$ predstavlja eksperimentalno izmerjeno mehansko lastnost betona in $f_{\text{ocena},i}$ ocenjeno mehansko lastnost betona z enim izmed regresijskih modelov, predstavljenih v poglavjih 5.1.2 – 5.1.4 oziroma 5.2.2 – 5.2.4. Uspešen regresijski model prepoznamo po nizki vrednosti RMSE in vrednosti R^2 oziroma \bar{R}^2 blizu 1,0 [95]. Z namenom zmanjšanja različnosti ocenjevanja uspešnosti posameznih regresijskih modelov sta Ritter in Munoz-Carpena [96] v hidrologiji predlagala mejne vrednosti R^2 . Zelo dober regresijski model ima vrednost R^2 večjo ali enako 0,90; dober model med 0,80 in 0,90; sprejemljiv model med 0,65 in 0,80; kar pa dosega nižje vrednosti, sta opredelila kot nezadovoljiv regresijski model [96]. Predstavljene mejne vrednosti smo prevzeli pri oceni uspešnosti podanih regresijskih modelov.

V nadaljevanju podajamo različne regresijske modele z eksplicitnimi zvezami za oceno preostale tlačne trdnosti f_c (predstavljeno v poglavju 5.1.2), preostale upogibne natezne trdnosti f_{ct} (predstavljeno v poglavju 5.1.3) in preostalega modula elastičnosti betona E (predstavljeno v poglavju 5.1.4) na podlagi rezultatov neporušnih metod.

Pri obravnavanih regresijskih modelih z eksplicitnimi zvezami smo spreminjali obseg uporabljenih vhodnih podatkov za oceno izbrane preostale mehanske lastnosti betona. Tako smo preostalo izbrano mehansko lastnost betona v primeru:

- (a) ocenili zgolj s poznavanjem hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov merjenih na kocki $v_{p,k}$ oziroma prizmi $v_{p,p}$,
- (b) ocenili s poznavanjem površinske trdnosti betona $f_{c,surf}$,
- (c) ocenili s poznavanjem dinamičnega modula elastičnosti E_d ,
- (d) s poznavanjem strižnega modula G ,
- (e) ocenili s poznavanjem hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na kocki $v_{p,k}$ oziroma prizmi $v_{p,p}$ in površinsko trdnostjo betona $f_{c,surf}$ in
- (f) ocenili s poznavanjem hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na kocki $v_{p,k}$ oziroma prizmi $v_{p,p}$ in strižnega modula G .

Eksplcitne zveze, ki so v nadaljevanju označene z *, so določene na različnih oblikah preizkušancev, vendar še vedno znotraj iste betonske mešanice in najvišje dosežene temperature med segrevanjem. V primerih (a), (b) in (e) lahko preostalo mehansko lastnost betona ocenimo na podlagi meritev, ki jih opravimo neposredno na terenu. V preostalih primerih pa na podlagi meritev, ki niso neposredno izvedljive na terenu.

Učinkovitost regresijskih modelov preverimo tudi z eksplicitnimi zvezami za oceno preostale mehanske lastnosti betona. Pri tem uporabimo le dve eksplicitni zvezi z najvišjim \bar{R}^2 , ki smo ju ocenili na podlagi rezultatov meritev, ki so neposredno izvedljive na terenu in na podlagi rezultatov meritev, ki niso neposredno izvedljive na terenu. V obeh primerih podajamo zveze med eksperimentalno izmerjeno vrednostjo ($f_{merjeno}$) in ocenjeno vrednostjo (f_{ocena}) preostale mehanske lastnosti betona. S tem namenom je izdelan verjetnostni model v obliki, ki ga podaja standard SIST EN 1990 [97]:

$$f_{merjeno} = b f_{ocena} \delta, \quad (5.4)$$

pri čemer je δ mera raztrosa in b korekcijski faktor, ki ga določimo po metodi najmanjših kvadratov, skladno s postopkom, podanim v standardu SIST EN 1990 [97]:

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ocena,i} \cdot f_{merjeno,i}}{\sum_{i=1}^n f_{ocena,i}^2}. \quad (5.5)$$

Sledi še izračun mere raztrosa δ_i pri vsaki merjeni vrednosti $f_{merjeno,i}$:

$$\delta_i = \frac{f_{merjeno,i}}{b \cdot f_{ocena,i}}. \quad (5.6)$$

Skladno s postopkom, podanim v [97], sledi izračun koeficienta variacije V_δ mere raztrosa δ . V primeru, da je raztros med merjenimi in ocenjenimi vrednostmi prevelik, da bi z njim podali gospodarno zvezo (enačba 5.4), se lahko zmanjša na enega izmed naslednjih načinov [97]:

- (i) z izboljšanjem prvotnega regresijskega modela z dodatnim upoštevanjem do sedaj zanemarjenih parametrov,
- (ii) z razdelitvijo celotne skupine na primerne podskupine, za katere je vpliv parametrov konstanten.

Poglobljeno analizo regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami za oceno preostalih mehanskih lastnosti betona, vendar na manjšem obsegu eksperimentalnih rezultatov, smo prikazali v delu [89]. Uporabljeni so bili eksperimentalni rezultati mešanic M1 in M2, pri čemer smo analizirali tudi vpliv v/c razmerja na dobljene regresijske modele z eksplicitnimi zvezami. Ugotovili smo, da v primeru regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami, določenimi za posamezno mešanico, dosežemo višje vrednosti R^2 kot v primeru zvez, določenih na obeh mešanicah skupaj. V želji določitve splošnejših zvez pa smo regresijske modele z eksplicitnimi zvezami v nadaljevanju disertacije izdelali na vseh razpoložljivih eksperimentalnih rezultatih, predstavljenih v poglavju 4.5, pri čemer je bilo preverjeno, da so koeficienti izbranih regresijskih modelov statistično značilno različni od nič [75]. V nasprotnem primeru jih zanemarimo, saj statistično značilno ne doprinesejo k oceni izbrane preostale mehanske lastnosti betona. Koeficienti posameznih regresijskih modelov so bili najprej določeni z metodo najmanjših kvadratov. Sledilo je preverjanje, ali je izpolnjena predpostavka o normalni porazdelitvi ostankov [93]. V primeru, da pogoj ni bil izpolnjen, sta bili pri določanju koeficientov uporabljeni robustni metodi [98], in sicer metoda najmanjših absolutnih vrednosti in bi-kvadratna funkcija. Pri določanju regresijskih modelov nismo želeli, da se eksplicitna zveza preveč prilagodi eksperimentalnim rezultatom, s čimer bi lahko prišlo do "overfittinga" [99]. Do omenjenega "overfittinga" lahko pride v različnih primerih, nekateri izmed njih so na primer vpeljava prevelikega števila neodvisnih spremenljivk, uporaba preveč zapletenih pristopov ali uporaba regresijskih modelov, ki so bolj prilagodljivi, kot je potrebno [99]. Členi posameznega regresijskega modela z eksplicitnimi zvezami so tako največ kvadratični, pri čemer je bilo s prilagojenim koeficientom determinacije \bar{R}^2 (enačba 5.2) preverjeno, ali je kvadratični člen predhodno eksplicitno zvezo res izboljšal.

5.1.2 Ocena preostale tlačne trdnosti betona

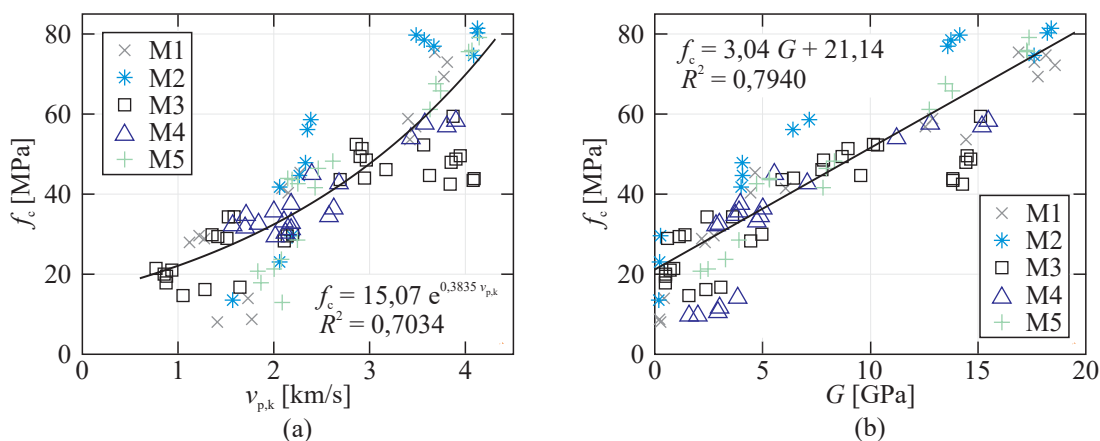
Za vsak obravnavani primer (a) do (f) v preglednici 5.1 podajamo regresijski model z eksplicitnimi zvezami za oceno preostale tlačne trdnosti betona f_c z najvišjim prilagojenim koeficientom determinacije in pripadajočim koeficientom determinacije ter korenem povprečne kvadratične napake. Izkaže se, da vrednost f_c najbolje ocenimo v primeru (f*), ko v nabor neodvisnih spremenljivk vključimo $v_{p,k}$ in G . V tem primeru znaša prilagojeni koeficient determinacije 0,8252; pripadajoči koeficient determinacije 0,8289 in koren povprečne kvadratične napake 8,32. Opazimo tudi, da smo eksplicitno zvezo, dobljeno v primeru (d*), z dodatnim upoštevanjem vrednosti $v_{p,k}$ le nekoliko izboljšali. Če bi želeli f_c oceniti le na podlagi neporušnih metod, ki so izvedljive neposredno na terenu (primeri (a), (b) in (e)), dobimo najboljšo eksplicitno zvezo v primeru (e), ko poznamo vrednosti $v_{p,k}$ in $f_{c,surf}$. Prilagojeni koeficient determinacije v tem primeru znaša 0,7966; pripadajoči R^2 in RMSE pa 0,8008 in 8,38. Na podlagi rezultatov UZ metode in metode sklerometričnega indeksa deluje metoda SonReb [100], ki poda oceno tlačne trdnosti betona konstrukcij pri sobni temperaturi neposredno na terenu. Z upoštevanjem zgolj $v_{p,k}$, primer (a), je eksplicitna zveza za oceno f_c še sprejemljiva, medtem ko zgolj poznavanje $f_{c,surf}$, primer (b), privede do nezadovoljive eksplicitne zveze za oceno iskane količine. Pri oceni tlačne trdnosti betona pri sobni temperaturi je eksponentna zveza med f_c in v_p [28] najbolj uveljavljena.

Preglednica 5.1: Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c .

Table 5.1: Regression models with the explicit relationships for the estimation of the f_c .

Primer	Eksplicitna zveza	\bar{R}^2	R^2	RMSE
(a)	$f_c = 15,07 e^{0,3835 v_{p,k}}$	0,7034	0,7065	10,12
(b)	$f_c = 0,7593 f_{c,surf} + 11,36$	0,2964	0,3037	15,58
(c*)	$f_c = -0,01362 E_d^2 + 1,818 E_d + 17,01$	0,7682	0,7730	9,65
(d*)	$f_c = 3,04 G + 21,14$	0,7918	0,7940	9,08
(e)	$f_c = 1,161 f_{c,surf} + 0,4214 v_{p,k} f_{c,surf} - 0,02741 f_{c,surf}^2$	0,7966	0,8008	8,38
(f*)	$f_c = 3,841 G + 17,54 v_{p,k} - 4,129 v_{p,k}^2$	0,8252	0,8289	8,32

Na sliki 5.1 prikazujemo regresijske modela z eksplicitnimi zvezami, pri čemer je ena zveza določena na podlagi meritev, ki se jih lahko izvede neposredno na terenu, primer (a), druga pa na podlagi meritev, ki niso neposredno izvedljive na terenu, primer (d*). Na sliki 5.1 (a) prikazujemo regresijski model z eksplicitno zvezo med f_c in $v_{p,k}$. Na sliki 5.1 (b) pa zvezo med f_c in G .



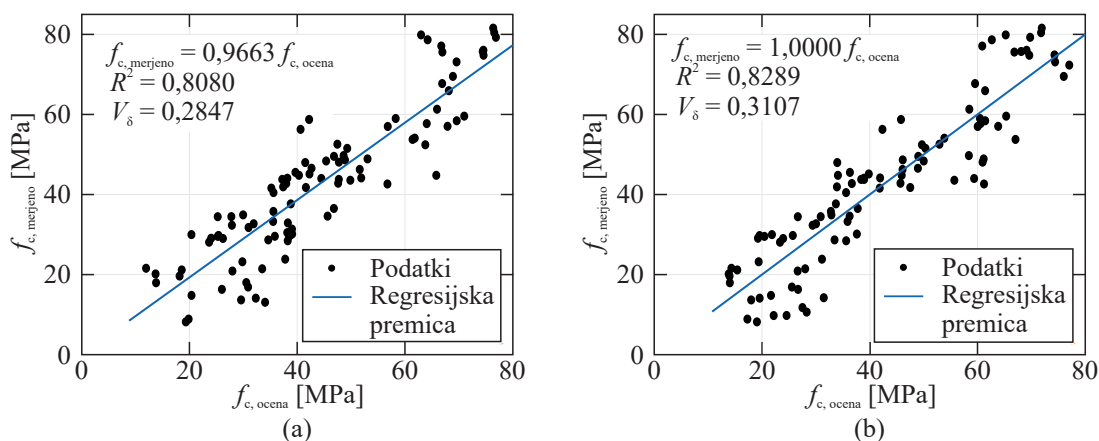
Slika 5.1: Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c , temelječ na: (a) $v_{p,k}$ in (b) G .

Figure 5.1: Regression models with explicit relationships for the estimation of the f_c based on: (a) $v_{p,k}$, and (b) G .

Kot rečeno, smo skladno s standardom SIST EN 1990 [97] ocenili učinkovitost dveh eksplicitnih zvez z najvišjim R^2 na podlagi rezultatov meritev, ki so izvedljive neposredno na terenu, primer (e), in tistih, ki to niso, primer (f*), predstavljenih v preglednici 5.1. Na sliki 5.2 tako grafično prikazujemo regresijski premici med ocenjeno $f_{c,ocena}$ in merjeno $f_{c,merjeno}$ vrednostjo.

Na sliki 5.2 (a) je ocenjena vrednost določena z eksplicitno zvezo v primeru (e), to je z upoštevanjem meritev $v_{p,k}$ in $f_{c,surf}$, medtem ko je na sliki 5.2 (b) ocenjena vrednost določena z eksplicitno zvezo, podano v primeru (f*), pri čemer upoštevamo meritev $v_{p,k}$ in G . V prvem primeru znaša koeficient determinacije med $f_{c,ocena}$ in $f_{c,merjeno}$ 0,8080; povprečna mera raztrosa δ 1,0020 in pripadajoči koeficient variacije mere raztrosa V_δ 0,2847. V drugem primeru so vse tri količine nekoliko višje. Koeficient determinacije tako znaša 0,8289; povprečna mera raztrosa 1,0025 in pripadajoči koeficient variacije mere

raztrosa 0,3107. V medsebojni primerjavi učinkovitosti posamezne eksplicitne zveze opazimo, da je v obeh primerih dosežena primerljiva povprečna mera raztrosa, medtem ko je v drugem primeru V_δ okoli 8 % višja kot v prvem primeru. Pri tem v drugem primeru dosežemo okoli 3 % višjo vrednost R^2 . Na podlagi omenjene analize sklepamo, da z eksplicitno zvezo primera (e) učinkoviteje napovemo preostalo tlačno trdnost betona.



Slika 5.2: Učinkovitost dveh predlaganih regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami za oceno f_c na podlagi meritev: (a) $v_{p,k}$ in $f_{c,surf}$ in (b) $v_{p,k}$ in G .

Figure 5.2: Efficiency of two proposed regression models with explicit relationship for the estimation of the f_c based on measured: (a) $v_{p,k}$ and $f_{c,surf}$, and (b) $v_{p,k}$ and G .

5.1.3 Ocena preostale upogibne natezne trdnosti betona

Regresijske modele z eksplicitnimi zvezami za oceno preostale upogibne natezne trdnosti betona f_{ct} z najvišjim \bar{R}^2 in pripadajočim R^2 ter RMSE za primere (a) do (f) podajamo v preglednici 5.2. Izkaže se, da vrednost f_{ct} najboljše ocenimo v primeru (d), ko v naboru neodvisnih spremenljivk upoštevamo le vrednost G . V tem primeru znaša \bar{R}^2 0,9944; pripadajoči R^2 0,9945 in RMSE 0,22. Enake vrednosti dosežemo tudi v primeru (c), ko ocenimo f_{ct} na podlagi vrednosti E_d . Opazimo, da z dodajanjem $v_{p,p}$ v regresijski model, primer (f), dosežemo nekoliko nižji koeficient determinacije pri oceni f_{ct} . V primeru ocene f_{ct} le na podlagi neporušnih metod, ki so izvedljive neposredno na terenu, regresijski model z eksplicitno zvezo z najvišjim \bar{R}^2 dosežemo v primeru (e*), ko poznamo vrednosti $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$. V tem primeru \bar{R}^2 znaša 0,9688; R^2 0,9692 in RMSE 0,50. Z upoštevanjem zgolj $v_{p,p}$, primer (a) doseže za okoli 10 % nižji \bar{R}^2 , medtem ko poznavanje zgolj $f_{c,surf}$, primer (b*), ne zadošča uspešni oceni iskane količine.

Preglednica 5.2: Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno f_{ct} .

Table 5.2: Regression models with the explicit relationships for the estimation of the f_{ct} .

Primer	Eksplicitna zveza	\bar{R}^2	R^2	RMSE
(a)	$f_{ct} = 0,5839 v_{p,p}^2$	0,8666	0,8666	1,08
(b*)	$f_{ct} = 0,1154 f_{c,surf}$	0,3659	0,3659	2,26

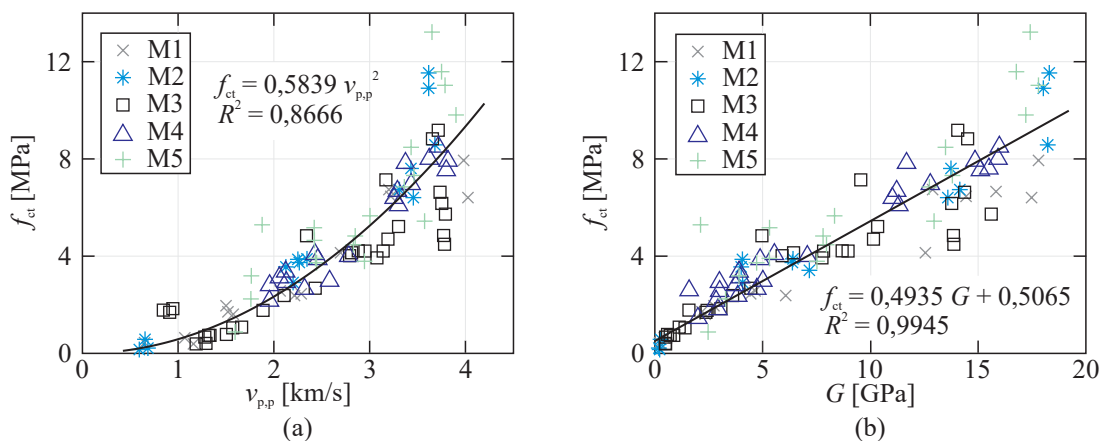
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 5.2

(c)	$f_{ct} = 0,6016 E_d^{0,7031}$	0,9943	0,9943	0,22
(d)	$f_{ct} = 0,4935 G + 0,5065$	0,9944	0,9945	0,22
(e*)	$f_{ct} = 0,3341 v_{p,p}^2 + 0,01784 v_{p,p} f_{c,surf}$	0,9688	0,9692	0,50
(f)	$f_{ct} = -0,6243 + 0,8213 G + 0,8151 v_{p,p} + 0,03251 G^2 - 0,2583 G v_{p,p}$	0,9746	0,9756	0,47

Opazili smo tudi, da so vrednosti RMSE v primeru eksplicitnih zvez za oceno f_{ct} mnogo nižje kot v primeru zvez za oceno f_c . Na podlagi zelo visokih vrednosti R^2 in nizkih RMSE sklepamo, da f_{ct} lahko zelo dobro ocenimo že na podlagi regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami.

Na sliki 5.3 prikazujemo regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno f_{ct} , pri čemer je ena zveza določena na podlagi meritev, ki jih lahko opravimo neposredno na terenu, druga pa na podlagi meritev, ki so izvedljive v laboratoriju. Na sliki 5.3 (a) prikazujemo regresijski model z eksplicitno zvezo, primer (a), med vrednostmi f_{ct} in $v_{p,p}$, na sliki 5.3 (b) pa eksplicitno zvezo v primeru (d), kjer upoštevamo zvezo med f_{ct} in G .



Slika 5.3: Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno f_{ct} , temelječ na: (a) $v_{p,p}$ in (b) G .
Figure 5.3: Regression models with explicit relationships for the estimation of the f_{ct} based on: (a) $v_{p,p}$, and (b) G .

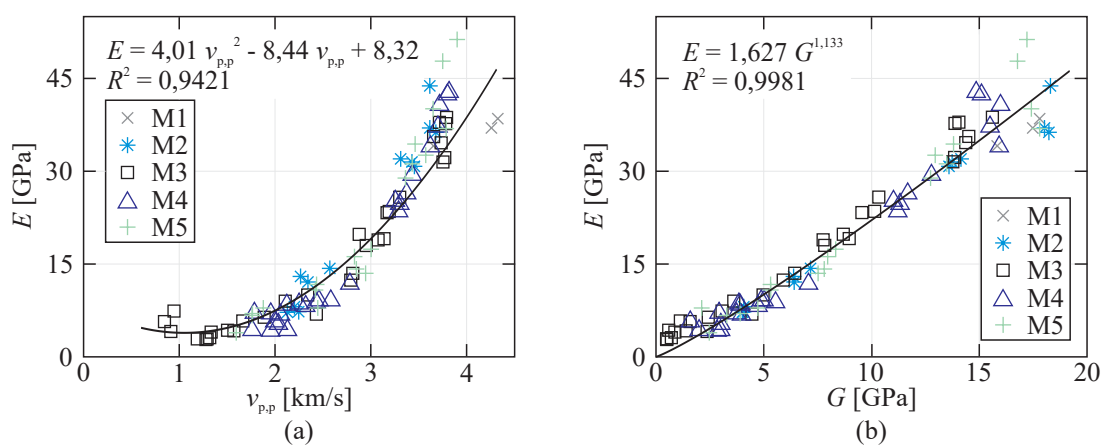
5.1.4 Ocena preostalega modula elastičnosti betona

Eksplicitne zveze za oceno preostalega modula elastičnosti betona E za primere (a) do (f), s pripadajočimi merami za uspešnost podane zveze, podajamo v preglednici 5.3. Podobno, kot v prejšnjih dveh poglavjih, na sliki 5.4 prikazujemo regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno E , pri tem slika 5.4 (a) prikazuje regresijski model z eksplicitno zvezo v primeru (a), slika 5.4 (b) pa eksplicitno zvezo v primeru (d).

Preglednica 5.3: Regresijski modeli z eksplicitnimi zvezami za oceno E .Table 5.3: Regression models with the explicit relationships for the estimation of the E .

Primer	Eksplicitna zveza	\bar{R}^2	R^2	RMSE
(a)	$E = 4,01 v_{p,p}^2 - 8,44 v_{p,p} + 8,32$	0,9407	0,9421	3,36
(b*)	$E = 4,25 e^{0,03681 f_{c,surf}}$	0,2214	0,2307	12,16
(c)	$E = 6,272 e^{0,04851 E_d}$	0,9951	0,9951	0,97
(d)	$E = 1,627 G^{1,133}$	0,9981	0,9981	0,60
(f)	$E = 7,186 + 1,118 G - 5,376 v_{p,p} + 0,3051 G v_{p,p} + 1,103 v_{p,p}^2$	0,9911	0,9915	1,30

Vrednost E najboljše ocenimo v primeru (d) na podlagi vrednosti G . V tem primeru znašata \bar{R}^2 in R^2 0,9981; pripadajoči RMSE pa 0,60. Enak \bar{R}^2 dosežemo tudi v primeru (c), kjer E ocenimo na podlagi vrednosti E_d . V primeru (f), ko poleg vrednosti G kot vhodni podatek upoštevamo tudi $v_{p,p}$, dobimo podobne rezultate kot v primeru brez upoštevanja $v_{p,p}$. Opazimo tudi, da v primeru uporabe neporušnih metod, ki so izvedljive neposredno na terenu, vrednost E zelo dobro ocenimo v primeru (a) zgolj na podlagi $v_{p,p}$. V tem primeru \bar{R}^2 znaša 0,9407; R^2 0,9421 in RMSE 3,36. V primeru hkratnega poznavanja $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$, primer (e), vrednost $f_{c,surf}$ ne prispeva k izboljšanju omenjenega regresijskega modela, zaradi tega ga ne vključujemo v preglednico 5.3. Podobno kot v prejšnjih dveh primerih, tudi v tem primeru, zgolj s poznavanjem $f_{c,surf}$, primer (b), ne moremo sprejemljivo oceniti vrednosti E . V primeru (d) opazimo, da dosežemo zelo visok koeficient determinacije, medtem ko je vrednost RMSE približno trikrat višja kot pri oceni f_{ct} na podlagi enakih vhodnih podatkov. Kljub visoki vrednosti R^2 je za uspešen regresijski model potrebna čim nižja vrednost korena povprečne kvadratne napake [96].

Slika 5.4: Regresijska modela z eksplicitnimi zvezami za oceno E , temelječ na: (a) $v_{p,p}$ in (b) G .Figure 5.4: Regression models with explicit relationships for the estimation of the E based on: (a) $v_{p,p}$, and (b) G .

5.2 Umetne nevronske mreže

5.2.1 Predstavitev

Eden izmed nelinearnih regresijskih modelov so tudi umetne nevronske mreže, ki so napredno numerično orodje za obdelavo podatkov. Delovanje umetne nevronske mreže poteka na način, da nevronska mreža na podlagi učenja iz znanih primerov pridobi informacije, ki jih nato uporabi pri svojem nadaljnjem delovanju, s čimer posnema delovanje biološkega živčnega sistema. Sestavlja jo veliko število nevronov in njihovih uteži, ki jih moramo pri vsaki novi aplikaciji posebej prilagoditi preko procesa učenja [101]. Nevroni so v usmerjeni umetni nevronske mreži razporejeni v vsaj tri različne plasti, in sicer vhodno, eno ali več skritih in izhodno plast. Učenje nevronske mreže nato poteka preko iterativnega procesa prilagajanja parametrov dane umetne nevronske mreže poznanim vhodnim in izhodnim podatkom. Pri tem ločimo različne arhitekture nevronskih mrež, ki povedo, kako se v procesu učenja širijo informacije. Te lahko prehajajo le v smeri od vhodne proti izhodni plasti, kar predstavljajo usmerjene nevronske mreže, ali pa je prehod informacij omogočen v obe smeri, kar predstavljajo rekurzivne nevronske mreže [102]. Umetne nevronske mreže so zelo zmogljive, natančne in vsestranske, še posebno dobro pa delujejo na velikem številu podatkov. Kot navaja Hornik s sodelavci [103], lahko usmerjena nevronska mreža aproksimira katero koli merljivo funkcijo, pri čemer nima teoretičnih omejitev. Poglobljeno teoretično ozadje umetnih nevronskih mrež je podrobneje predstavljeno v številni literaturi [29, 30, 95, 101].

V nadaljevanju smo uporabili različne geometrije usmerjenih nevronskih mrež, pri čemer smo spreminjali število skritih plasti kot tudi število nevronov v posamezni plasti. Aktivacija posameznega nevrona v skriti plasti je pogojena z aktivacijsko funkcijo, v našem primeru je to hiperbolična tangencialna Sigmoidna funkcija, ki zajema vrednosti na intervalu $[-1, 1]$, in je podrobneje predstavljena v [104]. Zaradi majhnega števila eksperimentalnih rezultatov za oceno preostale mehanske lastnosti betona, kot je predlagano v [105], zadostujeta največ dve skriti plasti nevronov. Poleg tega lahko izbira velikega števila nevronov v posamezni skriti plasti vodi do preveč naučene (angl. *overtraining*) nevronske mreže, kot je to predstavljeno v [106]. Nabor eksperimentalnih rezultatov je bil razdeljen na vhodne ($v_{p,k}$, $v_{p,p}$, $f_{c,surf}$, T in v/c razmerje) in izhodne (f_c , f_{ct} in E) podatke, imenovane vhodno-izhodni pari. Za izboljšanje posploševanja in v izogib prevelikega prilagajanja eksperimentalnim podatkom (angl. *overfitting*) smo uporabili tehniko navzkrižne validacije (angl. *cross-validation*). Pri tem so bili vhodno-izhodni pari naključno razdeljeni v pet različnih sklopov. Vakharia in Gujar sta predhodno to metodo uspešno uporabila pri oceni tlačne trdnosti betona in sestavi portlandskega cementa [105]. Kot smo že omenili, smo vhodno-izhodne pare razdelili v pet sklopov, teh pet sklopov pa nato še v dve skupini. Učna skupina je vsebovala 80 % naključno izbranih parov, kar predstavljajo pari, razvrščeni v štiri naključne sklope. Ta skupina je bila pri učenju nevronske mreže uporabljena za določitev posameznih uteži in pragov posameznega nevrona v skritih plasteh. Za učenje nevronskih mrež smo uporabili dva različna algoritma, in sicer Levenberg-Marquardtovega in Bayesovo regularizacijo [102]. Prvi je zelo široko uporabljen pri učenju nevronskih mrež, medtem ko se slednji pogosto uporablja za izboljšanje posploševanja umetne nevronske mreže. Učinkovitost umetne nevronske mreže je bila nato preverjena na drugi skupini podatkov, imenovani testna skupina, ki je vključevala preostale vhodno-izhodne pare (to je 20 %) oziroma preostali sklop. Navzkrižna validacija je bila izvedena petkrat, pri čemer je bil sklop podatkov, vključen v testno skupino, vedno različen. Natančnost učenja smo merili s količinama R^2 in RMSE. Vrednost R^2

pri posamezni geometriji nevronske mreže in pri enakih vhodnih podatkih je bila določena kot povprečna vrednost vseh petih opravljenih navzkrižnih validacij. Umetne nevronske mreže z navzkrižno validacijo smo analizirali v računalniškem programskem okolju Matlab [107].

Pri obravnavi regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami smo pregledali različne kombinacije med rezultati neporušnih raziskav in preostalimi mehanskimi lastnostmi betona. V nadaljevanju pa se osredotočimo le na rezultate meritev neporušnih metod, ki so neposredno izvedljive na terenu. Tako pri ocenjevanju preostalih mehanskih lastnosti z umetnimi nevronskimi mrežami izhajamo iz rezultatov UZ meritev, katerim v nadaljevanju dodajamo ostale parametre, ki jih o konstrukciji ne terenu poznamo. Tako lahko izmerimo $f_{c,surf}$, podatek o v/c razmerju lahko pridobimo iz ustrezne projektne dokumentacije, medtem ko je določitev najvišje dosežene temperature T med požarom zahtevnejša. Ob poznavanju določenih informacij o deformiranju konstrukcije in z ustreznimi numeričnimi metodami lahko uspešno določimo tudi najvišje dosežene temperature med požarom [108], vendar je postopek za vsakodnevno inženirsko prakso dokaj zahteven. Kljub navedenemu v nadaljevanju prikazujemo usmerjene nevronske mreže, pri katerih je eden izmed vhodnih parametrov tudi podatek o najvišji doseženi temperaturi med segrevanjem.

Kot smo že omenili, smo v analizah poleg števila skritih plasti in števila nevronov v posamezni plasti, spreminjali tudi število nevronov v prvi, vhodni plasti posamezne usmerjene umetne nevronske mreže. Tako smo v primeru:

- (a) izbrano preostalo mehansko lastnost betona ocenili zgolj na podlagi vrednosti $v_{p,k}$ oziroma $v_{p,p}$,
- (b) to ocenili na podlagi vrednosti $v_{p,k}$ oziroma $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$,
- (c) vrednostim iz primera (b) dodali podatek o v/c razmerju betonske mešanice,
- (d) vrednostim iz primera (b) dodali podatek o najvišji doseženi temperaturi T med segrevanjem,
- (e) preostalo mehansko lastnost ocenili na podlagi vrednosti $v_{p,k}$ oziroma $v_{p,p}$, $f_{c,surf}$, v/c razmerja in T .

S tem smo želeli raziskati vpliv vhodnih parametrov na oceno izbrane preostale mehanske lastnosti betona, pri čemer smo s povprečno vrednostjo R^2 spremljali uspešnost učenja nevronske mreže. Pri tem izhodna plast nevronske mreže vključuje vrednosti f_c (predstavljeno v poglavju 5.2.2), f_{ct} (poglavje 5.2.3) in E (poglavje 5.2.4). V nadaljevanju prikazujemo le rezultate, dobljene z Levenberg-Marquardtovim učnim algoritmom, medtem ko so rezultati, dobljeni z Bayesovo regularizacijo predstavljeni v [109]. Pri primerjavi najvišjih povprečnih R^2 , določenih pri Levenberg-Marquardtovem algoritmu ali pri Bayesovi regularizaciji, pride do odstopanja največ 2 % v primeru ocenjevanja f_{ct} , pri čemer slednji poda nižji R^2 . V preglednicah 5.4 do 5.6 prikazujemo uspešnost učenja usmerjenih nevronskih mrež s povprečno vrednostjo R^2 vseh petih navzkrižnih validacij. Na podlagi petih vrednosti R^2 , določenih pri posameznem sklopu, določimo tudi koeficient variacije za R^2 , s čimer prikažemo razpršitev R^2 okoli njegove povprečne vrednosti. Odebeljene vrednosti v preglednicah 5.4 do 5.6 pri vsakem obravnavanem primeru predstavljajo najvišje povprečne vrednosti R^2 . Posamezni stolpec, v omenjenih preglednicah, predstavlja različne primere vhodnih podatkov (a do e), medtem ko posamezna vrstica predstavlja izbrano geometrijo usmerjene nevronske mreže (geometrija NM), pri čemer vsaka številka predstavlja število nevronov v posamezni skriti plasti.

5.2.2 Ocena preostale tlačne trdnosti betona

V nadaljevanju prikazujemo rezultate ocene preostale tlačne trdnosti betona z umetnimi nevronskimi mrežami različnih geometrij in pri upoštevanju različnih vhodnih podatkov, navedenih pri primerih (a) do (e). Uspešnost učenja prikazujemo v preglednici 5.4, kjer so podani posamezni povprečni R^2 .

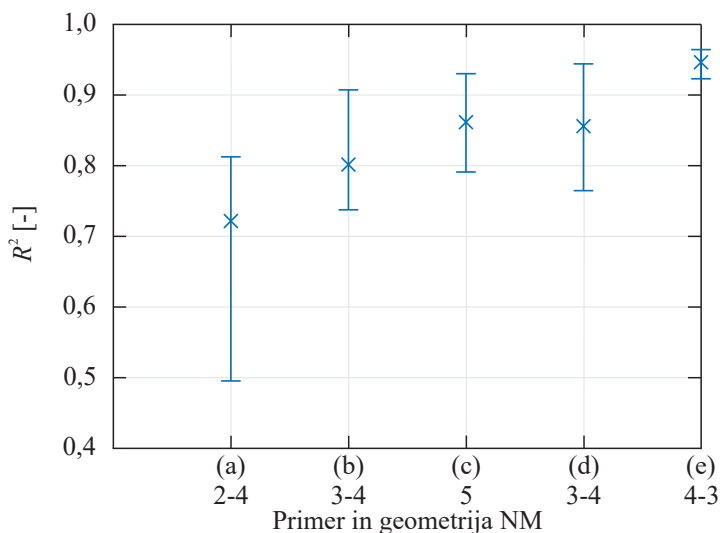
Opazimo, da z upoštevanjem vseh vhodnih podatkov (to je $v_{p,k}$, $f_{c,surf}$, v/c razmerja in najvišjo doseženo T med segrevanjem) najboljše ocenimo f_c . Povprečni R^2 v tem primeru znaša 0,9464; koeficient variacije za R^2 pa 0,0165. V tem primeru opazimo, da bi bila sprejemljiva tudi izdelava le ene usmerjene nevronske mreže, saj so posamezne vrednosti R^2 med seboj primerljive. Ni pa temu vedno tako. V primeru (a) opazimo, da pripadajoči koeficient variacije za R^2 pri najvišji doseženi povprečni vrednosti R^2 , znaša 0,1782. Tako opazimo, da se z dodajanjem vhodnih podatkov povečuje povprečna vrednost R^2 in zmanjšuje pripadajoči koeficient variacije za R^2 . To je opaziti tudi na sliki 5.5, kjer prikazujemo minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene za nevronske mreže z najvišjimi R^2 za oceno f_c v primerih (a) do (e).

Preglednica 5.4: Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronskih mrež in vhodnih podatkih za oceno f_c .

Table 5.4: Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the f_c .

Geometrija NM	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
1	0,7122	0,7504	0,8039	0,8019	0,9117
2	0,7102	0,7495	0,8314	0,8089	0,9223
3	0,7077	0,7587	0,8450	0,8373	0,9385
4	0,7202	0,7777	0,8437	0,8524	0,9358
5	0,7033	0,7769	0,8616	0,8435	0,9218
1-1	0,7102	0,7352	0,8049	0,7997	0,9089
1-2	0,7087	0,7363	0,8170	0,7997	0,9210
1-3	0,7128	0,7464	0,8176	0,8106	0,9181
1-4	0,7078	0,7400	0,8070	0,8054	0,9178
2-1	0,6969	0,7962	0,8150	0,8442	0,9221
2-2	0,7024	0,7558	0,8182	0,8173	0,9247
2-3	0,7148	0,7474	0,8292	0,8334	0,9117
2-4	0,7217	0,7676	0,8216	0,8250	0,9254
3-1	0,7149	0,7833	0,8359	0,8545	0,9286
3-2	0,7167	0,7831	0,8144	0,8313	0,9361
3-3	0,7164	0,7644	0,8480	0,8342	0,9052
3-4	0,7164	0,8016	0,8356	0,8559	0,9320
4-1	0,7191	0,7796	0,8536	0,8293	0,9393
4-2	0,7068	0,7902	0,8460	0,8421	0,9319
4-3	0,7157	0,7756	0,8597	0,8496	0,9464
4-4	0,7117	0,7627	0,8468	0,8491	0,9194

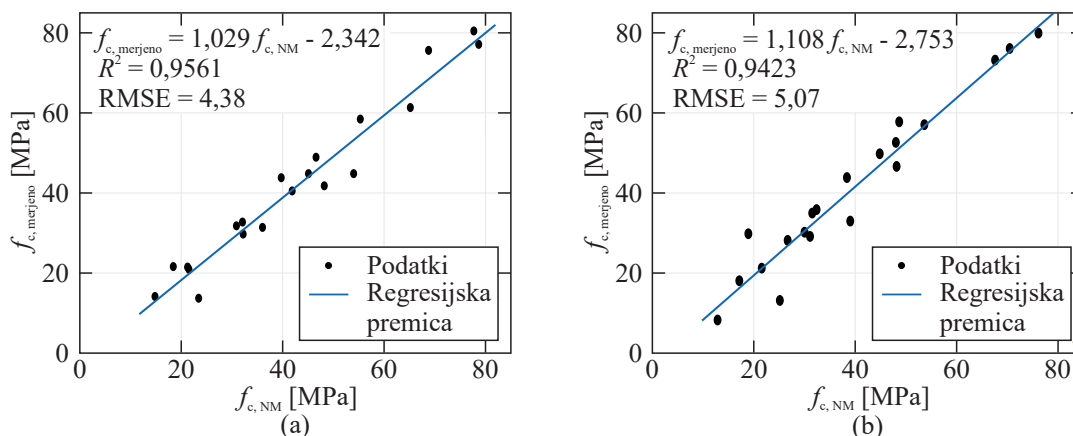
V primeru, da vhodni podatki poleg rezultatov neporušnih meritev ločeno vsebujejo podatka o v/c razmerju, primer (c), in T , primer (d), je povprečna vrednost R^2 okoli 10 % nižja. V primeru (b), ko so upoštevani le podatki neporušnih meritev, povprečni R^2 znaša 0,8016 oziroma okoli 15 % manj kot v primeru (e).

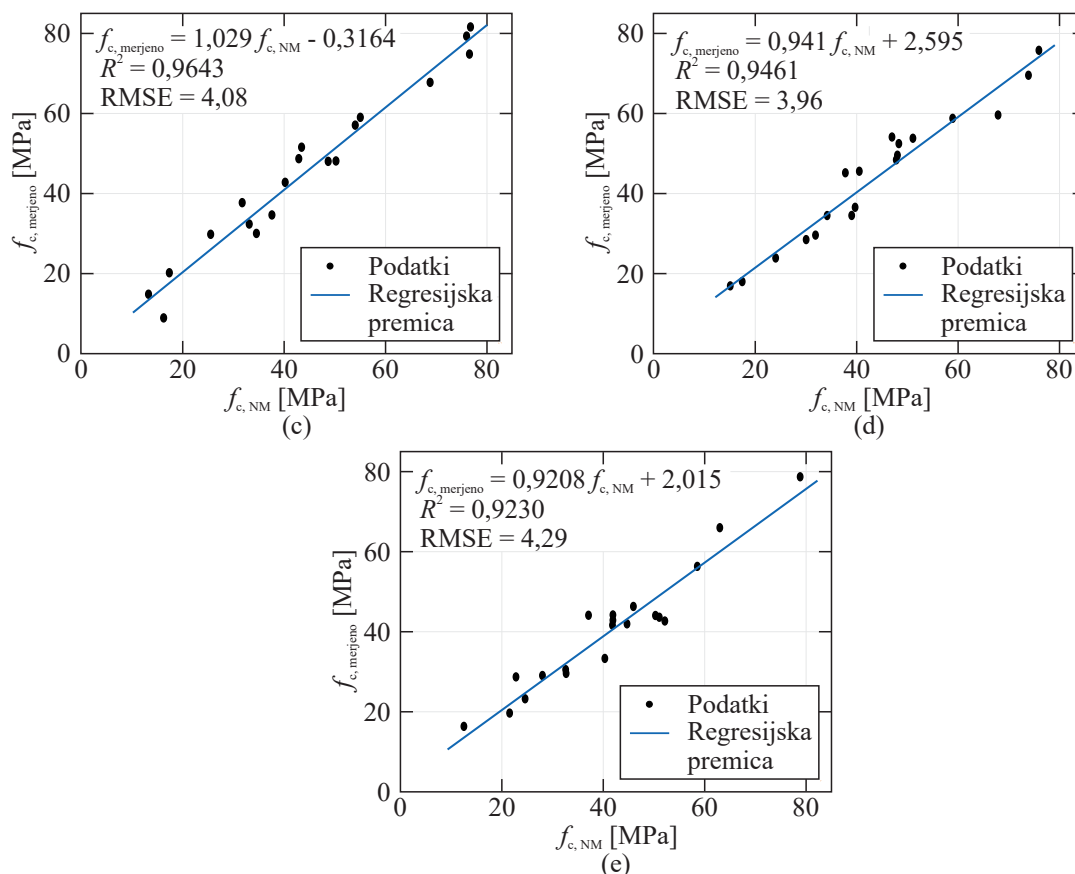


Slika 5.5: Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno f_c pri posameznih obravnavanih primerih (a) do (e).

Figure 5.5: The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the f_c in cases (a) to (e).

Na sliki 5.6, za vsakega izmed petih sklopov testnih podatkov, prikazujemo primerjavo med merjenimi $f_{c, \text{merjeno}}$ in izračunanimi $f_{c, \text{NM}}$ vrednostmi z umetno nevronske mreže, ki je pri petkratni navzkrižni validaciji dosegla najvišji povprečni R^2 . Za oceno uspešnosti učenja uporabljenih umetnih nevronske mreže, na sliki 5.6 podajamo tudi posamezne vrednosti RMSE, pri čemer manjša napaka med merjenimi in izračunanimi vrednostmi kaže na boljšo uspešnost učenja. Najmanjša RMSE, to je 3,96, je bila dosežena v četrtem testnem sklopu, medtem ko je bila največja, 5,07, dosežena v drugem testnem sklopu podatkov.





Slika 5.6: Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mrežo z najvišjim povprečnim R^2 , $f_{c, NM}$, in merjenim $f_{c, merjeno}$ s petkratno navzkrižno validacijo na naslednjih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.

Figure 5.6: Regression lines between the best estimation $f_{c, NM}$ with ANN and measured $f_{c, merjeno}$ using five-fold cross-validation method for next folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold.

5.2.3 Ocena preostale upogibne natezne trdnosti betona

Za primere (a) do (f) v nadaljevanju prikazujemo rezultate ocene preostale upogibne natezne trdnosti betona z umetnimi nevronskimi mrežami različnih geometrij. Uspešnost učenja prikazujemo v preglednici 5.5, kjer so podani posamezni povprečni R^2 .

Preglednica 5.5: Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronskih mrež in vhodnih podatkih za oceno f_{ct} .

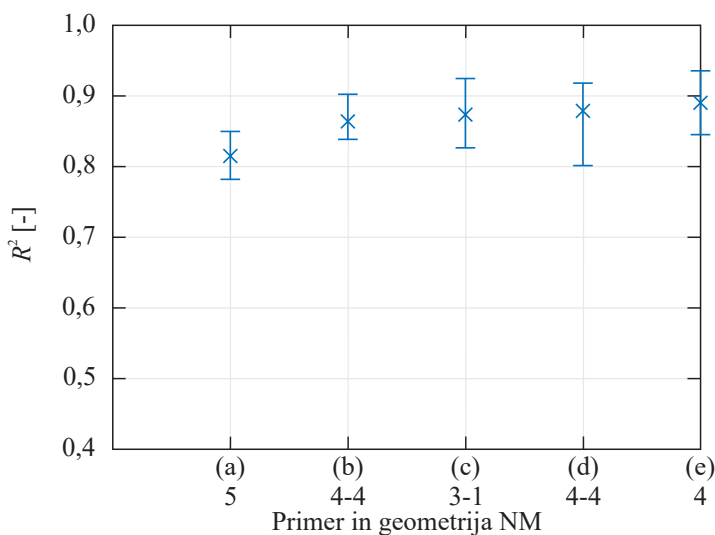
Table 5.5: Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the f_{ct} .

Geometrija NM	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
1	0,7994	0,8187	0,8461	0,8222	0,8420
2	0,8054	0,8512	0,8561	0,8523	0,8756

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 5.5

3	0,8080	0,8446	0,8716	0,8601	0,8747
4	0,8092	0,8585	0,8537	0,8681	0,8904
5	0,8151	0,8446	0,8734	0,8669	0,8791
1-1	0,8009	0,8497	0,8649	0,8460	0,8640
1-2	0,8079	0,8517	0,8652	0,8556	0,8567
1-3	0,8076	0,8514	0,8565	0,8425	0,8565
1-4	0,8072	0,8471	0,8691	0,8418	0,8611
2-1	0,8076	0,8547	0,8709	0,8426	0,8613
2-2	0,8108	0,8604	0,8653	0,8536	0,8685
2-3	0,8108	0,8420	0,8720	0,8564	0,8732
2-4	0,8101	0,8473	0,8708	0,8556	0,8695
3-1	0,8101	0,8500	0,8736	0,8488	0,8640
3-2	0,8084	0,8534	0,8713	0,8581	0,8790
3-3	0,8092	0,8520	0,8721	0,8615	0,8768
3-4	0,8101	0,8611	0,8695	0,8607	0,8752
4-1	0,8099	0,8614	0,8646	0,8501	0,8783
4-2	0,8100	0,8564	0,8660	0,8662	0,8758
4-3	0,8102	0,8550	0,8623	0,8646	0,8814
4-4	0,8108	0,8640	0,8701	0,8789	0,8800

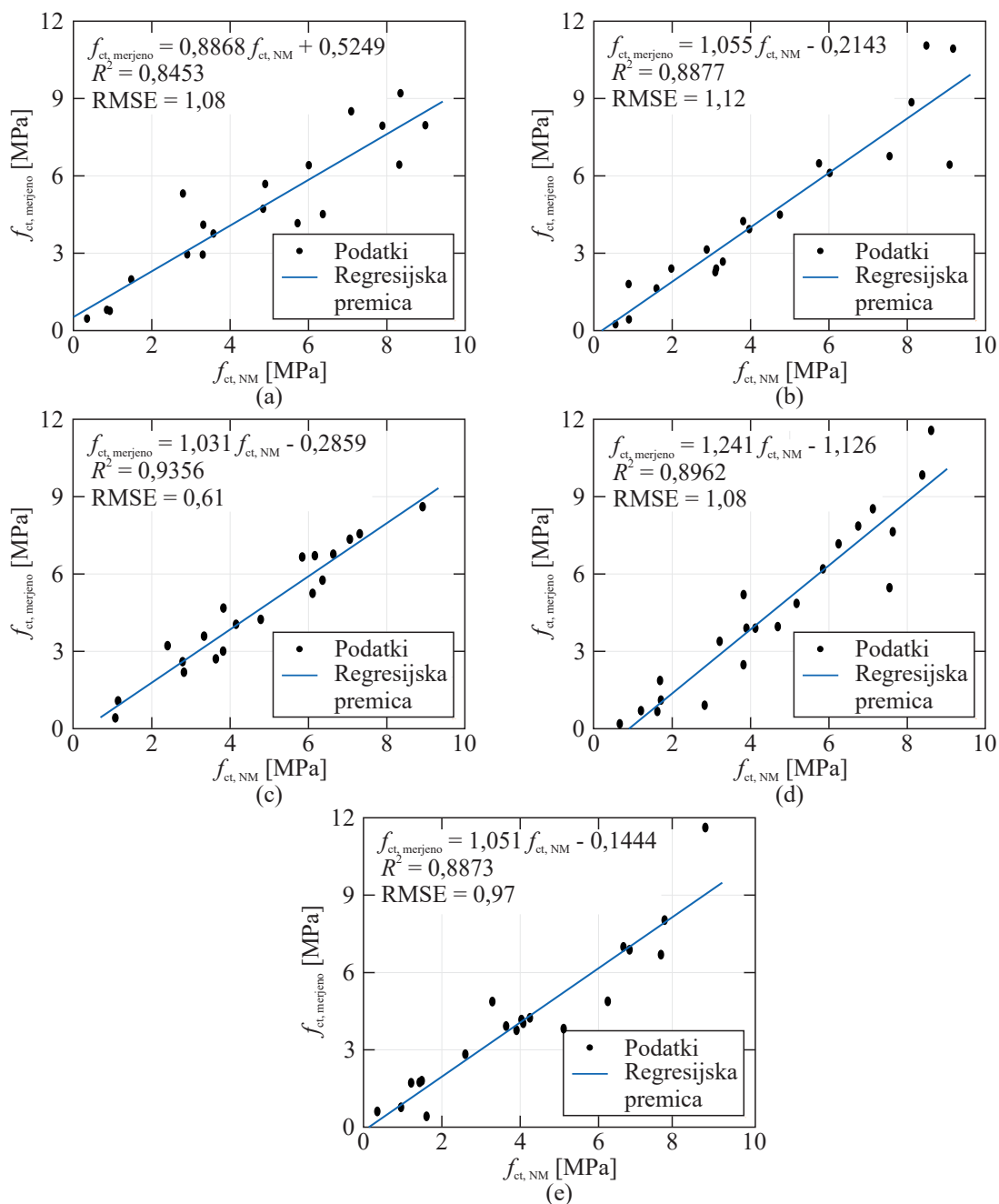


Slika 5.7: Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno f_{ct} pri posameznih obravnavanih primerih.

Figure 5.7: The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the f_{ct} in cases (a) to (e).

Podobno, kot pri oceni f_c , tudi tukaj najbolje ocenimo f_{ct} z nevronske mreže, ki upošteva vse vhodne podatke, vendar ima le eno skrito plast nevronov. V tem primeru znaša povprečna vrednost R^2 0,8904; pripadajoči koeficient variacije za R^2 pa 0,0361. Primerljive povprečne vrednosti R^2 dosežemo tudi v

primerih (b), (c) in (d). Na sliki 5.7 prikazujemo minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene za nevronske mreže z najvišjim R^2 , za oceno f_{ct} , v primerih (a) do (e).



Slika 5.8: Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mreže z najvišjim povprečnim R^2 , $f_{ct, NM}$, in merjenim $f_{ct, merjeno}$ s petkratno navzkrižno validacijo na posameznih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.
 Figure 5.8: Regression lines between the best estimation $f_{ct, NM}$ with ANN and measured $f_{ct, merjeno}$ using five-fold cross-validation method for individual folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold.

Na sliki 5.8 za vsakega izmed petih sklopov testnih podatkov prikazujemo primerjavo med merjenimi

$f_{ct, \text{merjeno}}$ in izračunanimi $f_{ct, \text{NM}}$ vrednostmi z umetno nevronske mrežo, ki je pri petkratni navzkrižni validaciji dosegla najvišji povprečni R^2 .

Pri tem je bil v drugem sklopu dosežen največji RMSE, to je 1,12; v tretjem sklopu pa najnižji RMSE, to je 0,61. V primerjavi s predstavljenimi RMSE pri oceni f_c , v tem primeru dosegamo veliko nižje vrednosti, kar pomeni, da je odstopanje med $f_{ct, \text{merjeno}}$ in $f_{ct, \text{NM}}$ predlagane usmerjene nevronske mreže manjše, kot pri usmerjeni nevronske mreži za oceno f_c . Pri tem pa ne smemo pozabiti, da je povprečna vrednost R^2 v primeru ocene f_{ct} okoli 6 % nižja od povprečne vrednosti R^2 v primeru ocene f_c .

5.2.4 Ocena preostalega modula elastičnosti betona

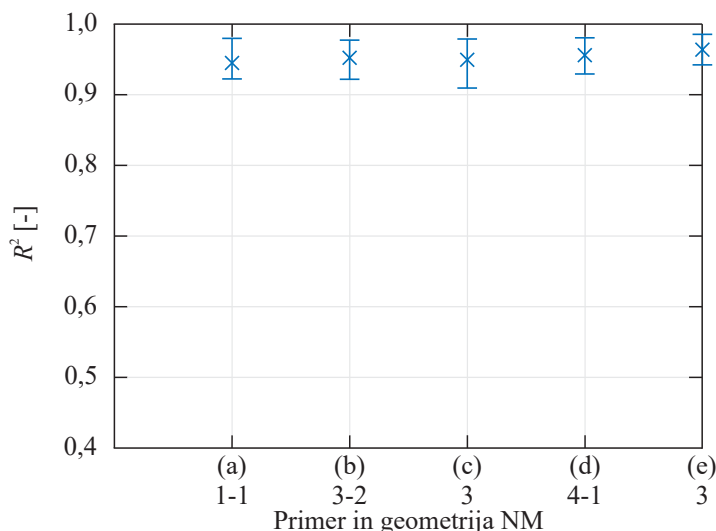
Rezultate ocene preostalega modula elastičnosti betona z umetnimi nevronske mrežami različnih geometrij in pri upoštevanju vhodnih podatkov navedenih v primerih (a) do (e) prikazujemo v nadaljevanju. Uspešnost učenja podajamo v preglednici 5.6, kjer so podane posamezne povprečne vrednosti R^2 .

Preglednica 5.6: Povprečne vrednosti R^2 , določene na testni skupini podatkov pri različnih geometrijah nevronske mreže in vhodnih podatkih za oceno E .

Table 5.6: Average values of R^2 obtained from different ANN's geometry and various input parameters for the prediction of the E .

Geometrija NM	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
1	0,9431	0,9418	0,9404	0,9541	0,9558
2	0,9420	0,9452	0,9486	0,9519	0,9580
3	0,9427	0,9470	0,9495	0,9533	0,9638
4	0,9428	0,9475	0,9422	0,9541	0,9568
5	0,9407	0,9397	0,9463	0,9541	0,9636
1-1	0,9450	0,9417	0,9413	0,9533	0,9556
1-2	0,9415	0,9410	0,9407	0,9528	0,9561
1-3	0,9414	0,9420	0,9422	0,9512	0,9562
1-4	0,9424	0,9410	0,9428	0,9535	0,9545
2-1	0,9391	0,9403	0,9404	0,9537	0,9558
2-2	0,9421	0,9433	0,9489	0,9520	0,9549
2-3	0,9420	0,9383	0,9454	0,9528	0,9571
2-4	0,9402	0,9404	0,9428	0,9549	0,9543
3-1	0,9442	0,9387	0,9344	0,9528	0,9594
3-2	0,9445	0,9523	0,9424	0,9542	0,9576
3-3	0,9427	0,9486	0,9412	0,9535	0,9622
3-4	0,9428	0,9483	0,9422	0,9521	0,9589
4-1	0,9413	0,9438	0,9466	0,9560	0,9571
4-2	0,9396	0,9484	0,9451	0,9503	0,9540
4-3	0,9393	0,9496	0,9409	0,9537	0,9563
4-4	0,9410	0,9462	0,9415	0,9527	0,9568

Podobno, kot pri oceni f_c in f_{ct} , E najbolje ocenimo z nevronske mreže, ki upošteva vse vhodne podatke, vendar ima le eno skrito plast nevronov. V tem primeru znaša povprečna vrednost R^2 0,9638 in pripadajoči koeficient variacije za R^2 0,0185. Primerljive povprečne vrednosti R^2 dosežemo tudi v vseh ostalih primerih, vendar so pri tem koeficienti variacije za R^2 nekoliko večji. V primeru (a) je dosežen največji koeficient variacije za R^2 0,0317; medtem ko v primeru (d) znaša 0,0239. Podobno kot pri f_c ponovno opazimo, da se z večanjem števila vhodnih parametrov koeficient variacije za R^2 zmanjšuje. Na sliki 5.9 prikazujemo minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene za nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno E v primerih (a) do (e).



Slika 5.9: Minimalne, povprečne in maksimalne vrednosti R^2 , določene na vseh petih sklopih testnih podatkov nevronske mreže z najvišjim R^2 za oceno E pri posameznih obravnavanih primerih (a) do (e).

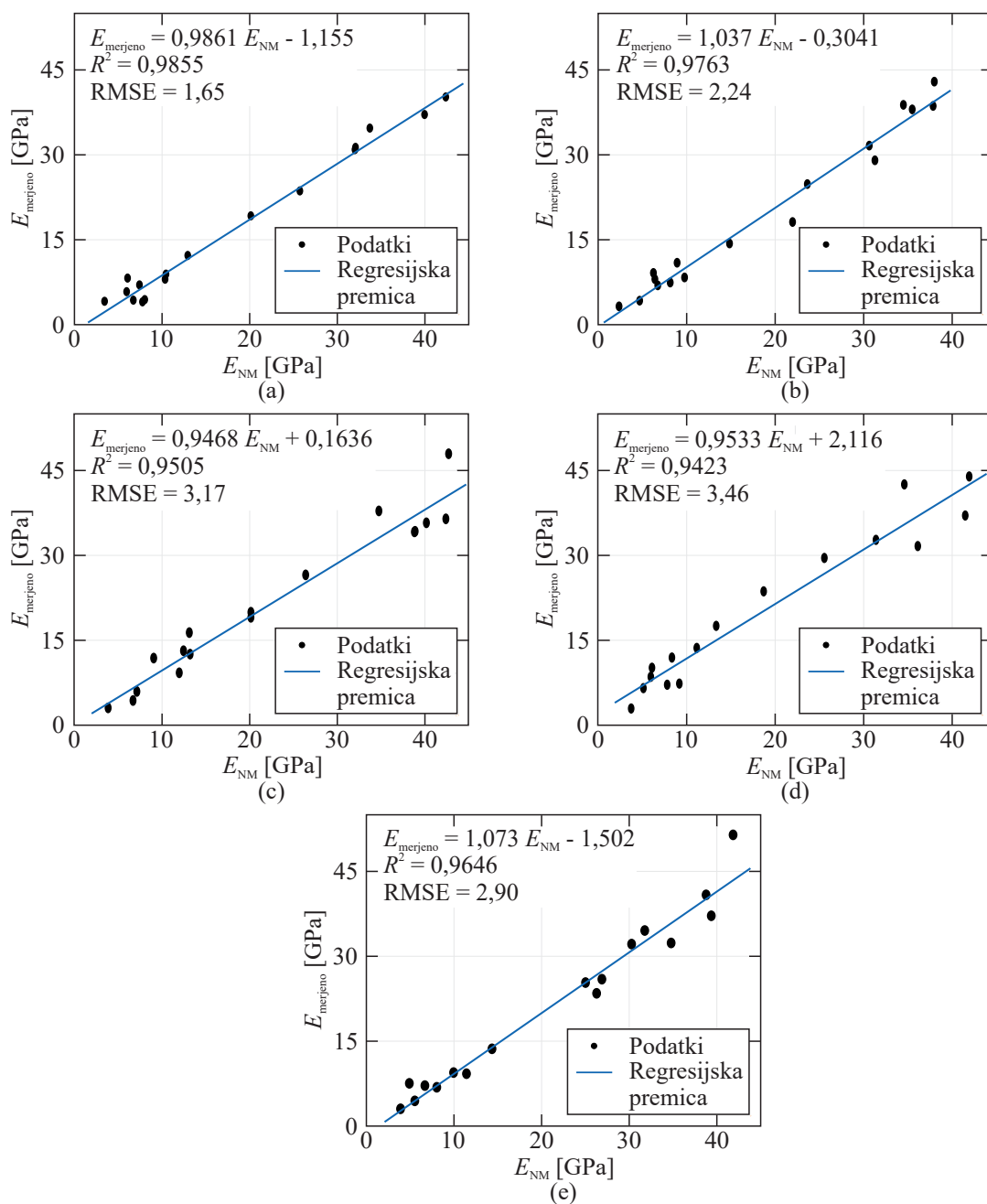
Figure 5.9: The minimum, average, and maximum values of R^2 determined on all five folds of testing data for ANN with highest R^2 for the estimation of the E in cases (a) to (e).

Na sliki 5.10 za vsakega izmed petih sklopov testnih podatkov prikazujemo primerjavo med merjenimi $E_{merjeno}$ in izračunanimi E_{NM} vrednostmi z umetno nevronske mreže, ki je pri petkratni navzkrižni validaciji dosegla najvišji povprečni R^2 . Pri tem je bil v četrtem sklopu dosežen najvišji RMSE, to je 3,46; v prvem sklopu pa je bil dosežen najnižji RMSE, to je 1,65. V primerjavi z ostalima dvema preostalima mehanskima lastnostma, v tem primeru dosežemo nižje vrednosti RMSE, kot v primeru ocene f_c , in višje, kot v primeru ocene f_{ct} .

5.3 Razprava

Preostale mehanske lastnosti betona smo ocenili z dvema različnima regresijskima modeloma. Pri oceni preostale upogibne natezne trdnosti f_{ct} betona z umetno nevronske mreže najvišji R^2 (0,8904) dosežemo v primeru poznavanja hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na prizmi $v_{p,p}$, površinske trdnosti betona $f_{c,surf}$, v/c razmerja in najvišje dosežene T med segrevanjem, medtem ko le s poznavanjem $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$ z eksplicitno zvezo boljše ocenimo omenjeno preostalo mehansko lastnost betona ($R^2 = 0,9692$). V primeru uporabe rezultatov neporušnih meritev, ki niso neposredno izvedljive na terenu (E_d oziroma G),

že z eksplicitnimi zvezami dosežemo zelo dober model ($R^2 = 0,9944$), pri čemer je tudi vrednost RMSE zelo nizka (0,22).



Slika 5.10: Regresijske premice med izračunanimi vrednostmi z umetno nevronske mreže z najvišjim povprečnim R^2 , E_{NM} , in merjenim E_{merjeno} s petkratno navzkrižno validacijo na posameznih sklopih testnih podatkov: (a) prvi sklop, (b) drugi sklop, (c) tretji sklop, (d) četrti in (e) peti sklop.

Figure 5.10: Regression lines between the best estimation E_{NM} with ANN and measured E_{merjeno} using five-fold cross-validation method for individual folds of testing data: (a) first fold, (b) second fold, (c) third fold, (d) fourth fold, and (e) fifth fold.

Vrednost preostalega modula elastičnosti E z umetno nevronske mreže najboljše ocenimo na podlagi vseh

razpoložljivih vhodnih parametrov ($v_{p,p}$, $f_{c,surf}$, v/c razmerja in T), pri čemer je R^2 enak 0,9638, medtem ko z eksplicitno zvezo na podlagi rezultatov meritev, ki jih lahko izvedemo neposredno na terenu ($v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$), dosežemo R^2 enak 0,9421. V primeru uporabe rezultatov meritev, ki so izvedljive v laboratoriju (E_d oziroma G), ponovno dosežemo zelo dober model, pri čemer znaša R^2 nad 0,99. Tako opazimo, da pri oceni f_{ct} zadošča uporaba regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami, pri čemer zelo dober model dosežemo že s poznavanjem $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$. Podobno, v primeru ocene vrednosti E , regresijski model z eksplicitnimi zvezami in poznavanjem vrednosti $v_{p,p}$ predstavlja zelo dober model. Regresijski model z eksplicitnimi zvezami za oceno vrednosti E pa lahko še izboljšamo v primeru poznavanja vrednosti E_d oziroma G . Vrednost preostalega modula elastičnosti E z umetno nevronske mreže najboljše ocenimo na podlagi vseh razpoložljivih vhodnih parametrov ($R^2 = 0,9638$), medtem ko z eksplicitno zvezo na podlagi rezultatov meritev, ki jih lahko izvedemo neposredno na terenu ($v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$), dosežemo $R^2 = 0,9421$. V primeru uporabe rezultatov meritev, ki so izvedljive v laboratoriju (E_d oziroma G), ponovno dosežemo zelo dober model, pri čemer znaša R^2 nad 0,99. Tako opazimo, da pri oceni f_{ct} zadošča uporaba regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami, pri čemer zelo dober model dosežemo že s poznavanjem $v_{p,p}$ in $f_{c,surf}$. Podobno, v primeru ocene vrednosti E , regresijski model z eksplicitnimi zvezami in poznavanjem vrednosti $v_{p,p}$, predstavlja zelo dober model. Regresijski model z eksplicitnimi zvezami za oceno vrednosti E pa lahko še izboljšamo v primeru poznavanja vrednosti E_d oziroma G .

Pri oceni preostale tlačne trdnosti betona f_c opazimo, da najboljše oceno poda usmerjena nevronska mreža na podlagi poznavanja hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov, merjenih na kocki $v_{p,k}$, površinske trdnosti betona $f_{c,surf}$, v/c razmerja in najvišje dosežene T med segrevanjem ($R^2 = 0,9464$). V primeru uporabe eksplicitnih zvez in rezultatov meritev, ki so izvedljive neposredno na terenu ($v_{p,k}$ in $f_{c,surf}$), pa najvišji R^2 znaša 0,8008. Kot smo že omenili, lahko podatek o v/c razmerju betona pridobimo iz ustrezne dokumentacije, medtem ko je določitev najvišje temperature med požarom nekoliko bolj zahtevna naloga. Med eksperimentalno raziskavo razvoj temperature lahko spremljamo s predhodno nameščenimi termočleni, kar pa ni izvedljivo na konstrukciji med in po požaru. V literaturi lahko zasledimo nekaj metod, kako oceniti najvišjo doseženo temperaturo med požarom, tako npr. Molken s sodelavci [108] podaja oceno nosilnosti konstrukcije po požaru, ki temelji na strogih metodah. Na konstrukciji po izpostavljenosti požaru se lahko izvede različne neporušne meritve, na podlagi katerih se izdelava numerični model verjetnega požarnega scenarija. Na podlagi takšnih modelov se lahko oceni razvoj požara in nato mehanski odziv konstrukcije. V delu [108] je bila izvedena popožarna analiza nosilne konstrukcije v stanovanju znotraj stanovanjskega objekta, ki je bil izpostavljen požaru. Na podlagi ocene trajanja požara, po poročanju gasilcev, in z uporabo programske opreme OZone [110] so ocenili temperaturo zraka z namenom ocene najvišje dosežene temperature v betonski plošči med požarom. Z metodo končnih elementov so nato izračunali mehanski odziv konstrukcije. Znotraj iteracijskega postopka so nato spreminjali požarni scenarij, na podlagi katerega so izračunali mehanski odziv konstrukcije, dokler računski in merjena vrednost pomika nista sovpadali. Če povzamemo, opazimo, da je z uporabo naprednih računalniških metod in meritvami na terenu, ki vključujejo meritve pomikov nosilne konstrukcije, možno določiti razvoj požara in s tem povezane najvišje dosežene temperature v okoliškem zraku kot tudi v konstrukciji. Na podlagi tako določene najvišje temperature bi nato s predlagano umetno nevronske mreže lahko ocenili f_c .

Na podlagi rezultatov opravljenih analiz, predstavljenih v poglavju 5.2.2, opažamo, da lahko tudi v primeru nepoznavanja najvišje dosežene vrednosti T med segrevanjem z usmerjenimi nevronskimi mrežami

dovolj natančno ocenimo vrednost f_c na osnovi poznavanja $v_{p,k}$, $f_{c,surf}$ in v/c razmerja.

6 NUMERIČNA METODA ZA OCENO NOSILNOSTI AB OKVIRNIH KONSTRUKCIJ PO POŽARU

V nadaljevanju predstavimo numerično metodo za oceno nosilnosti linijskih AB konstrukcij med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, ki jo je v svoji doktorski disertaciji predstavil S. Bratina [3]. V tem delu smo metodo na podlagi lastnega eksperimentalnega dela dopolnili z materialnimi parametri betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

Pri požarni analizi je vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperaturnega polja konstrukcije v primerjavi z vplivom dovedene toplote sorazmerno majhen ter ga pri računu temperaturnega polja AB konstrukcij zanemarimo. Zaradi tega lahko požarno analizo konstrukcij razdelimo na tri med seboj matematično nepovezane dele. V prvem delu določimo časovni razvoj temperature znotraj požarnega prostora, kar na kratko predstavimo v poglavju 6.1. Drugi del požarne analize, predstavljen v poglavju 6.2, zajema določitev časovnega in krajevnega spreminjanja temperatur po obravnavanem prečnem prerezu ob upoštevanju prenosa vlage v betonu. V poglavju 6.3 predstavimo tretji del, znotraj katerega določimo mehanski odziv konstrukcije na sočasno delovanje mehanske in toplotne obremenitve. V poglavju 6.4 pa podrobneje predstavimo konstitucijske zveze betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki so zajete v mehanskem delu požarne analize.

6.1 Razvoj temperature po požarnem prostoru

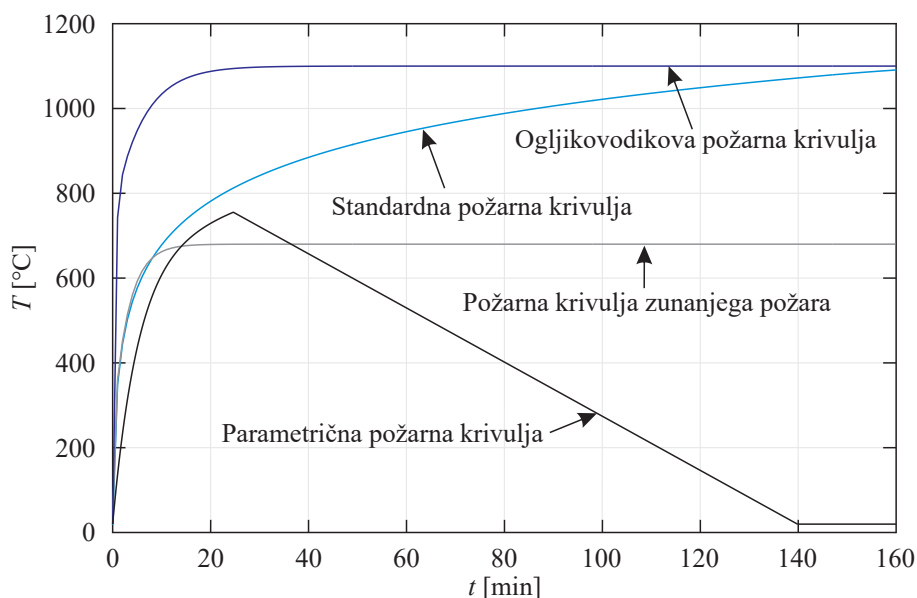
Požar je nepredvidljiv naravni proces in je odvisen od številnih dejavnikov, zaradi česar ga je matematično težko opisati. Med požarom se temperatura spreminja tako po času kot tudi po prostoru, njegov razvoj pa načeloma poteka v petih značilnih fazah [111], ki skupaj predstavljajo požarni scenarij. Prva faza zajema začetek požara, kjer pride do vžiga ter pričetka gorenja gorljivega materiala. Sledi faza rastočega požara, kjer se požar z mesta nastanka širi po požarnem prostoru. Prehod med rastočim ter polno razvitim požarom se zgodi hipno z vžigom preostalega gorljivega materiala v prostoru, kar imenujemo požarni preskok. Sledi faza polno razvitega požara, ko ogenj zajame celotno površino vseh gorljivih snovi v prostoru ter nazadnje, ko večina gorljivega materiala zgori, nastopi faza pojemajočega požara.

Pri požarno varnem načrtovanju objekta moramo med drugim zagotoviti požarno odpornost nosilne konstrukcije [112]. To lahko zagotovimo na dva načina. Prvi zajema določitev standardne požarne odpornosti [113, 114], drugi pa omogoča uporabo naprednih numeričnih modelov in s tem določitev odziva konstrukcije, izpostavljene merodajnemu požarnemu scenariju [115]. Pri določanju merodajnega požarnega scenarija moramo upoštevati kritične dejavnike, ki vplivajo na nastanek in razvoj požara. Med vplivnejše dejavnike razvoja požara sodijo geometrijske lastnosti objekta, velikost odprtin, toplotne lastnosti obodnih sten, lastnosti in količina gorljivega materiala. Modeliranje omenjenih dejavnikov, ki vplivajo na razvoj požara in s tem povezanega razvoja temperatur po prostoru, je zapletena naloga, pri čemer moramo upoštevati, da se oddana toplota po prostoru prenaša tako s konvekcijo kot tudi s sevanjem.

Najenostavnejši način določanja razvoja temperature po prostoru je z nazivnimi požarnimi krivuljami,

ki so skrajna poenostavitve realnega požara, saj temperatura v požarnem sektorju ves čas narašča, in ne upoštevajo faze ohlajanja [31, 116]. Nazivne požarne krivulje, ki jih podaja standard SIST EN 1991-1-2 [31], zajemajo standardno požarno krivuljo, ki predstavlja model polno razvitega požara v sektorju, požarno krivuljo zunanega požara in ogljikovodikovo požarno krivuljo, ki opisuje gorenje ogljikovodikov. Te krivulje se večinoma uporabljajo v eksperimentalnih raziskavah določanja požarne odpornosti posameznih konstrukcijskih elementov v požarnih laboratorijih. Na voljo imamo tudi parametrične krivulje, ki vsebujejo fazo ohlajanja, zaradi česar so realnejše in bolj primerne za globalno mehansko analizo konstrukcij, izpostavljenih naravnemu požaru. Na sliki 6.1 prikazujemo nekatere izmed omenjenih značilnih požarnih krivulj. Poleg različnih požarnih krivulj so vse pogostejše v uporabi različno natančni modeli naravnih požarov. Najpreprostejši so conski modeli, ki upoštevajo fazo ohlajanja in omogočajo dokaj dober opis razvoja polno razvitega požara v prostorih s preprosto geometrijo. Računalniški program OZone [110], ki je dvo-conski model, za določitev razvoja temperature požarni sektor razdeli na dve homogeni coni [111]. Pri tem zgornja vroča cona vsebuje vroči dim s produkti izgoravanja, medtem ko spodnja, hladnejša cona, ne vsebuje dima. Najnatančnejši pa so modeli, osnovani na dinamiki tekočin (Computational Fluid Dynamics ali CFD), ki za razliko od conskih modelov omogočajo natančnejši opis polno razvitega in lokaliziranega požara, saj uporabljajo kompleksne numerične metode za reševanje sistema parcialnih diferencialnih enačb, s katerimi so fizikalni in kemijski pojavi v požarnem sektorju matematično opisani. Tak model uporablja tudi programski paket Fire Dynamics Simulator (FDS), ki je zasnovan na turbolentnem modelu velikih vrtincev, poleg tega upošteva tudi prenos toplote s sevanjem [117].

V nadaljevanju smo razvoj temperature znotraj požarnega prostora določili na podlagi standardne požarne krivulje, kateri smo dodali fazo ohlajanja, ter na podlagi conskega modela, ki smo ga izdelali v računalniškem programu OZone. Požarne krivulje, uporabljene v računskem delu, smo podrobneje predstavili v poglavju 7.



Slika 6.1: Primeri požarnih krivulj, skladno s standardom SIST EN 1991-1-2 [31].

Figure 6.1: Examples of the fire curves according to the standard SIST EN 1991-1-2 [31].

6.2 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Ko je enkrat znan razvoj temperature po požarnem prostoru, preidemo v drugi del požarne analize, to je toplotno-vlažnostni del. Pri izpostavljenosti povišanim temperaturam se v betonu odvijajo številni kemijski in fizikalni procesi, ki so v veliki meri odvisni od temperature, hitrosti segrevanja, velikosti mehanske obtežbe in vlažnosti betona [118]. Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam se poleg prenosa toplote, zaradi porozne strukture betona, odvija tudi prenos zraka, proste vode in vodne pare, kar je posledica temperaturnega, tlačnega in vlažnostnega gradienta. Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam lahko gibanje teh snovi poteka navzven, s prestopanjem v okolico oziroma navznoter proti hladnejšemu betonu, kjer se zaradi nižjih temperatur pojavi kondenzacija vodne pare. Prevajanje toplote in vlage v poroznem materialu je, glede na opisano, izrazito povezano in zahtevno za modeliranje. V znanstveni literaturi najpreprostejši modeli obravnavajo le prenos toplote po trdni snovi s kondukcijo, medtem ko vpliv gradientov pornih tlakov in koncentracije vlage zanemarijo. Natančnejši modeli pa omenjeno gibanje snovi obravnavajo povezano [32, 33, 119, 120]. Eden izmed njih je tudi izvorni model Tencheva in sodelavcev [32], ki je zasnovan na treh predpostavkah. Prva predpostavka navaja, da je požarno analizo betonskega elementa možno izvesti nepovezano z mehansko analizo, saj je vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperature konstrukcije zanemarljiv v primerjavi s spremembo temperature zaradi dovedene toplote, poleg tega pa je stisljivost vode mnogo večja od stisljivosti betona. Druga predpostavka navaja, da je vpliv kapilarnih tlakov v betonu pri povišanih temperaturah zanemarljiv. Zadnja pa navaja, da je vpliv difuzije adsorbirane vode na površini sten por betona ravno tako zanemarljiv. Davie s sodelavci [33] je model Tencheva nadgradil z upoštevanjem vpliva kapilarnega tlaka in difuzije adsorbirane vode. Pri tem so numerični model dopolnili skladno z analizami, ki jih je predstavil Gawin s sodelavci [120]. Vendar je Davie s sodelavci [33] pri tem opazil, da kljub upoštevanju dodatnih vplivov, pri računu razvoja temperaturnega polja ni opaziti razlik v primerjavi z izračuni numeričnega modela, ki ga podaja Tenchev s sodelavci [32].

V disertaciji smo uporabili matematični model povezanega prevajanja toplote in vlage po betonu med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, ki ga je predstavil Tenchev s sodelavci [32] oziroma Hozjan v svoji doktorski disertaciji [35], ki ga je nato Kolškova v svoji doktorski disertaciji [36] dopolnila skladno s fenomenom, ki jih je upošteval Davie s sodelavci [33]. Za določitev razvoja temperatur, pornih tlakov in gostote vodne pare smo uporabili računalniški program MoistureHeat2 [36], izdelan v programskem okolju Matlab, ki z metodo končnih elementov rešuje sistem treh parcialnih diferencialnih enačb za določitev osnovnih neznank. Podrobnejša izpeljava enačb toplotno-vlažnostnega dela in numerično reševanje požarne analize je podana v različni literaturi [35, 36, 39, 121].

6.3 Mehanski del požarne analize

6.3.1 Uvod in osnovne predpostavke

Kot rečeno, v tretji fazi požarne analize določimo mehanski odziv AB konstrukcije v požaru oziroma po požaru, pri čemer mehansko stanje v konstrukciji opišemo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca [41]. Numerični model za odziv linijskih AB konstrukcij v požaru, ki je osnovan na Reissnerjevi teoriji nosilcev, je v svojih delih predstavil S. Bratina [3, 122, 123]. Omenjen numerični model smo ustre-

zno dopolnili s konstitucijskimi zvezami betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki smo jih eksperimentalno določili v okviru tega doktorskega dela. Tako dopolnjen numerični model je primeren za račun odziva linijskih AB konstrukcij po požaru. V nadaljevanju na kratko predstavimo matematično ozadje numeričnega modela, reševanje ter podrobneje na novo določene materialne parametre konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Osnovne predpostavke numeričnega modela, so skladno s [3],:

- (1) geometrijsko točna teorija ravninskega nosilca;
- (2) ravna referenčna os nosilca;
- (3) Bernoullijeva predpostavka o ravnih prečnih prerezih;
- (4) simetričnost prečnih prerezov in obtežbe glede na ravnino deformiranja okvirja;
- (5) strižne deformacije, ki se zanemarijo;
- (6) natezna trdnost betona, ki se zanemari;
- (7) upošteva se temperaturna odvisnost mehanskih lastnosti betona in jekla za armiranje;
- (8) da se na medsebojnem stiku upošteva kompatibilnost deformacij betona in jekla za armiranje, posamezne vzdolžne armaturene palice se obravnavajo točkovno;
- (9) da se upošteva nelinearna zveza med napetostjo in mehansko deformacijo betona in jekla za armiranje, dodatno se upošteva izotropni model utrjevanja;
- (10) da se upošteva adicijski razcep geometrijske deformacije z vsemi materialnimi in temperaturno odvisnimi lastnostmi betona in jekla za armiranje;
- (11) da ima velikost pornih tlakov zanemarljiv vpliv na napetostno in deformacijsko stanje betona.

Napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije je določeno s sistemom kinematičnih, ravnotežnih in konstitucijskih enačb ter pripadajočimi robnimi pogoji. V nadaljevanju na kratko predstavimo omenjene sisteme enačb, podrobnejša izpeljava pa je prikazana v doktorski disertaciji S. Bratine [3].

6.3.2 Kinematične enačbe

Opazujemo raven AB nosilec dolžine L s konstantnim prečnim prerezom A . Nosilec je armiran z n_s armaturnimi palicami prečnega prereza $\mathcal{A}_{s,j}$ ($j = 1, 2, \dots, n_s$). Deformiranje AB nosilca opišemo v ravnini (X, Z) Kartezijevega desnosučnega prostorskega koordinatnega sistema (X, Y, Z) s pripadajočimi baznimi vektorji E_X, E_Z in $E_Y = E_Z \times E_X$. Lokalni koordinatni sistem označimo z x, y in z , pri čemer referenčna os nosilca sovpada s koordinatno osjo x . Ravnina prečnega prereza je v lokalnem koordinatnem sistemu določena z enotskim vektorjem $e_x(x)$, ki je pravokoten na prečni prerez, ter z enotskima vektorjema $e_y(x)$ in $e_z(x)$, ki ležita v ravnini prečnega prereza in sta pravokotna med seboj. V začetni, nedeformirani legi, prostorski in lokalni koordinatni sistem sovpadata. Posamezne komponente količin v smeri E_X označujemo z indeksom X ; v smeri E_Z z indeksom Z in v smeri E_Y z indeksom Y . Začetno

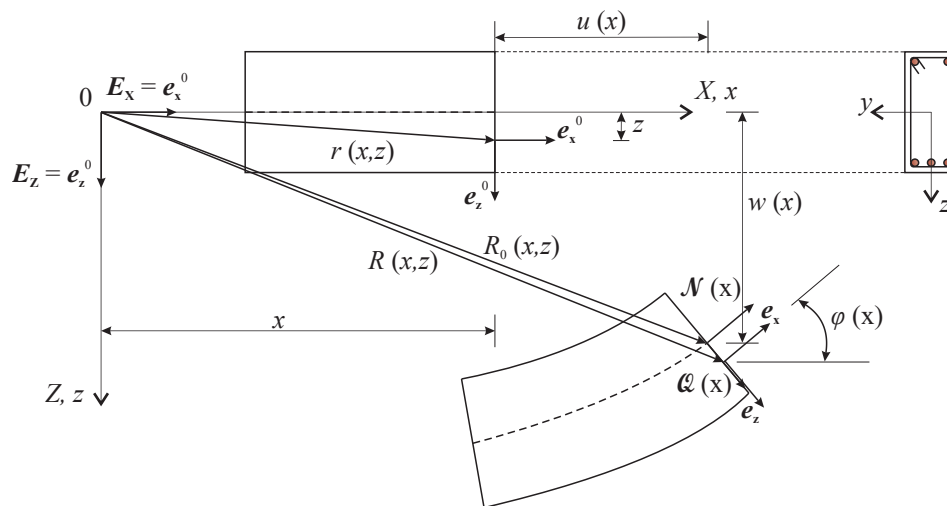
nedeformirano in kasnejšo deformirano lego obravnavanega AB nosilca prikazujemo na sliki 6.2. Kinematične enačbe Reissnerjevega modela nosilca so [41]:

$$\begin{aligned} 1 + u'(x) - (1 + \varepsilon(x)) \cos \varphi(x) &= 0, \\ w'(x) + (1 + \varepsilon(x)) \sin \varphi(x) &= 0, \\ \varphi'(x) - \kappa(x) &= 0, \end{aligned} \quad (6.1)$$

kjer je $u(x)$ pomik referenčne osi v smeri E_X ; $w(x)$ pomik v smeri E_Z ; $\varphi(x)$ pa zasuk prečnega prereza nosilca. Z $\varepsilon(x)$ označujemo specifično spremembo dolžine referenčne osi nosilca, s $\kappa(x)$ pa psevdoukri-
vljenost referenčne osi. V enačbah (6.1) z $(\bullet)'$ označujemo odvod količin po koordinati x . Specifično spremembo dolžine $D(x, z)$ poljubnega materialnega vlakna imenujemo tudi geometrijska deformacija, ki jo izrazimo z enačbo:

$$D(x, z) = \varepsilon(x) + z\kappa(x). \quad (6.2)$$

Geometrijsko deformacijo betonskega dela v nadaljevanju označujemo z D_c , geometrijsko deformacijo jekla za armiranje pa z D_s .



Slika 6.2: Nedeformirana in deformirana lega AB nosilca.
Figure 6.2: Undeformed and deformed position of the RC beam.

6.3.3 Ravnotežne enačbe

Ravnotežne enačbe, ki jih skladno z Reissnerjevim modelom nosilca zapišemo s statičnimi količinami, predstavljata dve vektorski diferencialni enačbi prvega reda [124]:

$$\begin{aligned} \frac{d\mathbf{N}(x)}{dx} + \bar{\mathbf{p}}(x) &= \mathbf{0}, \\ \frac{d\mathbf{M}(x)}{dx} + \frac{d\mathbf{R}_0(x)}{dx} \times \mathbf{N}(x) + \bar{\mathbf{m}}(x) &= \mathbf{0}. \end{aligned} \quad (6.3)$$

Pri tem sta $\mathbf{N}(x)$ in $\mathbf{M}(x)$ rezultanti napetosti prečnega prereza, ki ju izračunamo z integracijo normalnih napetosti po prečnem prerezu. Rezultanti nato zapišemo s funkcijami \mathcal{R}_1 , \mathcal{R}_2 in \mathcal{M} , ki so komponente rezultante napetosti glede na prostorski koordinatni sistem:

$$\begin{aligned} \mathbf{N}(x) &= \mathcal{R}_1(x)\mathbf{E}_X + \mathcal{R}_2(x)\mathbf{E}_Z, \\ \mathbf{M}(x) &= \mathcal{M}(x)\mathbf{E}_Y. \end{aligned} \quad (6.4)$$

V enačbi (6.3) nastopata tudi linijska $\bar{\mathbf{p}}(x)$ in momentna linijska obtežba $\bar{\mathbf{m}}(x)$, ki delujeta v deformirani referenčni osi nosilca, merjeni pa sta na nedeformirani začetni dolžini. Ravnotežne enačbe (6.3) zapišemo v komponentni obliki glede na prostorski koordinatni sistem:

$$\begin{aligned} \mathcal{R}'_1(x) + p_X(x) &= 0, \\ \mathcal{R}'_2(x) + p_Z(x) &= 0, \\ \mathcal{M}'(x) + (1 + u'(x))\mathcal{R}_2(x) - w'(x)\mathcal{R}_1(x) + m_Y(x) &= 0. \end{aligned} \quad (6.5)$$

Rezultanto napetosti prečnega prereza \mathbf{N} lahko zapišemo v lokalnem koordinatnem sistemu:

$$\mathbf{N}(x) = \mathcal{N}(x)\mathbf{e}_x + \mathcal{Q}(x)\mathbf{e}_z, \quad (6.6)$$

pri čemer sta \mathcal{N} in \mathcal{Q} osna in prečna sila v nosilcu. S komponentama $\mathcal{R}_1(x)$ in $\mathcal{R}_2(x)$ sta povezani z izrazom:

$$\begin{aligned} \mathcal{R}_1(x) &= \mathcal{N}(x) \cos \varphi(x) + \mathcal{Q}(x) \sin \varphi(x), \\ \mathcal{R}_2(x) &= -\mathcal{N}(x) \sin \varphi(x) + \mathcal{Q}(x) \cos \varphi(x). \end{aligned} \quad (6.7)$$

Z upoštevanjem enačb (6.5) in (6.7) dobimo sistem ravnotežnih enačb:

$$\begin{aligned} (\mathcal{N}(x) \cos \varphi(x) + \mathcal{Q}(x) \sin \varphi(x))' + p_X(x) &= \mathcal{R}'_1(x) + p_X(x) = 0, \\ (-\mathcal{N}(x) \sin \varphi(x) + \mathcal{Q}(x) \cos \varphi(x))' + p_Z(x) &= \mathcal{R}'_2(x) + p_Z(x) = 0, \\ \mathcal{M}'(x) - (1 + \varepsilon(x))\mathcal{Q}(x) + m_Y(x) &= 0. \end{aligned} \quad (6.8)$$

6.3.4 Konstitucijske enačbe

Konstitucijske enačbe predstavljajo zveze med statičnimi in deformacijskimi količinami. Za AB linijske konstrukcije te enačbe zapišemo v naslednji obliki:

$$N = N_c = \int_{\mathcal{A}} \boldsymbol{\sigma} dA = \int_{\mathcal{A}_c} \boldsymbol{\sigma}_c dA + \sum_{j=1}^{n_s} \boldsymbol{\sigma}_{s,j} A_{s,j}, \quad (6.9)$$

$$M_Y = M_c = \int_{\mathcal{A}} z \sigma dA = \int_{\mathcal{A}_c} z \sigma_c dA + \sum_{j=1}^{n_s} z_{s,j} \sigma_{s,j} A_{s,j}, \quad (6.10)$$

pri čemer s σ_c označimo normalno napetost prečnega prereza v betonu in s $\sigma_{s,j}$ normalno napetost v j -ti armaturni palici.

V nadaljevanju najprej na kratko predstavimo adicijski razcep geometrijske deformacije ter določitev posameznih deformacij betona in jekla za armiranje, ki nastopajo pri odzivu linijskih AB konstrukcij med požarom. Na kratko povzamemo tudi konstitucijsko zvezo jekla za armiranje pri izpostavljenosti povišanim temperaturam. Konstitucijske zveze betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam pa podrobneje prikazujemo v poglavju 6.4.

Pri geometrijsko in materialno nelinearni analizi linijskih AB konstrukcij, izpostavljenih požaru, osnovni sistem enačb sestavljajo kinematične enačbe (6.1), ravnotežne enačbe (6.8) in konstitucijske enačbe (6.9) – (6.10). Osnovni sistem enačb nato rešujemo z Newtonovo inkrementno–iteracijsko metodo [3]. Pri tej metodi celotni čas trajanja požara razdelimo na časovne intervale $[t^{k-1}, t^k]$. Znotraj k -tega časovnega intervala pri znanem prirastku obtežnega faktorja izračunamo prirastke posplošenih vzdolžnih pomikov do želene natančnosti [125]. Zaradi tega zveze med napetostmi, deformacijami, temperaturami in časom zapisujemo v inkrementni obliki. Napetostno in deformacijsko stanje AB nosilca opišemo s sistemom diferencialnih enačb, ki ga rešujemo z metodo končnih elementov. Pri tem smo uporabili deformacijske končne elemente, ki interpolirajo specifično spremembo dolžine ε in psevdoukrivljenost κ referenčne osi elementa z Lagrangevimi polinomi in so predstavljeni v doktorski disertaciji I. Planinca [43].

6.3.5 Adicijski razcep geometrijske deformacije

Z adicijskim razcepom geometrijske deformacije zajamemo različne fizikalne procese, ki se pri tem odvijajo. Prirastek geometrijske deformacije betonskega dela ΔD_c sestavljajo prirastek temperaturne deformacije $\Delta D_{th,c}$, prirastek mehanske deformacije $\Delta D_{\sigma,c}$, prirastek prehodnih deformacij $\Delta D_{tr,c}$ in prirastek deformacije lezenja betona $\Delta D_{cr,c}$. Prirastek geometrijske deformacije jekla za armiranje ΔD_s pa sestavljajo prirastek temperaturne deformacije $\Delta D_{th,s}$, prirastek mehanske deformacije $\Delta D_{\sigma,s}$ in prirastek viskozne lezenja jekla za armiranje pri povišanih temperaturah $\Delta D_{cr,s}$. V inkrementni obliki adicijski razcep geometrijske deformacije zapišemo v naslednji obliki [126]:

$$\Delta D_c = \Delta D_{th,c} + \Delta D_{\sigma,c} + \Delta D_{tr,c} + \Delta D_{cr,c}, \quad (6.11)$$

$$\Delta D_s = \Delta D_{th,s} + \Delta D_{\sigma,s} + \Delta D_{cr,s}. \quad (6.12)$$

Posamezni prirastki so podrobneje predstavljeni v doktorski disertaciji S. Bratine [3] in T. Hozjana [35], zato jih v nadaljevanju le na kratko predstavimo. Pri tem se osredotočimo na dogajanje po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

6.3.6 Konstitucijska zveza betona

Zvezo med normalno napetostjo σ_c in mehansko deformacijo $D_{\sigma,c}$ betona opišemo s konstitucijsko zvezo v naslednji obliki:

$$\sigma_c = \mathcal{F}_c(D_{\sigma,c}), \quad (6.13)$$

pri čemer je \mathcal{F}_c s preizkusi določena poljubna funkcija, ki določa zvezo med napetostjo in deformacijo betona. Kot rečeno, konstitucijske zveze betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam podrobneje predstavljamo v poglavju 6.4. Tukaj povzemamo le določitev mehanske deformacije betona med in po požaru.

Mehansko deformacijo betona $D_{\sigma,c}$ v obeh primerih (med in po požaru) izračunamo na koncu obravnavanega časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ kot vsoto znane mehanske deformacije iz predhodnega časovnega intervala $D_{\sigma,c}^{k-1}$ in prirastka mehanske deformacije v trenutnem časovnem intervalu $\Delta D_{\sigma,c}^k$:

$$D_{\sigma,c}^k = D_{\sigma,c}^{k-1} + \Delta D_{\sigma,c}^k. \quad (6.14)$$

Prirastek mehanske deformacije pa izračunamo z uporabo adicijskega razcepa geometrijske deformacije [126]:

$$\Delta D_{\sigma,c}^k = \Delta D_c^k - \Delta D_{th,c}^k - \Delta D_{tr,c}^k - \Delta D_{cr,c}^k. \quad (6.15)$$

Kot rečeno, pri določitvi nosilnosti linijskih AB konstrukcij med in po požaru natezno trdnost betona zanemarimo. Pri določanju napetostno deformacijskega stanja poljubnega vzdolžnega betonskega vlakna, pri času t^k , vpeljemo pomožno elastično stanje $(\bullet)^{trial}$, kot predlagata Simo in Hughes [127]. To stanje je določeno z enačbami (6.16) – (6.20). Pri tem pa pomožno stanje ni nujno enako dejanskemu napetostnemu stanju. Enačbe za določitev pomožnega stanja, povzete po literaturi [127], so splošne in veljajo za poljuben nelinearen materialni model. V duhu inkrementnega pristopa, ki je v uporabi pri termomehanski analizi, je osnovni model ustrezno modificiran [3, 125, 126]:

$$\sigma_c^{(k)trial} = \sigma_c^k + \Delta E_c D_{\sigma,c,e}^{k-1} + E_c^k \Delta D_{\sigma,c}^k, \quad (6.16)$$

$$\Delta D_{\sigma,c,p}^{(k)trial} = D_{\sigma,c,p}^{k-1}, \quad (6.17)$$

$$\mathbf{v}_c^{(k)trial} = \mathbf{v}_c^{k-1}, \quad (6.18)$$

$$f_c^{(k)trial} = |\sigma_c^{(k)trial}| - \sigma_{c,Y}(\mathbf{v}_c^{k-1}). \quad (6.19)$$

Pri tem ΔE_c predstavlja spremembo modula elastičnosti betona v obravnavanem časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$:

$$\Delta E_c = E_c^k - E_c^{k-1}. \quad (6.20)$$

$D_{\sigma,c,e}^{k-1}$ in $D_{\sigma,c,p}^{k-1}$ predstavljata elastični in plastični del mehanske deformacije betona na začetku časovnega inkrementa, f_c^{trial} je pomožna funkcija, $\sigma_{c,Y}$ meja plastičnega tečenja in $\mathbf{v}_c^{(k-1)}$ akumulirana plastična deformacija iz predhodnega časovnega intervala. Obnašanje betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam opišemo z nelinearnim materialnim modelom, pri čemer mejo plastičnega tečenja izračunamo z Newtonovo iteracijsko metodo.

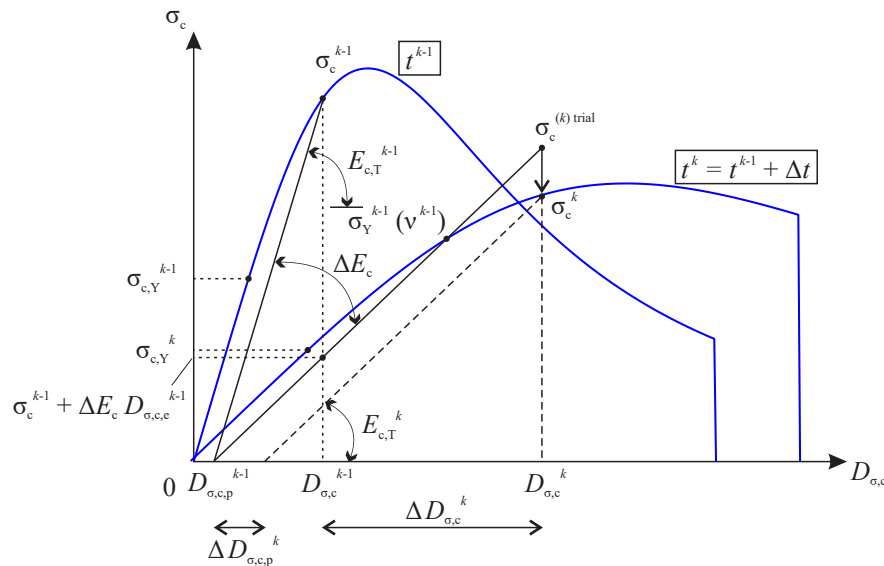
V primeru, da je pomožna funkcija $f^{(k)\text{trial}} \leq 0$, pomožno stanje sovпада z dejanski napetostnim in deformacijskim stanjem betonskega vlakna pri času t^k . To pomeni, da se nahajamo znotraj elastičnega koraka, pri čemer se zaradi obremenitev pojavijo le elastične deformacije. V tem primeru je trenutna napetost σ_c^k enaka pomožni napetosti, prirastek plastične deformacije je enak 0, posledično je trenutna plastična deformacija $D_{\sigma,c,p}^k$ enaka plastični deformaciji iz prejšnjega koraka, trenutna akumulirana plastična deformacija v_c^k pa je enaka pomožni akumulirani plastični deformaciji:

$$\sigma_c^{(k)} = \sigma_c^{(k)\text{trial}}, \quad (6.21)$$

$$D_{\sigma,c,p}^{(k)} = \Delta D_{\sigma,c,p}^{(k)\text{trial}}, \quad (6.22)$$

$$v_c^k = v_c^{(k)\text{trial}}. \quad (6.23)$$

Ko je funkcija $f^{(k)\text{trial}} > 0$, se nahajamo v plastičnem koraku, ki ga grafično prikazujemo na sliki 6.3.



Slika 6.3: Konstitucijska zveza betona, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42]. Plastični korak.

Figure 6.3: Constitutive law for concrete according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42]. Plastic step.

V plastičnem koraku nas zanima prirastek plastične deformacije $\Delta\gamma_c$, določen z enačbo:

$$\Delta\gamma_c = \frac{|\sigma_c^{(k)\text{trial}}| - \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}})\sigma_c^{(k)}}{E_c^{(k)}} > 0. \quad (6.24)$$

Trenutno napetost, plastično deformacijo in akumulirano plastično deformacijo pa izračunamo z naslednjimi enačbami:

$$\sigma_c^{(k)} = \sigma_c^{(k)\text{trial}} - E_c^{(k)} \Delta\gamma_c \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}}), \quad (6.25)$$

$$D_{\sigma,c,p}^k = D_{\sigma,c,p}^{k-1} + \Delta\gamma_c \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}}), \quad (6.26)$$

$$v_c^k = v_c^{k-1} + \Delta\gamma_c. \quad (6.27)$$

Med naraščanjem temperature v posameznem betonskem vlaknu se v mehanskem delu požarne analize uporabi konstitucijska zveza betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. V obravnavanem betonskem vlaknu se nato pri najvišji doseženi temperaturi T_{\max} določijo pripadajoči materialni parametri med izpostavljenostjo povišanim temperaturam $f(T_{\max})$ kot tudi po izpostavljenosti povišanim temperaturam $f_{\text{po}}(T_{\max})$. V območju ohlajanja obravnavanega betonskega vlakna od temperature T_{\max} do dosega sobne temperature uporabimo linearno interpolacijo med količinama $f(T_{\max})$ in $f_{\text{po}}(T_{\max})$. V numeričnih analizah uporabljeno konstitucijsko zvezo betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skupaj s ključnimi materialnimi parametri, ki to zvezo določajo, podrobneje predstavimo v poglavju 6.4.

6.3.7 Temperaturna deformacija betona

Za beton z apnenčevim agregatom, izpostavljen povišanim temperaturam, zvezo med temperaturo T in temperaturno deformacijo $D_{\text{th,c}}$ zapišemo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42]:

$$D_{\text{th,c}}(T) = \begin{cases} -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} T + 1,4 \cdot 10^{-11} T^3; & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 805^\circ\text{C}, \\ 12 \cdot 10^{-3}; & 805^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (6.28)$$

Prirastek temperaturne deformacije $\Delta D_{\text{th,c}}$, zaradi spremembe temperature v poljubnem vlaknu betona, določimo z enačbo (6.28) kot razliko temperaturne deformacije pri času t^k in t^{k-1} in zapišemo v naslednji obliki:

$$\Delta D_{\text{th,c}}^k = D_{\text{th,c}}^k - D_{\text{th,c}}^{k-1} = D_{\text{th,c}}(T^k) - D_{\text{th,c}}(T^{k-1}). \quad (6.29)$$

Z eksperimentalnimi raziskavami je bilo ugotovljeno, da so temperaturne deformacije prisotne med segrevanjem, pri ohlajanju delno nepovratne, še zlasti pri temperaturah nad 600°C [59]. Področje je še dokaj neraziskano, zaradi česar v nadaljevanju predpostavimo, da se temperaturne deformacije med ohlajanjem v celoti povrnejo [3].

6.3.8 Prehodna deformacija betona

Prehodne deformacije se pojavijo v prvič obremenjenem betonskem vlaknu kot posledica hitrega naraščanja temperature in niso eksplicitno zajete pri temperaturnih deformacijah oziroma pri deformacijah lezenja. V nadaljevanju uporabimo izraz za določitev prehodnih deformacij betona, ki sta ga podala Li in Purkiss [128] na podlagi eksperimentalnih raziskav Anderberga in Thelanderssona [57]:

$$D_{\text{tr,c}} = \mathcal{F}(\sigma_c, D_{\text{th,c}}) = \begin{cases} k_2 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} D_{\text{th,c}}; & T \leq 550^\circ\text{C}, \\ 0,01 \frac{\sigma_c}{f_{c0}}; & T > 550^\circ\text{C}, \end{cases} \quad (6.30)$$

pri čemer \mathcal{F} označuje nelinearno zvezo prehodnih deformacij betona; f_{c0} je tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi in k_2 empirična konstanta materiala ($1,8 \leq k_2 \leq 2,35$), ki je v našem primeru enaka 2. Prirastek prehodne deformacije betona zapišemo v naslednji obliki:

$$\Delta D_{\text{tr,c}}^k = D_{\text{tr,c}}^k - D_{\text{tr,c}}^{k-1} = \mathcal{F}(\sigma_c^k, D_{\text{th,c}}^k) - \mathcal{F}(\sigma_c^{k-1}, D_{\text{th,c}}^{k-1}). \quad (6.31)$$

Z ohlajanjem betona predpostavimo, da se najvišja dosežena prehodna deformacija, v posameznem betonskem vlaknu, ohrani.

6.3.9 Deformacija lezenja betona

V betonu se pri izpostavljenosti povišanim temperaturam poleg prehodnih in temperaturnih deformacij pojavijo tudi deformacije lezenja. Eksperimentalne raziskave Cruza [129] potrjujejo, da se med izpostavljenostjo povišanim temperaturam in stalni obremenitvi, deformacije lezenja betona s časom povečujejo, kar predstavlja pomembno spreminjanje reoloških lastnosti betona. Deformacijo lezenja betona opišemo z modelom, ki ga je predstavil Harmathy [130]:

$$D_{cr,c} = \mathcal{C}(\sigma_c, T, t) = \beta_1 \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} t^{0,5} e^{d(T-293)}, \quad (6.32)$$

kjer \mathcal{C} označuje nelinearno zvezo deformacij lezenja in sta β_1 ter d empirični konstanti materiala, katerih vrednosti privzemamo skladno z doktorsko disertacijo S. Bratine [3]:

$$\beta_1 = 6,28 \cdot 10^{-6}, \quad (6.33)$$

$$d = 2,658 \cdot 10^{-3} \text{K}^{-1}. \quad (6.34)$$

Prirastek deformacije lezenja betona zapišemo v naslednji obliki:

$$\Delta D_{cr,c}^k = D_{cr,c}^k - D_{cr,c}^{k-1} = \mathcal{C}(\sigma_c^k, T^k, t^k) - \mathcal{C}(\sigma_c^{k-1}, T^{k-1}, t^{k-1}). \quad (6.35)$$

Po izpostavljenosti povišanim temperaturam deformacijo lezenja betona še vedno upoštevamo, ni pa več odvisna od temperature, saj zadnji člen v enačbi (6.32) postane enak 1. Podrobnejše informacije o omenjenih deformacijah betona so predstavljene v doktorski disertaciji S. Bratine [3].

6.3.10 Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem betonskem vlaknu

Z algebrskimi enačbami F_1 , F_2 in F_3 zapišemo prirastek normalne napetosti $\Delta\sigma_c^k$, prirastek prehodne deformacije $\Delta D_{tr,c}^k$ in prirastek deformacije lezenja $\Delta D_{cr,c}^k$ betonskega vlakna na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$:

$$F_1 = \Delta\sigma_c^k - \mathcal{F}_c(D_{\sigma,c}^k) + \sigma_c^{k-1} = 0, \quad (6.36)$$

$$F_2 = \Delta D_{tr,c}^k - \mathcal{T}(\sigma_c^k, D_{th,c}^k) + D_{tr,c}^{k-1} = 0, \quad (6.37)$$

$$F_3 = \Delta D_{cr,c}^k - \mathcal{C}(\sigma_c^k, T^k, t^k) + D_{cr,c}^{k-1} = 0. \quad (6.38)$$

V posameznem časovnem intervalu predpostavimo, da sta znana prirastka geometrijske ΔD_c in temperaturne $\Delta D_{th,c}$ deformacije. Z \mathcal{F}_c , \mathcal{T} in \mathcal{C} označimo izbrano konstitucijsko zvezo betona ter nelinearni zvezi za določitev prehodnih deformacij in deformacij lezenja betona. Kot vidimo iz enačb (6.31) in (6.35) oziroma (6.37) in (6.38), so prehodne deformacije, kot tudi deformacije lezenja betona, odvisne od trenutne napetosti. Posledično za določitev napetosti in prirastkov omenjenih deformacij uporabimo eno izmed iteracijskih metod. Tako v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ prirastek mehanske deformacije, prehodnih deformacij, deformacije lezenja in normalne napetosti v posameznem betonskem vlaknu izračunamo z Newtonovo iteracijsko metodo, pri čemer uvedemo dodatni indeks i ($i = 1, 2, 3, \dots$), ki označuje korak iteracije. Prirastke normalne napetosti, prehodnih deformacij in deformacij lezenja v i -ti iteraciji določimo kot:

$$\Delta\sigma_{c,i}^k = \Delta\sigma_{c,i-1}^k + \delta\Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (6.39)$$

$$\Delta D_{tr,c,i}^k = \Delta D_{tr,c,i-1}^k + \delta\Delta D_{tr,c,i}^k, \quad (6.40)$$

$$\Delta D_{cr,c,i}^k = \Delta D_{cr,c,i-1}^k + \delta\Delta D_{cr,c,i}^k, \quad (6.41)$$

pri čemer $\delta\Delta\sigma_{c,i}^k$ predstavlja spremembo prirastka normalne napetosti, $\delta\Delta D_{tr,c,i}^k$ spremembo prirastka prehodne deformacije betona in $\delta\Delta D_{cr,c,i}^k$ spremembo prirastka deformacije lezenja v betonskem vlaknu znotraj časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$. Predstavljene spremembe izračunamo z naslednjimi enačbami:

$$\delta\Delta\sigma_{c,i}^k = \frac{-F_1 + \frac{\partial \mathcal{F}_c}{\partial D_{\sigma,c}}(F_2 + F_3)}{\frac{\partial \mathcal{F}_c}{\partial D_{\sigma,c}} \left(\frac{\partial \mathcal{C}}{\partial \Delta\sigma_c} + \frac{\partial \mathcal{T}}{\partial \delta\Delta\sigma_c} \right)}, \quad (6.42)$$

$$\delta\Delta D_{tr,c,i}^k = -F_2 + \frac{\partial \mathcal{T}}{\partial \Delta\sigma_c} \delta\Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (6.43)$$

$$\delta\Delta D_{cr,c,i}^k = -F_3 + \frac{\partial \mathcal{C}}{\partial \Delta\sigma_c} \delta\Delta\sigma_{c,i}^k. \quad (6.44)$$

Ko smo enkrat določili omenjene prirastke, lahko na koncu časovnega intervala velikost normalnih napetosti, prehodnih deformacij in deformacij lezenja določimo z naslednjimi enačbami:

$$\sigma_c^k = \sigma_c^{k-1} + \Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (6.45)$$

$$D_{tr,c}^k = D_{tr,c}^{k-1} + \Delta D_{tr,c,i}^k, \quad (6.46)$$

$$D_{cr,c}^k = D_{cr,c}^{k-1} + \Delta D_{cr,c,i}^k. \quad (6.47)$$

6.3.11 Konstitucijska zveza jekla za armiranje

Zvezo med normalno napetostjo σ_s in mehansko deformacijo $D_{\sigma,s}$ opišemo s konstitucijsko zvezo jekla za armiranje v naslednji obliki:

$$\sigma_s = \mathcal{F}_s(D_{\sigma,s}), \quad (6.48)$$

pri čemer je \mathcal{F}_s poljubna funkcija, ki določa zvezo med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje pri izpostavljenosti povišanim temperaturam. V doktorski disertaciji je privzeta konstitucijska zveza jekla za armiranje pri izpostavljenosti povišanim temperaturam skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42]:

$$\sigma_s(D_{\sigma,s}) = \begin{cases} E_{s,T} D_{\sigma,s}, & 0 \leq |D_{\sigma,s}| \leq D_{sp,T} \\ \text{sgn}(D_{\sigma,s}) \left[f_{sp,T} - c + \left(\frac{b}{a} \right) \left[a^2 - (D_{sy,T} - |D_{\sigma,s}|^2)^{0,5} \right] \right], & D_{sp,T} \leq |D_{\sigma,s}| \leq D_{sy,T} \\ \text{sgn}(D_{\sigma,s}) f_{sy,T}, & D_{sy,T} < |D_{\sigma,s}| \leq D_{st,T} \\ \text{sgn}(D_{\sigma,s}) f_{sy,T} \left[\frac{1 - (|D_{\sigma,s}| - D_{st,T})}{(D_{su,T} - D_{st,T})} \right], & D_{st,T} < |D_{\sigma,s}| \leq D_{su,T} \\ 0, & |D_{\sigma,s}| > D_{su,T} \end{cases} \quad (6.49)$$

pri čemer oznake $E_{s,T}$, $f_{sp,T}$ in $f_{sy,T}$ predstavljajo temperaturno odvisne materialne parametre, in sicer modul elastičnosti, proporcionalno mejo plastičnega tečenja in efektivno mejo plastičnega tečenja. Zveznost in gladkost krivulje določimo s temperaturno odvisnimi koeficienti a , b in c , ki jih podaja standard

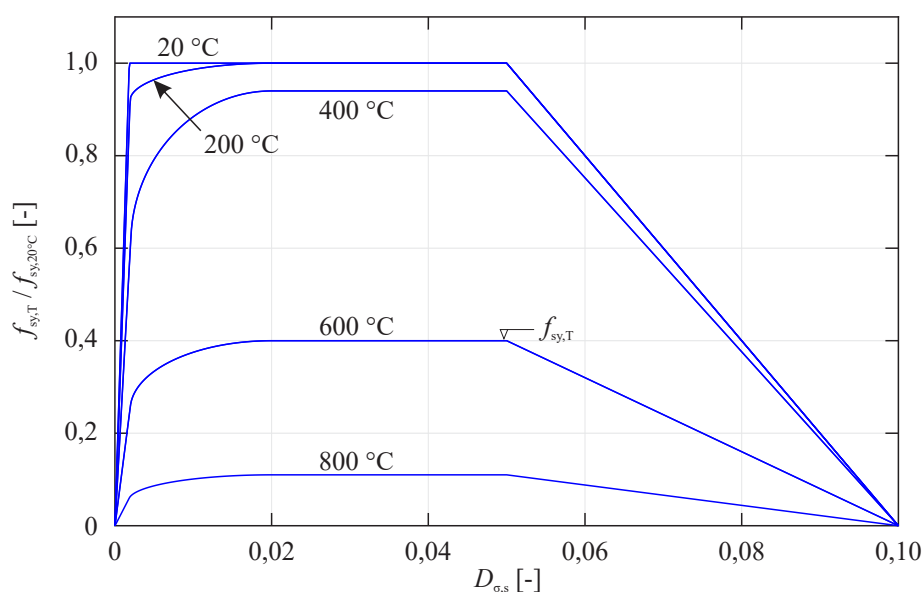
SIST EN 1992-1-2 [42] v naslednji obliki:

$$a^2 = (D_{sy,T} - D_{sp,T}) \cdot \left(D_{sy,T} - D_{sp,T} + \frac{c}{E_{s,T}} \right), \quad (6.50)$$

$$b^2 = c (D_{sy,T} - D_{sp,T}) E_{s,T} + c^2, \quad (6.51)$$

$$c = \frac{(f_{sy,T} - f_{sp,T})^2}{(D_{sy,T} - D_{sp,T}) E_{s,T} - 2 (f_{sy,T} - f_{sp,T})}. \quad (6.52)$$

Poleg temperaturno odvisnih materialnih parametrov v enačbi (6.49) nastopajo tudi temperaturno neodvisni parametri, in sicer deformacija na meji tečenja $D_{sy,T}$, ki je enaka 2 %; deformacija na koncu plastičnega platoja $D_{st,T}$, enaka 5 %, in mejna deformacija pri porušitvi $D_{su,T}$, enaka 10 %. Na sliki 6.4 prikazujemo konstitucijsko zvezo hladno obdelanega jekla za armiranje pri izpostavljenosti povišanim temperaturam brez upoštevanja utrjevanja.



Slika 6.4: Konstitucijska zveza hladno obdelanega jekla za armiranje brez upoštevanja utrjevanja pri izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42].

Figure 6.4: Constitutive law for reinforcing steel at high temperatures without consideration of strain hardening, according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42].

Na koncu obravnavanega časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ mehansko deformacijo jekla za armiranje $D_{\sigma,s}$ izračunamo kot vsoto znane mehanske deformacije pri času t^{k-1} in prirastka mehanske deformacije pri času t^k , v naslednji obliki:

$$D_{\sigma,s}^k = D_{\sigma,s}^{k-1} + \Delta D_{\sigma,s}^k. \quad (6.53)$$

Z adicijskim razcepom prirastka geometrijske deformacije jekla za armiranje ΔD_s [126] lahko prirastek mehanske deformacije zaradi spremembe temperature pri času t^k zapišemo v obliki:

$$\Delta D_{\sigma,s}^k = \Delta D_s^k - \Delta D_{th,s}^k - \Delta D_{cr,s}^k. \quad (6.54)$$

Na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ napetostno in deformacijsko stanje poljubnega vzdolžnega jeklenega vlakna armature določimo podobno kot pri betonu, z vpeljavo pomožnega elastičnega stanja

$(\bullet)^{\text{trial}}$, kot predlagata Simo in Hughes [127]. V duhu inkrementnega pristopa je osnovni model ustrezno modificiran [3, 125, 126]:

$$\sigma_s^{(k)\text{trial}} = \sigma_s^k + \Delta E_s D_{\sigma,s,e}^{k-1} + E_s^k \Delta D_{\sigma,s}^k, \quad (6.55)$$

$$\Delta D_{\sigma,s,p}^{(k)\text{trial}} = D_{\sigma,s,p}^{k-1}, \quad (6.56)$$

$$v_s^{(k)\text{trial}} = v_s^{k-1}, \quad (6.57)$$

$$f_s^{(k)\text{trial}} = |\sigma_s^{(k)\text{trial}}| - \sigma_{s,Y}(v_s^{k-1}). \quad (6.58)$$

Pri tem mejo plastičnega tečenja $\sigma_{s,Y}$, ki je enaka meji proporcionalnosti $f_{sp,T}$, izračunamo z Newtonovo iteracijsko metodo. V nadaljevanju glede na predznak pomožne funkcije $f^{(k)\text{trial}}$ račun izvedemo za elastični oziroma plastični korak, podobno kot pri betonu (glej enačbe (6.21) – (6.27)).

V fazi ohlajanja predpostavimo, da se natezna oziroma tlačna trdnost jekla za armiranje povrne.

6.3.12 Temperaturna deformacija jekla za armiranje

Zvezo med temperaturo T in temperaturno deformacijo $D_{th,s}$ jekla za armiranje, izpostavljenega povišanim temperaturam, zapišemo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42]:

$$D_{th,s}(T) = \begin{cases} -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} T + 0,4 \cdot 10^{-8} T^2, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 750^\circ\text{C} \\ 11 \cdot 10^{-3}, & 750^\circ\text{C} < T \leq 860^\circ\text{C}. \\ -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} T, & 860^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (6.59)$$

Na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ prirastek temperaturne deformacije zapišemo v naslednji obliki:

$$\Delta D_{th,s}^k = D_{th,s}^k - D_{th,s}^{k-1} = D_{th,s}(T^k) - D_{th,s}(T^{k-1}). \quad (6.60)$$

Podobno kot pri betonu, predpostavimo, da so temperaturne deformacije jekla za armiranje v celoti povratne.

6.3.13 Viskozno lezenje jekla za armiranje

Znano je, da je jeklo pri sobni temperaturi izpostavljeno časovno odvisnemu lezenju, ta vpliv pa z izpostavljenostjo povišanim temperaturam postane še intenzivnejši [131]. Za modeliranje časovnega razvoja viskoznega lezenja jekla za armiranje pri povišanih temperaturah so na voljo različni modeli kot na primer Harmathyjev [132] oziroma Williams-Leirov [133], Pohov [134], model Torića in sodelavcev [135], Kodurjev in Dwaikatov model [136]. V nadaljevanju uporabimo Harmathyjev [132] oziroma Williams-Leirov [133] model, kjer je časovni razvoj deformacije lezenja jekla za armiranje določen z navadno diferencialno enačbo prvega reda:

$$\dot{D}_{cr,s} = \text{sgn}(\sigma_s) b_1 \coth^2(b_2 |D_{cr,s}|). \quad (6.61)$$

Pri tem sta koeficienta b_1 in b_2 funkciji konstantne napetosti σ_s in temperature T :

$$b_1 = \begin{cases} c_1 e^{c_2 \ln|\sigma_s| - \frac{c_5}{T}}, & |\sigma_s| \leq \sigma_t, \\ c_6 e^{c_7 |\sigma_s| - \frac{c_5}{T}}, & |\sigma_s| > \sigma_t, \end{cases} \quad (6.62)$$

$$b_2 = \frac{1}{c_3 |\sigma_s|^{c_4}}. \quad (6.63)$$

V enačbah (6.62) in (6.63) σ_t predstavlja tako imenovano prehodno napetost, ki znaša okoli 10,3 kN/cm², Williams-Leir [133] je podal vrednosti neodvisnih materialnih parametrov c_1 do c_5 , medtem ko parametra c_6 in c_7 določimo skladno z zvezami, ki jih predlaga Harmathy [132]:

$$c_6 = c_1 \left(\frac{\sigma_t}{e} \right)^{c_2}, \quad (6.64)$$

$$c_7 = \frac{c_2}{\sigma_t}. \quad (6.65)$$

Prirastek deformacije lezenja jekla za armiranje na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ zapišemo v naslednji obliki [38, 126]:

$$\Delta D_{cr,s} = \mathcal{L}(\sigma_s^k, D_{cr,s}^k) = \text{sgn}(\sigma_s^k) b_1 \coth^2(b_2 |D_{cr,s}^k|) \Delta t, \quad (6.66)$$

kjer \mathcal{L} označuje nelinearno zvezo viskoznih deformacij jekla pri povišanih temperaturah. Podrobnejša predstavitev viskoznega lezenja jekla za armiranje je prikazana v doktorski disertaciji S. Bratine [3].

6.3.14 Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem vlaknu jekla za armiranje

Podobno kot za beton, zaradi nelinearne narave problema, za izračun prirastka normalne napetosti $\Delta\sigma_s^k$ in prirastka deformacije lezenja $\Delta D_{cr,s}^k$ jekla za armiranje, na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$, zapišemo dve algebrski enačbi F_1 in F_2 :

$$F_1 = \Delta\sigma_s^k - \mathcal{F}_s(D_{\sigma,s}^k) + \sigma_s^{k-1} = 0, \quad (6.67)$$

$$F_2 = \Delta D_{cr,s}^k - \mathcal{L}(\sigma_s^k, D_{cr}^k) + D_{cr,s}^{k-1} = 0. \quad (6.68)$$

V obravnavanem časovnem intervalu predpostavimo, da sta prirastka geometrijske deformacije ΔD_s in temperaturne deformacije $\Delta D_{th,s}$ znana. Prirastek viskozne deformacije lezenja (enačba (6.66)) pa je odvisen od trenutne napetosti v jeklu za armiranje. Zaradi tega prirastka $\Delta\sigma_s$ in $\Delta D_{cr,s}$ v posameznem vlaknu jekla za armiranje, pri času t^k , iterativno določimo z Newtonovo metodo ($i = 1, 2, 3, \dots$), pri čemer i označuje korak iteracije:

$$\Delta\sigma_{s,i}^k = \Delta\sigma_{s,i-1}^k + \delta\Delta\sigma_{s,i}^k, \quad (6.69)$$

$$\Delta D_{cr,s,i}^k = \Delta D_{cr,s,i-1}^k + \delta\Delta D_{cr,s,i}^k, \quad (6.70)$$

pri tem $\delta\Delta\sigma_{s,i}^k$ in $\delta\Delta D_{cr,s,i}^k$ predstavljata spremembo prirastka normalne napetosti oziroma deformacij viskoznega lezenja v posameznem vlaknu jekla za armiranje, ki ju izračunamo podobno kot pri betonu:

$$\delta\Delta\sigma_{s,i}^k = \frac{-F_1 + \frac{\partial \mathcal{F}_s}{\partial D_{\sigma,s}} F_2}{\frac{\partial \mathcal{F}_s}{\partial \sigma_s} \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \Delta\sigma_s}}, \quad (6.71)$$

$$\delta\Delta D_{cr,s,i}^k = -F_2 + \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \Delta\sigma_s} \delta\Delta\sigma_{s,i}^k. \quad (6.72)$$

Velikost normalne napetosti in deformacije viskoznega lezenja jekla za armiranje na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ določimo z izrazoma:

$$\sigma_s^k = \sigma_s^{k-1} + \Delta\sigma_{s,i}^k, \quad (6.73)$$

$$D_{cr,s}^k = D_{cr,s}^{k-1} + \Delta D_{cr,s,i}^k. \quad (6.74)$$

6.3.15 Robni pogoji

Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize linijskih AB konstrukcij sestavljajo kinematične enačbe (6.1), ravnotežne enačbe (6.8) in konstitucijske enačbe (6.9) – (6.10), ki skupaj sestavljajo osnovni sistem 10 diferencialnih in algebrskih enačb za 10 neznanih funkcij: ε , κ , u , w , φ , R_X , R_Z , M , N in Q . Za reševanje osnovnega sistema enačb potrebujemo še šest statičnih oziroma kinematičnih robnih pogojev:

$$x = 0: \quad R_X(0) + S_1 = 0 \quad \text{ali} \quad u(0) = u_1, \quad (6.75)$$

$$R_Z(0) + S_2 = 0 \quad \text{ali} \quad w(0) = u_2, \quad (6.76)$$

$$M_Y(0) + S_3 = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi(0) = u_3, \quad (6.77)$$

$$x = L: \quad R_X(L) - S_4 = 0 \quad \text{ali} \quad u(L) = u_4, \quad (6.78)$$

$$R_Z(L) - S_5 = 0 \quad \text{ali} \quad w(L) = u_5, \quad (6.79)$$

$$M_Y(L) - S_6 = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi(L) = u_6, \quad (6.80)$$

pri čemer S_n ($n = 1, 2, 3, \dots, 6$) označuje predpisane posplošene točkovne robne sile, u_n ($n = 1, 2, 3, \dots, 6$) pa predpisane posplošene robne pomike. Statični in kinematični robni pogoji se med seboj izključujejo, zaradi česar pri reševanju osnovnega sistema enačb lahko uporabimo le eno vrsto robnih pogojev.

6.4 Konstitucijske zveze betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam

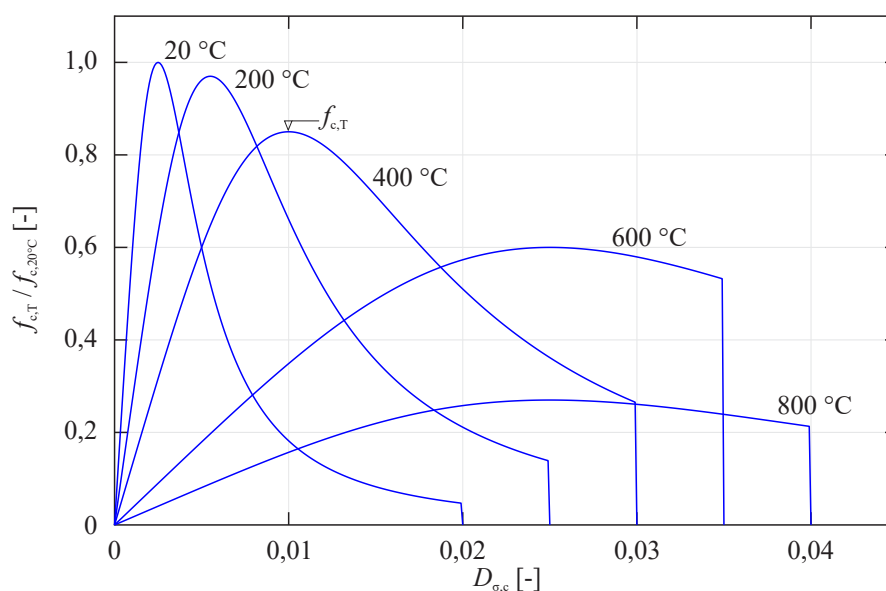
V literaturi obstajajo številne konstitucijske zveze betona med izpostavljenostjo [42, 57–59], kot tudi po izpostavljenosti povišanim temperaturam [61–64, 137]. V nadaljevanju predstavimo konstitucijsko zvezo betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, ki jo podaja standard SIST EN 1992-1-2 [42]. Po izpostavljenosti povišanim temperaturam pa, izmed navedenih konstitucijskih zvez, predstavljamo konstitucijski zvezi, ki sta ju podala Chang s sodelavci [62] in Stojković s sodelavci [64]. Ti dve konstitucijski zvezi sta bili izbrani zaradi veljavnosti v temperaturnem območju do 800 °C, poleg tega sta zvezi podani v obliki enačb in ne le eksperimentalno določene krivulje. Sledi predstavitev rezultatov lastnega eksperimentalnega dela in novih vrednosti materialnih parametrov, ki nastopajo v eni izmed že uveljavljenih konstitucijskih zvez betona.

6.4.1 Konstitucijska zveza betona med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, podana v standardu SIST EN 1992-1-2

V tej doktorski disertaciji je med izpostavljenostjo povišanim temperaturam privzeta konstitucijska zveza betona, skladno s priporočili standarda SIST EN 1992-1-2 [42]:

$$\sigma_c(D_{\sigma,c}) = \begin{cases} 0, & D_{\sigma,c} > 0 \\ -\frac{3 D_{\sigma,c} f_{c,T}}{D_{\sigma,c1,T} \left(2 + \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \right)^3 \right)}, & D_{\sigma,cu,T} \leq D_{\sigma,c} \leq 0. \\ 0, & D_{\sigma,c} < D_{\sigma,cu,T} \end{cases} \quad (6.81)$$

Pri tem je $f_{c,T}$ tlačna trdnost betona pri določeni povišani temperaturi; $D_{\sigma,c1,T}$ pripadajoča deformacija in $D_{\sigma,cu,T}$ mejna deformacija. Predstavljeni materialni parametri, ki so odvisni od temperature kot tudi izbrane vrste agregata, so podani v standardu SIST EN 1992-1-2 [42]. Vrednosti so navedene za beton s kremenčevim in apnenčevim agregatom, materialni parametri pa se razlikujejo le v tlačni trdnosti, pri čemer beton z apnenčevim agregatom dosega nekoliko višje tlačne trdnosti kot beton s kremenčevim agregatom. Na sliki 6.5 prikazujemo konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42].



Slika 6.5: Konstitucijska zveza betona z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42].

Figure 6.5: Constitutive law for concrete with limestone aggregate at high temperatures according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42].

6.4.2 Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, podana s strani Changa in sodelavcev

Chang s sodelavci [62] je predlagal modificirano konstitucijsko zvezo betona s silikatnega agregata po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki jo je predlagal na podlagi lastnega eksperimentalnega dela in že obstoječe konstitucijske zveze, ki jo je podal Tsai [137]. Konstitucijska zveza tako vključuje naraščujoči kot padajoči del napetostno deformacijske krivulje in je veljavna v območju do 800 °C [62]:

$$\sigma_c(T) = f_{c,T} \cdot \frac{M \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1} \right) \cdot \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \cdot \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \right)^n}, \quad (6.82)$$

$$f_{c,T} = f_c \left(1,008 + \frac{T}{450 \ln \left(\frac{T}{5800} \right)} \right), \quad (6.83)$$

$$D_{\sigma,c1,T} = D_{\sigma,c1} \cdot \begin{cases} 1,00, & 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C}, \\ (-0,1 f_c + 7,7) \left[\frac{e^{-5,8+0,01T}}{1+e^{-5,8+0,01T}} - 0,0219 \right] + 1, & 200^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C}, \end{cases} \quad (6.84)$$

pri tem sta M in n neodvisna parametra, ki vplivata na obliko napetostno-deformacijske krivulje po izpostavljenosti povišanim temperaturam:

$$M = \frac{E_{or}}{E_{pr}}, \quad (6.85)$$

$$n = n_o \left(\frac{M}{M_o} \right)^{1,014 - 0,0007T}, \quad (6.86)$$

$$n_o = \left(\frac{f_c}{12} \right) + 0,77 > 1,0, \quad (6.87)$$

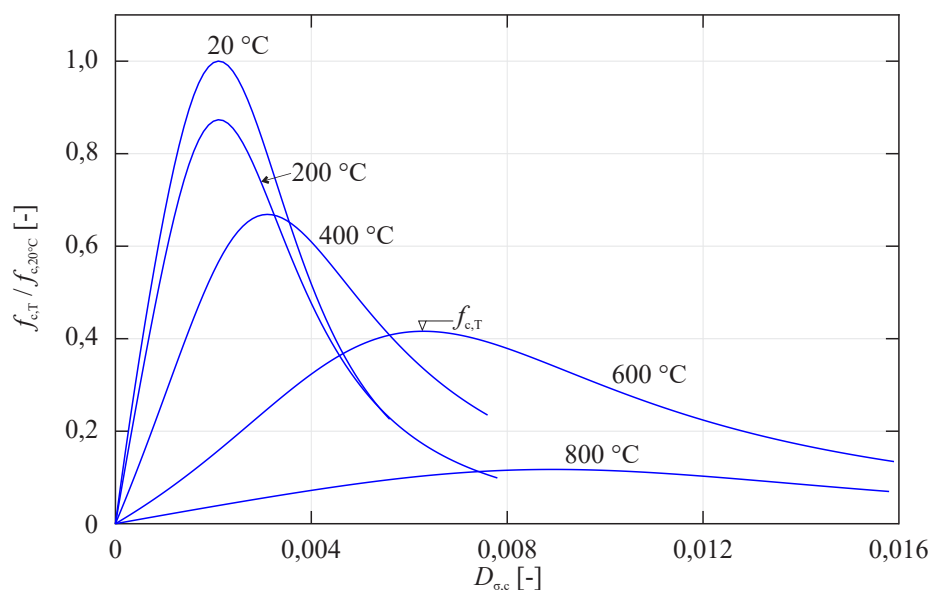
$$M_o = \frac{E_o}{E_p}, \quad (6.88)$$

$$E_o = 5000 \sqrt{f_c}. \quad (6.89)$$

V enačbah (6.85) do (6.89) z E_p označujemo sekantni modul elastičnosti betona, določen pri najvišji tlačni trdnosti, z E_o pa začetni tangencialni modul elastičnosti po izpostavljenosti povišanim temperaturam:

$$E_{or} = E_o \cdot \begin{cases} -0,00165 T + 1,033, & 20^\circ\text{C} < T \leq 125^\circ\text{C} \\ \frac{1}{1,2 + 18(0,0015 T)^{4,5}}, & 125^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (6.90)$$

Za neogret beton velja, da so materialni parametri $f_{c,T}$, $D_{\sigma,c1,T}$, E_{pr} , E_{or} , M in n enaki f_c , $D_{\sigma,c1}$, E_p , E_o , M_o in n_o . Na sliki 6.6 prikazujemo konstitucijsko zvezo betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Changa in sodelavcev [62].



Slika 6.6: Konstitucijska zveza betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Changa in sodelavcev [62].

Figure 6.6: Constitutive law for concrete with siliceous aggregate after exposure to high temperatures according to Chang et al. [62].

6.4.3 Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, podana s strani Stojkovića in sodelavcev

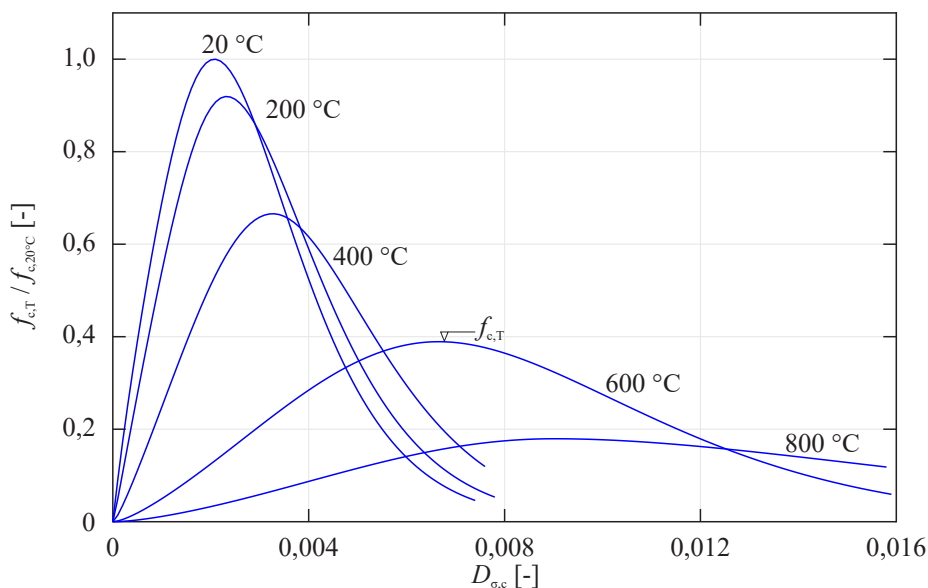
Stojković s sodelavci [64] je predlagal izboljšano konstitucijsko zvezo betona s silikatnega agregata po izpostavljenosti povišanim temperaturam, temelječ na konstitucijski zvezi Blagojevića in sodelavcev [138]. Pri tem je uporabil eksperimentalne podatke Changa in sodelavcev [62]. Tako za naraščujoč del napetostno deformacijske krivulje podaja naslednjo enačbo [64]:

$$\sigma_c(T) = f_{c,T} \cdot \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \cdot e^{\left(1 - \frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}}\right)} \right)^{\left(\alpha + \frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \cdot (\beta - \alpha)\right)} \quad (6.91)$$

Parametra α in β sta bila pridobljena s prilagajanjem naraščujočega dela napetostno deformacijske krivulje eksperimentalnim podatkom, njune vrednosti pa so podane v [64]. Za padajoči del napetostno deformacijske krivulje pa ostaja v veljavi zveza, ki jo je podal Blagojević s sodelavci [138]:

$$\sigma_c(T) = f_{c,T} \cdot \left(\frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}} \cdot e^{\left(1 - \frac{D_{\sigma,c}}{D_{\sigma,c1,T}}\right)} \right)^v \quad (6.92)$$

Pri tem je bil parameter v določen enako kot α in β , vendar na padajočem delu napetostno deformacijske krivulje. Vrednosti so podane v delu [64]. Na sliki 6.7 prikazujemo konstitucijsko zvezo betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Stojkovića in sodelavcev [64].



Slika 6.7: Konstitucijska zveza betona s silikatnim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z zvezami Stojkovića in sodelavcev [64].

Figure 6.7: Constitutive law for concrete with siliceous aggregate after exposure to high temperatures according to Stojković et al. [64].

6.4.4 Eksperimentalno določena konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam

V eksperimentalnem delu smo pri tlačnem testu s konstantnim dovajanjem pomika določili tudi konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Pri tem smo uspešno izmerili preostalo tlačno trdnost betona $f_{c,T,po}$ in pripadajočo deformacijo $D_{\sigma,c1,T,po}$. Pri eksperimentalnih preizkusih smo opazili, da je v vseh primerih prišlo do porušitve preizkušanca kmalu po dosegu največje tlačne trdnosti, primer porušitve prikazujemo na sliki 6.8. Na sliki 6.9 pa prikazujemo eksperimentalno določene konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

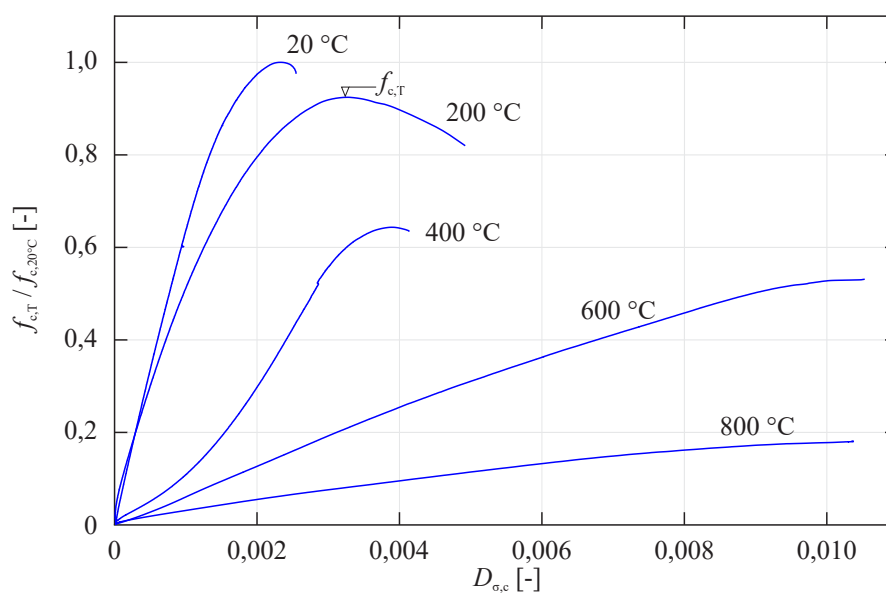
Za primerjavo na sliki 6.10 prikazujemo normirane vrednosti tlačne trdnosti $f_{c,T}$, ki jih med izpostavljenostjo povišanim temperaturam podaja standard SIST EN 1992-1-2 [42], po izpostavljenosti povišanim temperaturam pa Chang in sodelavci [62], Stojković in sodelavci [62] ter eksperimentalno določenimi vrednostmi. V preglednici 6.1 poleg $f_{c,T}$ podajamo pripadajoče deformacije $D_{\sigma,c1,T}$ med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Pri standardu SIST EN 1992-1-2 [42] navajamo le vrednosti za beton z apnenčevim agregatom med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. Skladno s konstitucijsko zvezo Changa in sodelavcev [62] normirane tlačne trdnosti in pripadajoče deformacije, določimo z enačbama (6.83) in (6.84), pri čemer privzamemo, da je najvišja tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi 40 MPa in pripadajoča deformacija 0,0021. Stojković in sodelavci najvišje tlačne trdnosti in pripadajoče deformacije povzemajo po eksperimentalnih rezultatih, ki jih je predstavil Chang s sodelavci [62]. V poglavju 2.2.2, slika 2.4, smo grafično že predstavili vse štiri obravnavane konstitucijske zveze betona. V primerjavi s predstavljenimi eksperimentalnimi rezultati za beton z apnenčevim agregatom, standard SIST EN

1992-1-2 [42] podaja višje vrednosti najvišje tlačne trdnosti, in sicer za 5 % pri temperaturi 200 °C; 33 % pri 400 °C; 13 % pri 600 °C in 56 % pri 800 °C.



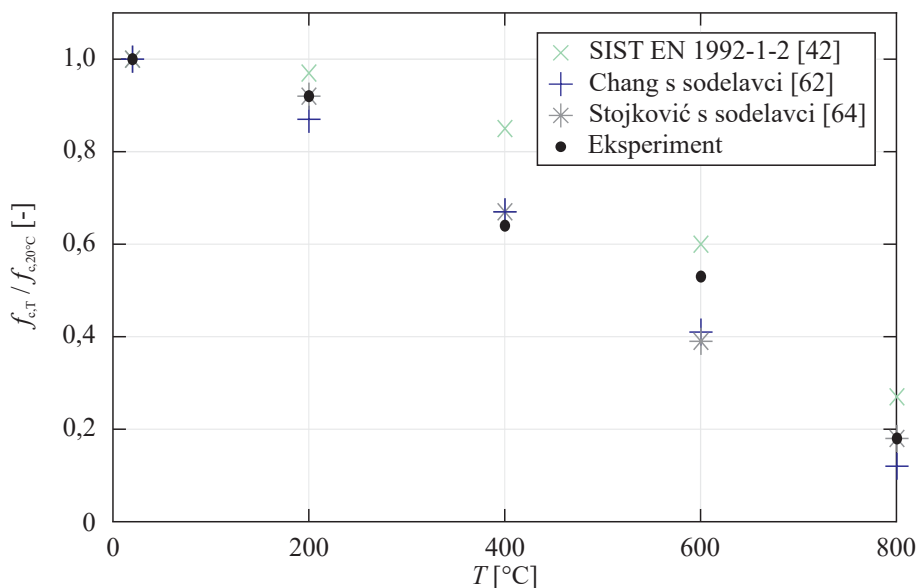
Slika 6.8: Primer porušitve preizkušanca po opravljenem tlačnem testu.

Figure 6.8: Example of failure of a test specimen after the compressive test.



Slika 6.9: Eksperimentalno določena konstitucijska zveza betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

Figure 6.9: Experimentally determined constitutive law for concrete with limestone aggregate after exposure to high temperatures.



Slika 6.10: Normirane tlačne trdnosti betona skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62], Stojkovićem in sodelavci [64] in eksperimentalno določenimi vrednostmi v odvisnosti od temperature.

Figure 6.10: Normalized compressive strengths of concrete according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42], Chang et al. [62], Stojković et al. [64] and experimentally determined values as a function of temperature.

Preglednica 6.1: Vrednosti materialnih parametrov konstitucijske zveze betona med [42] in po izpostavljenosti povišanim temperaturam [62, 64, 65].

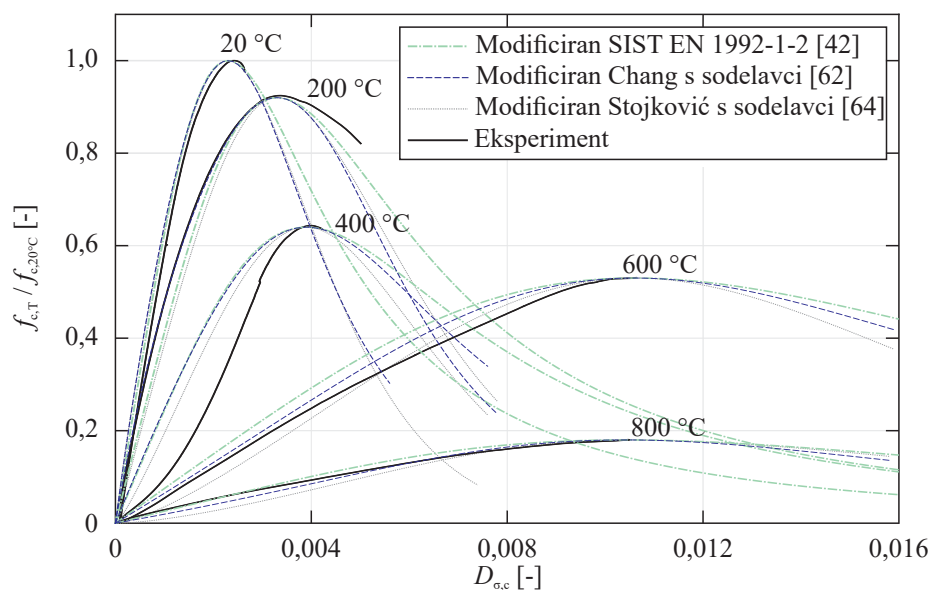
Table 6.1: Material parameters of the constitutive law for concrete during [42] and after exposure to high temperatures [62, 64, 65].

T [°C]		20	200	400	600	800
SIST EN 1992-1-2 [42]	$f_{c,T} / f_{c,T=20^\circ\text{C}}$	1,00	0,97	0,85	0,60	0,27
(apnenčev agregat)	$D_{\sigma,c1,T}$	0,0025	0,0055	0,0100	0,0250	0,0250
Chang s sodelavci [62]	$f_{c,T} / f_{c,T=20^\circ\text{C}}$	1,00	0,87	0,67	0,41	0,12
(silikatni agregat)	$D_{\sigma,c1,T}$	0,0021	0,0021	0,0031	0,0063	0,0089
Stojković s sodelavci [64]	$f_{c,T} / f_{c,T=20^\circ\text{C}}$	1,00	0,92	0,67	0,39	0,18
(silikatni agregat)	$D_{\sigma,c1,T}$	0,0021	0,0023	0,0033	0,0067	0,0090
Eksperiment	$f_{c,T} / f_{c,T=20^\circ\text{C}}$	1,00	0,92	0,64	0,53	0,18
(apnenčev agregat)	$D_{\sigma,c1,T}$	0,0023	0,0033	0,0039	0,0106	0,0104

6.4.5 Konstitucijska zveza betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, v računalniškem programu Nfira

Eksperimentalno določene konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam smo morali za vgradnjo v računalniški program Nfira zapisati v obliki enačbe. Kot je razvidno iz predhodne predstavitve konstitucijskih zvez, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62] ter Stojkovičem in sodelavci [64], so obravnavane konstitucijske zveze med seboj precej različne. Poleg tega se vse tri konstitucijske zveze razlikujejo od eksperimentalno določene, kar smo grafično predstavili na sliki 2.4, v poglavju 2 pri pregledu literature.

Tako smo v nadaljevanju pri vseh treh konstitucijskih zvezah, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62] ter Stojkovičem in sodelavci [64], vrednosti najvišjih tlačnih trdnosti $f_{c,T}$ in pripadajočih deformacij betona $D_{\sigma,c1,T}$, pri posamezni temperaturi, nadomestili z eksperimentalno določenimi vrednostmi najvišjih tlačnih trdnosti $f_{c,T,po}$ in pripadajočih deformacij $D_{\sigma,c1,T,po}$ po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Tako pridobljene konstitucijske zveze so se zelo dobro prilegle eksperimentalnim rezultatom, kar prikazujemo na sliki 6.11. Zaradi preprostosti konstitucijske zveze, ki jo podaja standard SIST EN 1992-1-2 [42], smo se odločili, da v nadaljevanju za konstitucijsko zvezo betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam uporabimo omenjeno konstitucijsko zvezo betona, pri čemer upoštevamo eksperimentalno določene vrednosti materialnih parametrov $f_{c,T,po}$ in $D_{\sigma,c1,T,po}$.



Slika 6.11: Eksperimentalno določena konstitucijska zveza in modificirane konstitucijske zveze, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42], Changom in sodelavci [62] ter Stojkovičem in sodelavci [64].

Figure 6.11: Experimentally determined constitutive law and modified constitutive laws in accordance to the standard SIST EN 1992-1-2 [42], Chang et al. [62], and Stojković et al. [64].

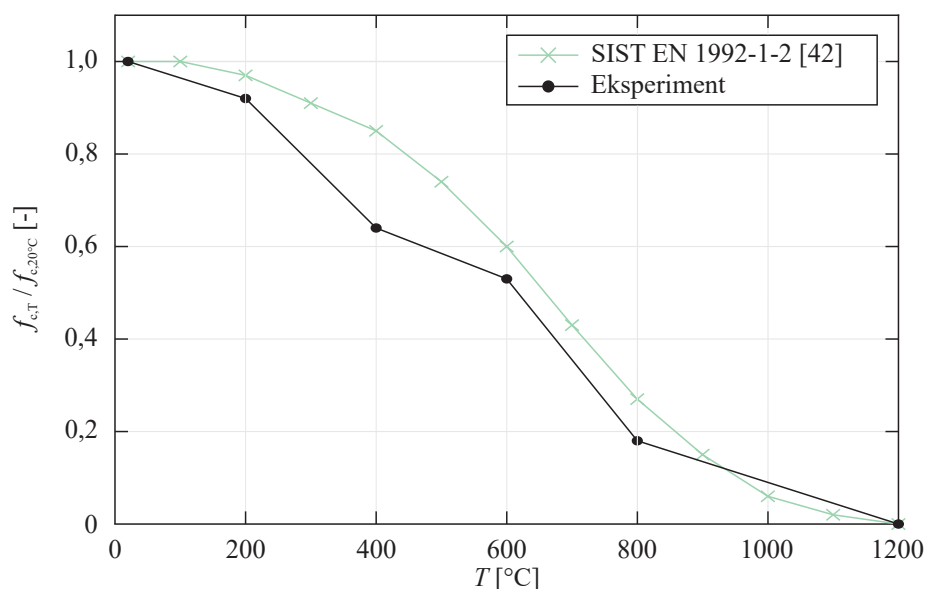
Med eksperimentalno raziskavo so se preizkušanci, pri tlačnem preizkusu po izpostavljenosti povišanim temperaturam, kmalu po doseganju najvišje tlačne trdnosti porušili, zaradi česar v nadaljevanju mejno deformacijo povzemamo po standardu SIST EN 1992-1-2 [42]. Skladno z rezultati eksperimentalnih raziskav pri mehanski analizi betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam upoštevamo eksperimentalno

določene vrednosti $f_{c,T,po}$ in $D_{\sigma,c1,T,po}$ do dosega temperature 800 °C. V območju nad 800 °C pa predpostavimo, da $f_{c,T,po}$ linearno pada do vrednosti 0, ki jo doseže pri temperaturi 1200 °C, kar je skladno z opažanji standarda SIST EN 1992-1-2 [42]. Za vrednost $D_{\sigma,c1,T,po}$ predpostavimo, da je enaka tako pri 800 °C kot pri 1200 °C. V preglednici 6.2 predstavljamo materialne parametre med [42] in po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki so bili vgrajeni v računalniški program Nfira. Izmed omenjenih materialnih parametrov na sliki 6.12 prikazujemo normirane tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42] in eksperimentom, predstavljenim v tej disertaciji.

Preglednica 6.2: Vrednosti materialnih parametrov konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom med [42] in po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

Table 6.2: Material parameters of the constitutive law for concrete with limestone aggregate during [42] and after exposure to high temperatures.

T [°C]	Med izpostavljenostjo povišanim temperaturam [42]			Po izpostavljenosti povišanim temperaturam		
	$f_{c,T} / f_c$	$D_{\sigma,c1,T}$	$D_{\sigma,cu,T}$	$f_{c,T,po} / f_c$	$D_{\sigma,c1,T,po}$	$D_{\sigma,cu,T}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0023	0,0200
200	0,97	0,0055	0,0250	0,92	0,0033	0,0250
400	0,85	0,0100	0,0300	0,64	0,0039	0,0300
600	0,60	0,0250	0,0350	0,53	0,0106	0,0350
800	0,27	0,0250	0,0400	0,18	0,0104	0,0400
1000	0,06	0,0250	0,0450	0,09	0,0104	0,0450
1200	0,00	0,0250	0,0450	0,00	0,0104	0,0450



Slika 6.12: Normirane tlačne trdnosti betona uporabljene v računalniškem programu Nfira, skladno s SIST EN 1992-1-2 [42] in eksperimentom.

Figure 6.12: Normalized compressive strengths of concrete in computer program Nfira according to the standard SIST EN 1992-1-2 [42] and experiment.

7 RAČUNSKI PRIMERI

V nadaljevanju prikazujemo požarno analizo izoliranega AB nosilca, AB stebra in ravninskega AB okvirja, za katere predpostavimo, da predstavljajo del nosilne konstrukcije industrijskega objekta. Zanima nas odziv obravnavanih konstrukcijskih elementov v primeru upoštevanja različnih konstitucijskih zvez betona med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Računske analize izvedemo v programu Nfira [3], v katerega smo vgradili konstitucijsko zvezo betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ki je podrobneje predstavljena v poglavju 6.4.5. V fazi segrevanja računalniški program Nfira privzema vrednosti mehanskih lastnosti betona, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-2 [42], medtem ko v fazi ohlajanja upošteva prehod med konstitucijskima zvezama betona, določenima med in po izpostavljenosti povišanim temperaturam, skladno z interpolacijo, opisano v poglavju 6.3.6. V nadaljevanju tako za rezultate računalniških analiz, izvedenih v programu Nfira z vgrajeno konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom, ki jo podaja standard SIST EN 1992-1-2 [42], uporabljamo izraz “med segrevanjem”, saj je ta konstitucijska zveza določena med izpostavljenostjo povišanim temperaturam. Rezultate računalniških analiz programa Nfira z vgrajeno modificirano konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom, pri čemer upoštevamo eksperimentalno določene vrednosti materialnih parametrov po izpostavljenosti povišanim temperaturam, v nadaljevanju označujemo s “po segrevanju”.

Razvoj temperature po požarnem prostoru je določen s standardno požarno krivuljo, ki jo podaja standard SIST EN 1991-1-2 [31], pri čemer dodatno upoštevamo fazo ohlajanja, ter z računalniškim programom OZone [110]. V toplotno-vlažnostnem delu požarne analize smo nato uporabili računalniški program MoistureHeat2 [36], predstavljen v poglavju 6.2, s katerim smo določili razvoj temperature, pornih tlakov in proste vode po prečnem prerezu obravnavanega AB konstrukcijskega elementa. Sledil je mehanski del požarne analize, kjer smo spremljali časovni razvoj karakterističnega pomika pri sočasnem vplivu mehanske in temperaturne obtežbe. Sledila je še določitev kritične obtežbe po požaru.

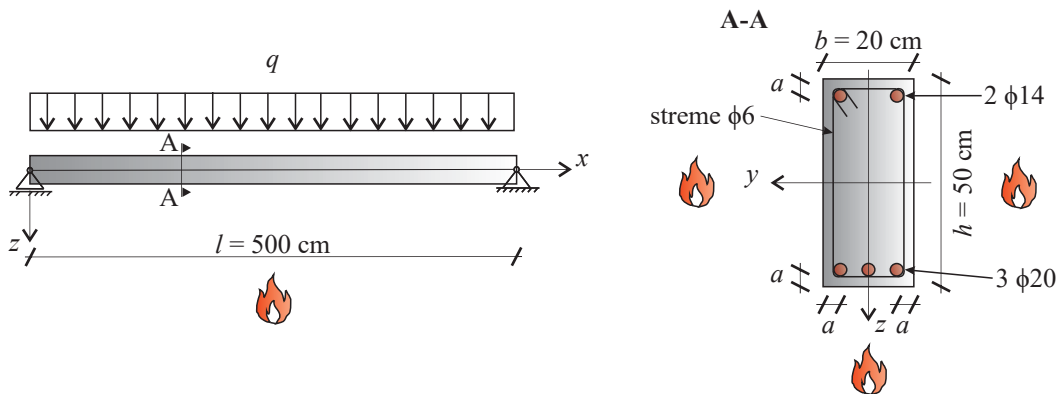
Nadalje smo s parametričnimi študijami analizirali vpliv razvoja temperature po požarnem prostoru in vpliv sestave betonske mešanice na mehanski odziv linijskega AB konstrukcijskega elementa po požaru.

7.1 Osnovni podatki o konstrukcijskih elementih

Pri požarni analizi smo uporabili materialne lastnosti betona in armaturnih palic razreda B 500 B, pri tem znaša tlačna trdnost betona $f_c = 3,37 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti betona $E_c = 3150 \text{ kN/cm}^2$, karakteristična meja elastičnosti armature $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ in modul elastičnosti armature $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$.

V požarni analizi obravnavamo prostoležeči AB nosilec dolžine $l = 5,0 \text{ m}$, s pravokotnim prečnim prerezom višine $h = 50 \text{ cm}$ in širine $b = 20 \text{ cm}$, ki je obtežen z linijsko obtežbo $q = 19 \text{ kN/m}$ (slika 7.1). Nosilec je na spodnji strani armiran s tremi vzdolžnimi armaturnimi palicami prečnega prereza $3,14 \text{ cm}^2$, na zgornji strani pa z dvema armaturnima palicama prečnega prereza $1,54 \text{ cm}^2$. Vzdolžne armaturne palice so na medsebojni razdalji $l_s = 25 \text{ cm}$ objete s stremeni prečnega prereza $0,28 \text{ cm}^2$. Razdaljo od težišča posamezne armaturne palice do najbližjega roba prereza smo označili z a in znaša 5 cm . Nosilec

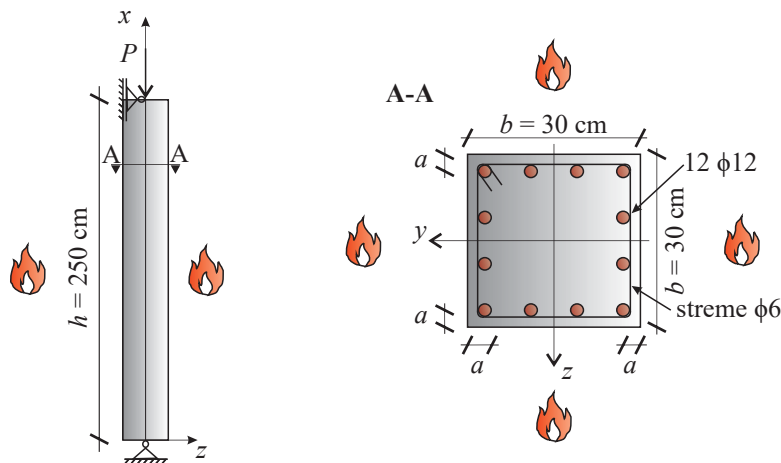
je med požarom izpostavljen povišanim temperaturam s treh strani, kot prikazujemo na sliki 7.1.



Slika 7.1: Geometrijski podatki prostoležečega AB nosilca.

Figure 7.1: Geometrical data of simply supported RC beam.

Vrtljivo podprt AB stebler povzemamo po računskem primeru, predstavljenim v doktorski disertaciji U. Bajc [39]. Na sliki 7.2 prikazujemo stebler višine $h = 2,5$ m s kvadratnim prečnim prerezom dimenzij stranic $b = 30$ cm, ki je obremenjen s konstantno centrično osno silo $P = 0,3 \cdot P_{cr,20^\circ C}$, pri čemer $P_{cr,20^\circ C}$ znaša 4135,7 kN. Stebeler je armiran z 12 vzdolžnimi armaturnimi palicami prečnega prereza $1,13$ cm², ki so enakomerno porazdeljene po obodu. V numeričnem modelu upoštevamo geometrijsko nepopolnost, ki na sredini višine stebra znaša 0,001 cm in se proti obema krajnjima podporama linearno zmanjšuje proti 0.



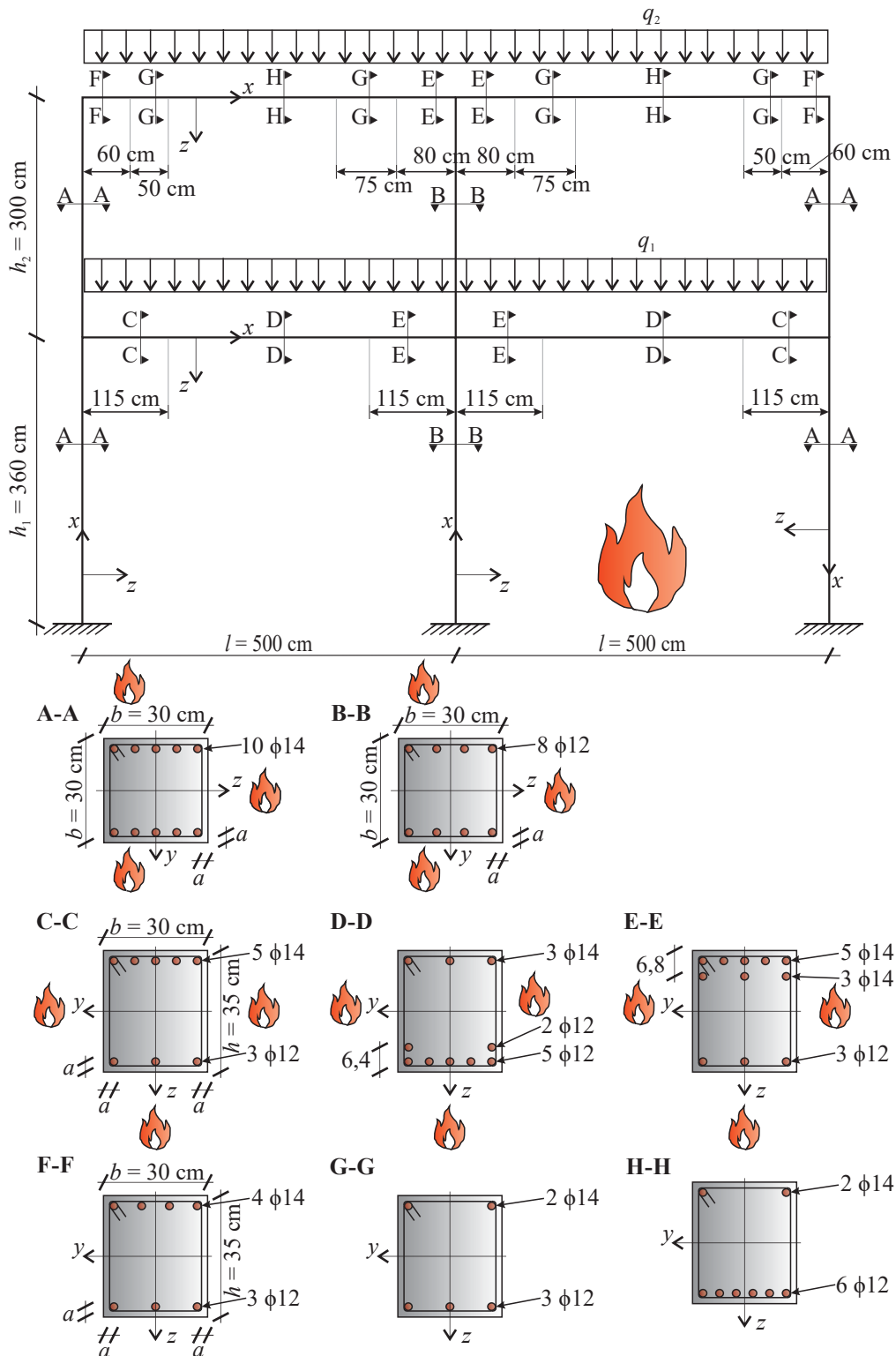
Slika 7.2: Geometrijski podatki vrtljivo podprtega AB stebra.

Figure 7.2: Geometrical data of simply supported RC column.

Po celotni višini stebra so vzdolžne armaturne palice z zaprtimi stremenimi prečnega prereza $0,28$ cm², objete na razdalji 10 cm. Razdalja od težišča posamezne armaturne palice do najbližjega roba prereza a znaša 4 cm.

Dvoetažni, dvoladijski ravninski AB okvir povzemamo po računskem primeru, predstavljenem v delu

M. Markovič [37]. Na sliki 7.3 prikazujemo obravnavani okvir višine 6,6 m in širine 10,0 m, pri čemer je višina prve etaže $h_1 = 3,6$ m, druge etaže $h_2 = 3,0$ m ter širine posameznega okvirja $l = 5,0$ m.



Slika 7.3: Geometrijski podatki dvoetažnega, dvoladijskega ravninskega AB okvirja.

Figure 7.3: Geometrical data of two-floor, two-bay planar RC frame.

Obravnavani okvir sestavljajo stebri kvadratnega prečnega prereza dimenzij $b = 30$ cm in prečke prečnega prereza $b = 30$ cm in $h = 35$ cm. Razporeditev in dimenzije armaturnih palic so podrobneje prikazane na sliki 7.3, razdalja a pa znaša 4 cm. Obravnavani okvir je obtežen s stalno in spremenljivo linijsko obtežbo, ki v prvi etaži znaša $q_1 = 41,5$ kN/m in v drugi etaži $q_2 = 41$ kN/m. Pri tem je obravnavani okvir požaru izpostavljen le na desnem spodnjem delu, kot prikazuje slika 7.3.

7.2 Razvoj temperature po požarnem prostoru

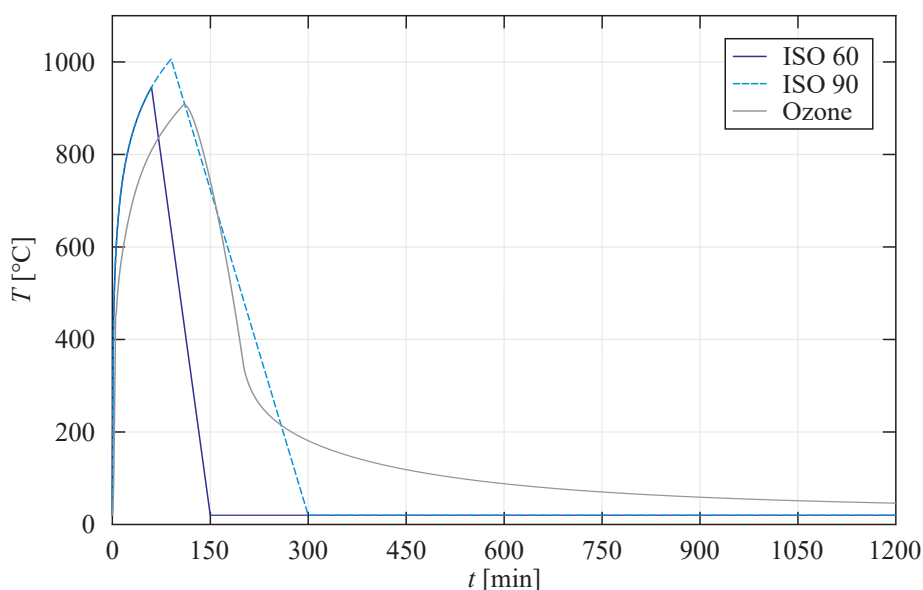
V prvih dveh primerih smo razvoj temperature T po požarnem prostoru določili skladno s standardom SIST EN 1991-1-2 [31], in sicer za standardno požarno krivuljo:

$$T = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1), \quad (7.1)$$

pri katerih smo dodatno upoštevali fazo ohlajanja. Pri tem je v prvem primeru faza naraščajočih temperatur trajala $t_{\text{segrevanje}} = 60$ min, faza ohlajanja pa $t_{\text{ohlajanje}} = 90$ min, medtem ko je v drugem primeru faza naraščajočih temperatur trajala $t_{\text{segrevanje}} = 90$ min, faza ohlajanja pa $t_{\text{ohlajanje}} = 210$ min, kar prikazujemo na sliki 7.4.

V tretjem primeru pa razvoj naravnega požara, prikazanega na sliki 7.4, določimo nekoliko natančneje, in sicer v programu OZone. Pri tem smo upoštevali, da do požara pride v industrijskem objektu, pri čemer se požar razvije v enem izmed prostorov dimenzij $5 \text{ m} \times 8 \text{ m}$. Predpostavili smo hiter razvoj požara, pri čemer je koeficient hitrosti razvoja požara t_{α} enak 150 s, največja hitrost sproščanja toplote na kvadratni meter RHR_f je znašala 250 kW/m^2 in izbrana gostota požarne obtežbe $q_{f,k}$ je bila 800 MJ/m^2 [31].

V nadaljevanju standardno požarno krivuljo s fazo naraščajočih temperatur trajanja 60 min označujemo z "ISO 60", standardno požarno krivuljo s fazo naraščajočih temperatur 90 min pa z "ISO 90". Razvoj temperature po požarnem prostoru, določenim v programu OZone, pa označujemo z "OZone".



Slika 7.4: Razvoj temperature po požarnem prostoru.

Figure 7.4: Heating regime inside the fire compartment.

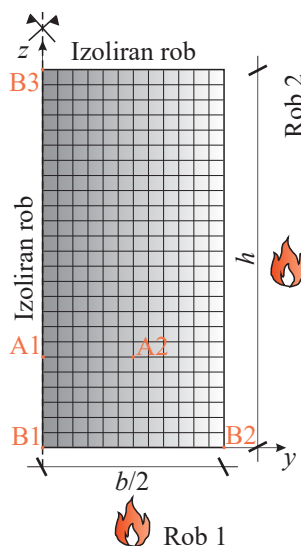
7.3 Linijski AB nosilec

7.3.1 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Razvoj temperature po požarnem prostoru predstavlja robni pogoj toplotno-vlažnostnega dela požarne analize, ki je izvedena v računalniškem programu MoistureHeat2 [36]. Pri tem predpostavimo, da je razvoj temperature po celotnem požarnem prostoru enakomeren, kar poenostavi toplotno-vlažnostni del požarne analize iz obravnave celotnega AB konstrukcijskega elementa na njegov prečni prerez.

Parametri toplotno-vlažnostnega dela požarne analize ustrezajo betonom običajne trdnosti, kamor spada obravnavani beton [33, 139]. Pri tem so začetne vrednosti temperature betona $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, tlaka plinske zmesi $P_{G,0} = 0,1\text{ MPa}$, vsebnosti vodne pare v porah betona $\tilde{\rho}_{V,0} = 0,0139\text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 75\%$), vsebnosti vodne pare na robu prereza $\tilde{\rho}_{V,\infty} = 0,0111\text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 60\%$), mase proste vode $\tilde{\rho}_{FW,0} = 70\text{ kg/m}^3$ (2,9% vlažnost betona), poroznosti betona $p_{or,0} = 0,12$ in prepustnosti betona $K = 5 \cdot 10^{-16}\text{ m}^2$. Uporabljeni sta vrednosti gostote betona $\rho = 2400\text{ kg/m}^3$ in količine cementa na volumsko enoto betona $\rho_c = 300\text{ kg/m}^3$. Skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42] znašata faktor emisivnosti $\epsilon_m = 0,7$ in konvekcijski prestopni koeficient pri standardni požarni krivulji $h_q = 25\text{ W/m}^2\text{K}$, pri razvoju naravnega požara pa $h_q = 35\text{ W/m}^2\text{K}$. Skladno s SIST EN 1992-1-2 [42] sta upoštevani tudi temperaturni odvisnosti specifične toplote in toplotne prevodnosti betona. Gostota betona se s temperaturo zelo malo spreminja, zato je privzeta njena vrednost pri sobni temperaturi [32, 33].

Betonski prerez linijskega AB nosilca smo modelirali s štirivozličnimi izoparametričnimi končnimi elementi dimenzij $0,5\text{ cm} \times 0,5\text{ cm}$, kar prikazujemo na sliki 7.5.



Slika 7.5: Računski model prereza AB nosilca in lokacija opazovanih točk pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize.

Figure 7.5: Numerical model of the RC beam's cross-section and the position of the observed points for the thermal-hydral part of the fire analysis.

AB nosilec je požaru izpostavljen iz treh strani, v računskem modelu, ki ga prikazujemo na sliki 7.5, pa

upoštevamo enojno simetrijo prečnega prereza. Polovico AB prečnega prereza nosilca smo modelirali z 2000 štirivozliščnimi izoparametričnimi končnimi elementi. Račun je v primeru standardnih požarnih krivulj izveden do časa 25 ur, v primeru razvoja naravnega požara pa čas računa znaša 36 ur. Izbran začetni časovni korak Δt toplotno-vlažnostne analize je znašal 1 s [35]. V nadaljevanju zaradi preglednosti časovni razvoj temperature v izbranih točkah prečnega prereza prikazujemo do časa 1200 min.

Glede na to, da je ploščina armaturnih palic v obravnavanem prečnem prerezu AB konstrukcijskega elementa majhna v primerjavi s ploščino celotnega prereza, vpliv armaturnih palic pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize zanemarimo in nadomestimo z betonom [42]. Pri analizi rezultatov toplotno-vlažnostnega dela požarne analize pa nato predpostavimo, da je temperatura v armaturnih palicah enaka temperaturi betona na obravnavanem mestu AB prereza.

Obravnavani linijski AB nosilec je izpostavljen različnim požarnim scenarijem, pri katerih se v požarnem prostoru temperatura plinov spreminja skladno s temperaturo obravnavanih požarnih krivulj, predstavljenih v poglavju 7.2.

Na sliki 7.5 prikazujemo tudi položaje petih opazovanih točk znotraj AB prereza nosilca, za katere na slikah 7.6, 7.7 in 7.8 prikazujemo razvoj temperature med izpostavljenostjo različnim požarnim scenarijem. Pri tem z B1, B2 in B3 označujemo točke v betonu, z A1 in A2 pa v armaturi, koordinate opazovanih točk podajamo v preglednici 7.1.

Preglednica 7.1: Koordinate petih opazovanih točk prereza AB nosilca.

Table 7.1: Coordinates of the five observed points of the RC beam's cross-section.

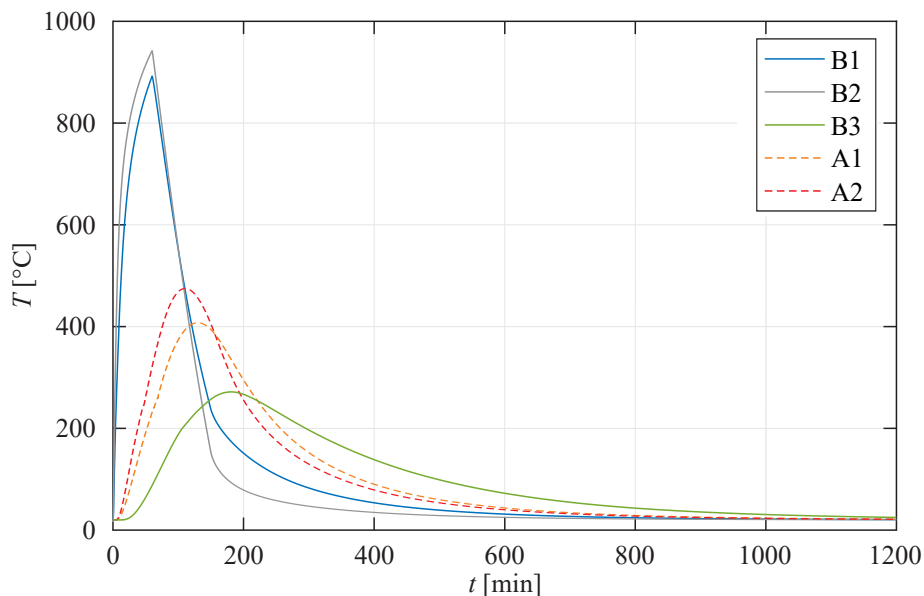
Točka	y [cm]	z [cm]
B1	0	0
B2	10	0
B3	0	50
A1	0	5
A2	5	5

Med izpostavljenostjo standardni požarni krivulji ISO 60 je v betonu najvišja temperatura 941 °C dosežena v točki B2, najnižja, to je 271 °C, pa v točki B3. Toplotno najbolj izpostavljena armaturna palica, ki se nahaja v točki A2, pri tem doseže temperaturo 474 °C, v točki A1 pa najvišja temperatura doseže 407 °C.

Naslednji obravnavani razvoj temperature po požarnem prostoru je opisan s standardno požarno krivuljo ISO 90. Na sliki 7.7 prikazujemo razvoj temperatur v prečnem prerezu AB nosilca med izpostavljenostjo omenjeni standardni požarni krivulji v petih opazovanih točkah, predhodno predstavljenih in označenih na sliki 7.5. Ponovno je najvišja temperatura v betonu, v tem primeru 1004 °C, dosežena v točki B2, najnižja temperatura, to je 425 °C, pa v točki B3. V točki A1 najvišja dosežena temperatura znaša 563 °C, medtem ko v točki A2 znaša 618 °C.

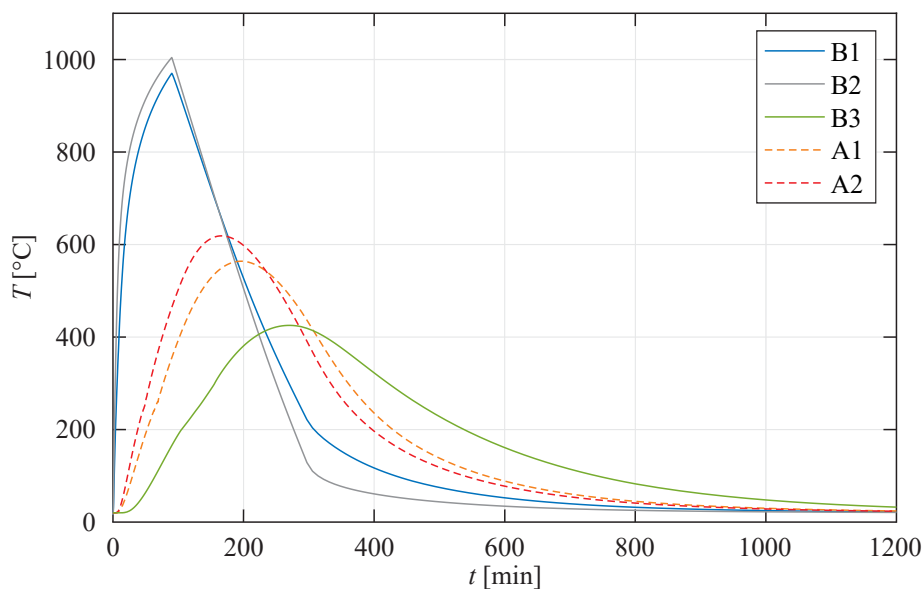
Podobno, kot v prejšnjih dveh primerih, na sliki 7.8 prikazujemo časovni razvoj temperatur v opazovanih petih točkah AB prereza med izpostavljenostjo AB nosilca požarni krivulji OZone. V tem primeru je najvišja dosežena temperatura v betonu 906 °C, dosežena v točki B2, najnižja temperatura 389 °C pa v točki B3. Toplotno najbolj izpostavljena armaturna palica, ki se nahaja v točki A2, pri tem doseže

najvišjo temperaturo 589 °C.



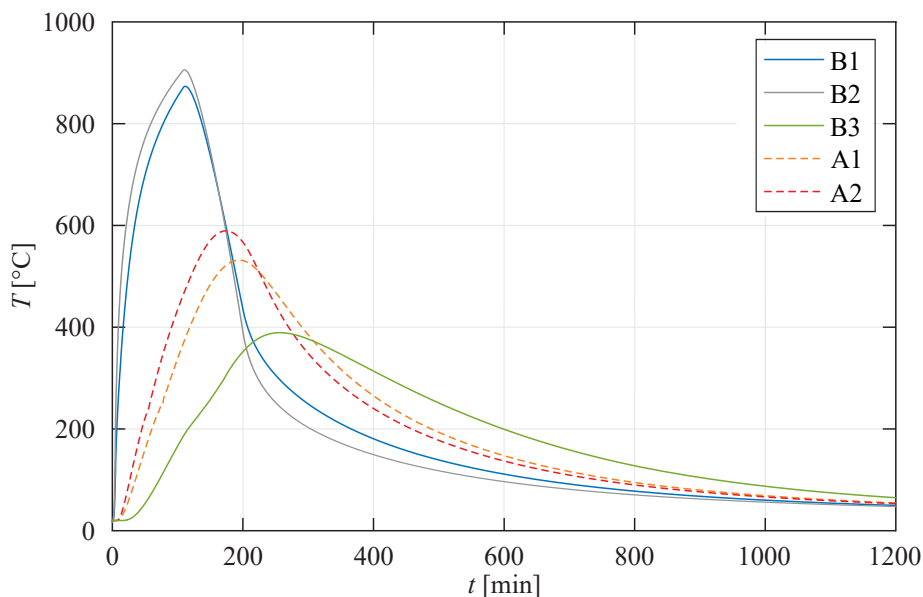
Slika 7.6: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 60.

Figure 7.6: Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve ISO 60.



Slika 7.7: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.

Figure 7.7: Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve ISO 90.

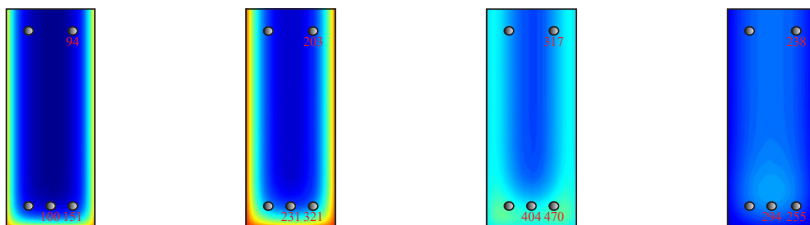


Slika 7.8: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone.

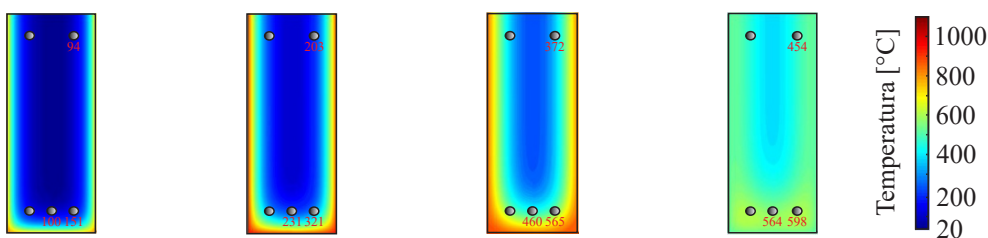
Figure 7.8: Temperature-time curves in five observed points of the RC beam's cross-section for exposure to fire curve OZone.

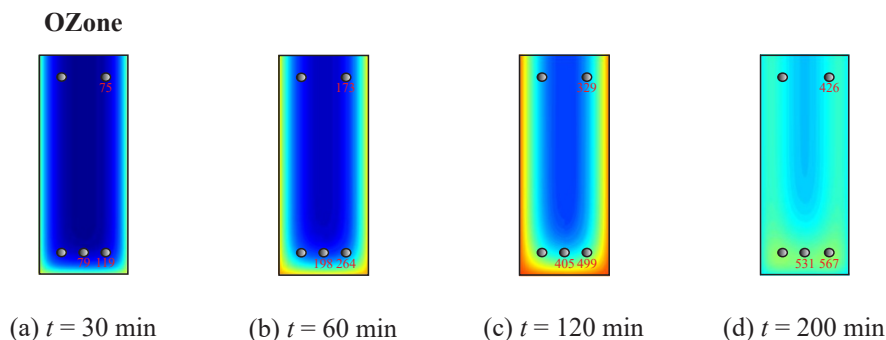
Poleg časovnega razvoja temperature v petih opazovanih točkah AB prereza na sliki 7.9 dodatno prikazujemo krajevno razporeditev temperatur T za vse tri obravnavane požarne scenarije pri časih $t = 30, 60, 120$ in 200 min. Na sliki 7.9 poleg krajevne razporeditve temperature po prečnem prerezu prikazujemo tudi doseženo temperaturo v posamezni armaturni palici pri izbranih časih. Podobno prikazujemo pripadajočo krajevno razporeditev pornih tlakov (slika 7.10) in krajevno razporeditev proste vode (slika 7.11) po prečnem prerezu AB nosilca.

ISO 60



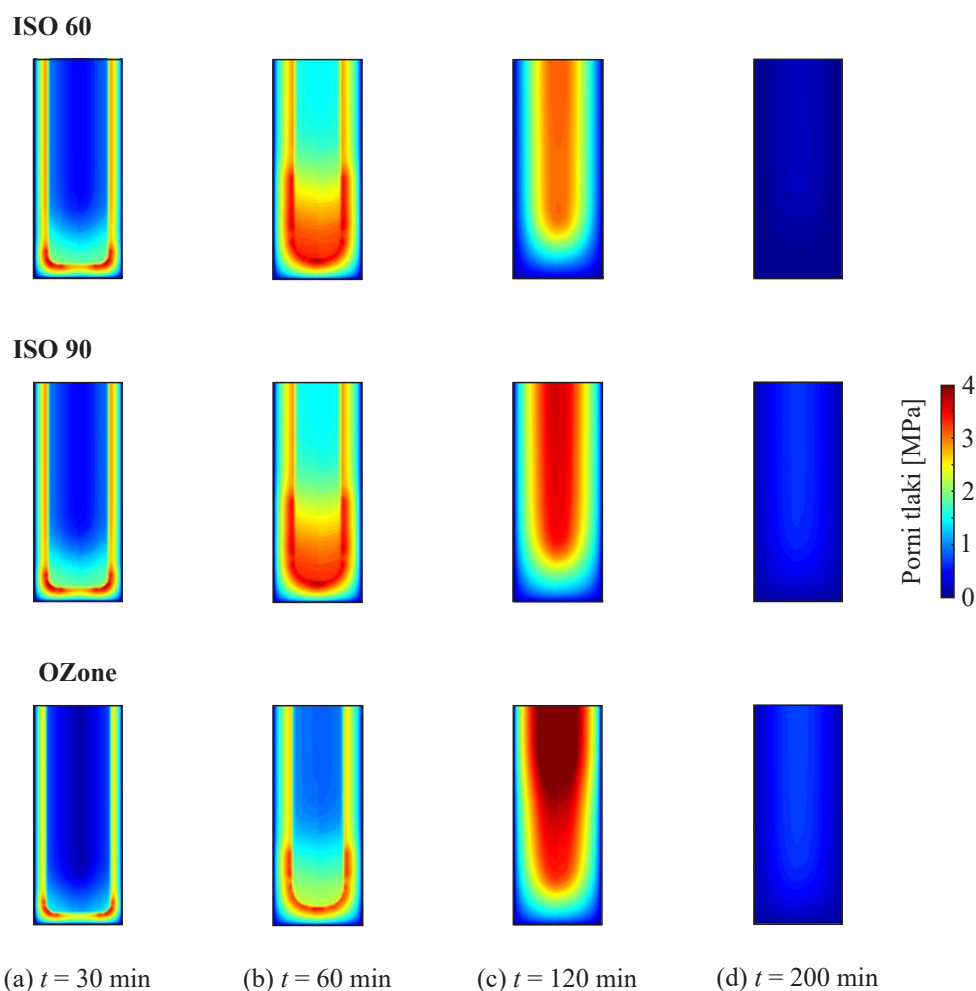
ISO 90



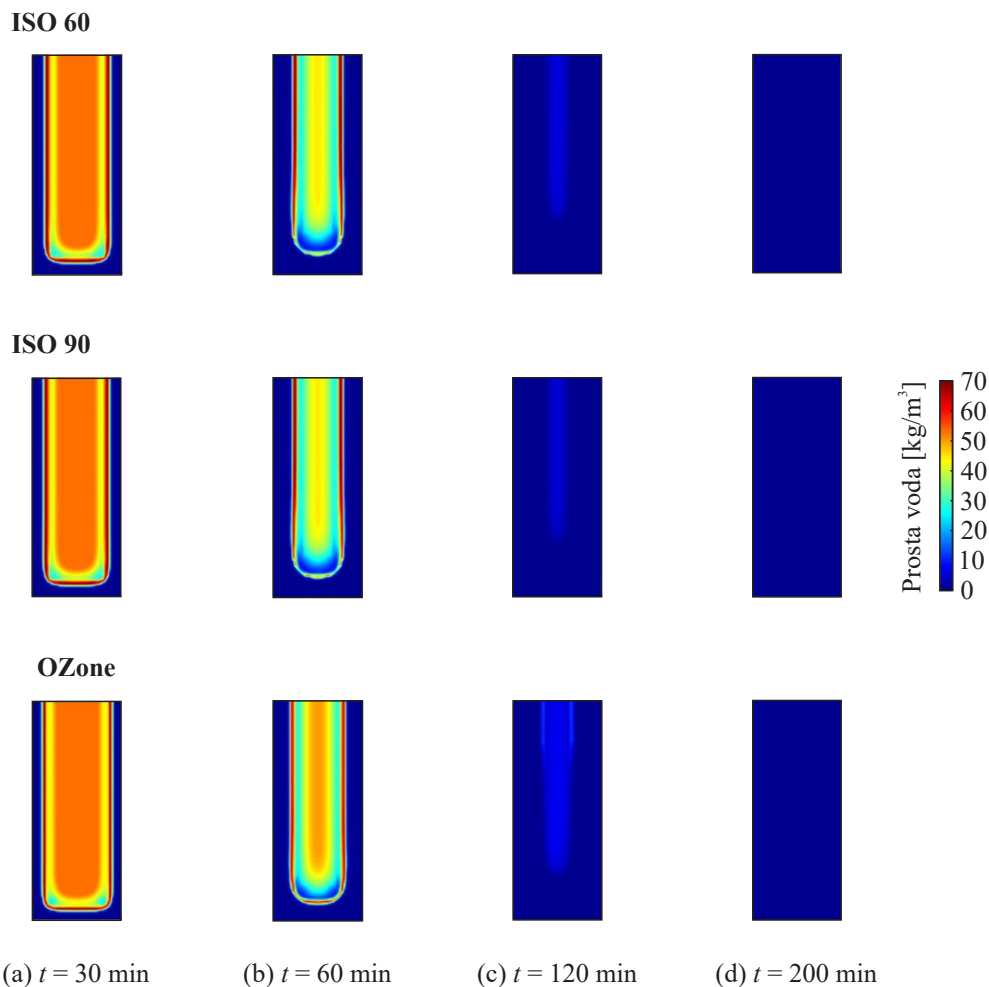


Slika 7.9: Krajevna razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.
Figure 7.9: Distribution of temperature over the RC beam's cross-section at selected times.

V začetni fazi segrevanja ($t = 30$ min) se največji porni tlaki pojavijo na mestu največje koncentracije proste vode. V fazi ohlajanja ($t = 120$ min) so največji porni tlaki prisotni v notranjosti prečnega prereza in se z oddaljevanjem od zgornjega izoliranega robu in simetrijske osi prereza zmanjšujejo proti zunanjim robovom, kjer so enaki 0.



Slika 7.10: Krajevna razporeditev pornih tlakov po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.
Figure 7.10: Distribution of pore pressures over the RC beam's cross-section at selected times.



Slika 7.11: Krajevna razporeditev proste vode po prečnem prerezu AB nosilca pri izbranih časih.

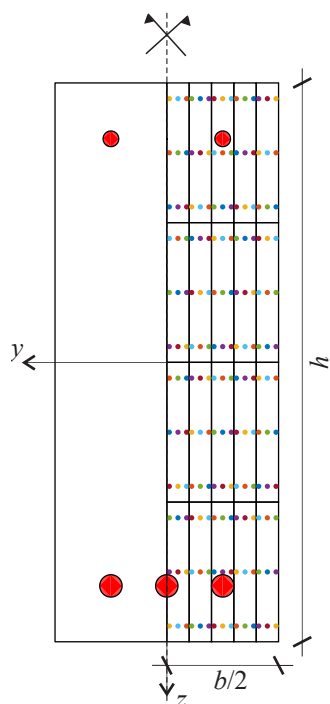
Figure 7.11: Distribution of free water over the RC beam's cross-section at selected times.

7.3.2 Mehanski del požarne analize

V tretjem delu požarne analize določimo mehanski odziv obravnavanega linijskega AB konstrukcijskega elementa pri sočasnem delovanju mehanske in temperature obtežbe. Pri tem spremljamo časovni razvoj pomika, kot tudi napetosti po prerezu, v izbranih točkah linijskega AB elementa pri treh različnih požarnih scenarijih (ISO 60, ISO 90 in OZone). Analiziramo tako odziv konstrukcije po požaru, pri čemer upoštevamo modificirano konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom, kar v numeričnih analizah označujemo s “po segrevanju”, kot tudi primerjalno odziv konstrukcije, pri čemer upoštevamo konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom, skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [42] tudi v fazi ohlajanja, v nadaljevanju označeno z “med segrevanjem”.

Obravnavani AB nosilec modeliramo z 10 deformacijskimi končnimi elementi, pri čemer smo vzdolž končnega elementa uporabili Lobbatovo 5-stopenjsko integracijsko shemo in 4-stopenjski interpolacijski polinom. Polovico prečnega prereza simetrično razdelimo na 20 delov, kot prikazujemo na sliki 7.12. V vsakem delu prečnega prereza uporabimo 3-točkovno Gaussovo ploskovno integracijsko shemo. Skupno število integracijskih točk po prerezu tako znaša $20 \times 9 = 180$, pri čemer prispevke posameznih delov

na koncu seštejemo. Armaturne palice v prečnem prerezu AB nosilca pri mehanski analizi obravnavamo točkovno. V numerični analizi upoštevamo temperaturne deformacije, lezenje betona [130] in jekla za armiranje (A 135) [132, 133], prehodne deformacije betona ($k_2 = 2,0$) in časovni korak $\Delta t = 1 \text{ min}$.



Slika 7.12: Integracijske točke za račun normalnih napetosti po prečnem prerezu AB nosilca.

Figure 7.12: Integration points for calculation of normal stresses over the RC beam's cross-section.

Na sliki 7.13 prikazujemo časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB nosilca pri izpostavljenosti različnim temperaturnim obremenitvam v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”. V preglednici 7.2 pa za primer “med segrevanjem” prikazujemo pripadajoče vrednosti največjih pomikov kot tudi pomike pri času $t = 1000 \text{ min}$, ko se mehanski odziv nosilca s časom ne spreminja več.

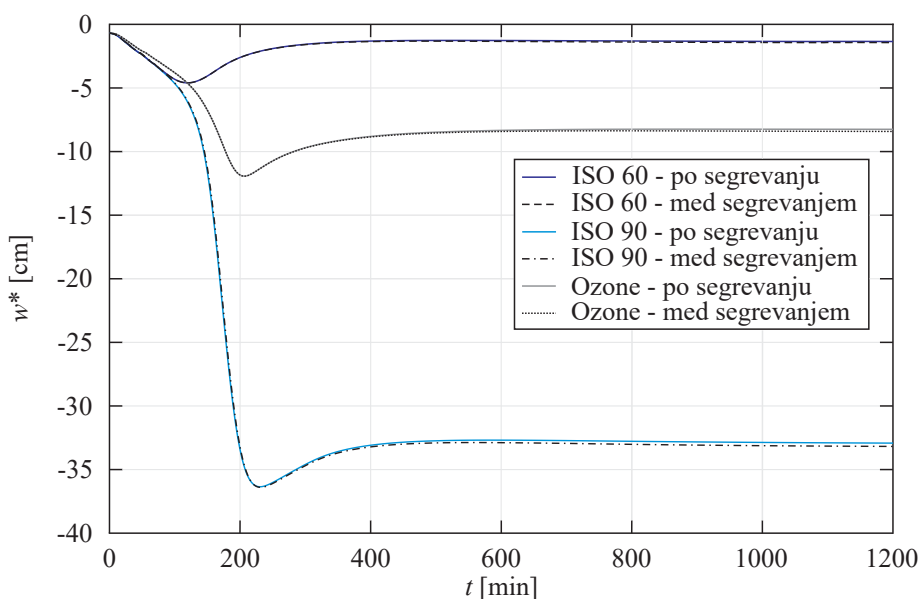
Preglednica 7.2: Vrednost prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB nosilca v primeru “med segrevanjem” pri izpostavljenosti različnim požarnim krivuljam.

Table 7.2: Values of the displacement w^* in the middle of the RC beam in the case “during heating” when exposed to different fire scenarios.

	w_{\max}^* [cm]	$t_{w_{\max}^*}$ [min]	$w_{t=1000\text{min}}^*$ [cm]
ISO 60	- 4,60	119,5	- 1,43
ISO 90	-36,40	231,0	-33,17
OZone	-11,94	206,5	- 8,40

V primeru izpostavljenosti linijskega AB nosilca požarni krivulji ISO 90 so v nosilcu doseženi največji pomiki (36,4 cm) pri času 231 min, kar je 141 min kasneje, kot je dosežena najvišja temperatura okolice.

Pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone pa so največji pomiki (11,94 cm) doseženi pri času 206,5 min, kar je 96 min kasneje kot je dosežena najvišja temperatura okolice. Pri izpostavljenosti krivulji ISO 60 so največji pomiki (4,60 cm) doseženi okoli 1 uro po dosegu najvišjih temperatur okolice. V primerjavi z največjimi pomiki, se pomik v fazi ohlajanja v primeru ISO 60 zmanjša za okoli 69 %, v primeru ISO 90 za okoli 9 % in v primeru OZone za okoli 30 %. Pri analiziranju prečnega pomika na sredini nosilca opazimo, da je prečni pomik v primeru “med segrevanjem” malenkost večji, kot “po segrevanju”. Minimalno razliko pripisujemo delovanju obtežbe, ki v večjem delu prereza povzroči natezno napetostno stanje, ki ga prevzamejo armaturne palice, medtem ko je delež tlačne cone relativno majhen v primerjavi s celotno površino prečnega prereza.



Slika 7.13: Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB nosilca pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.

Figure 7.13: The time development of displacement w^* in the middle of the RC beam when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.

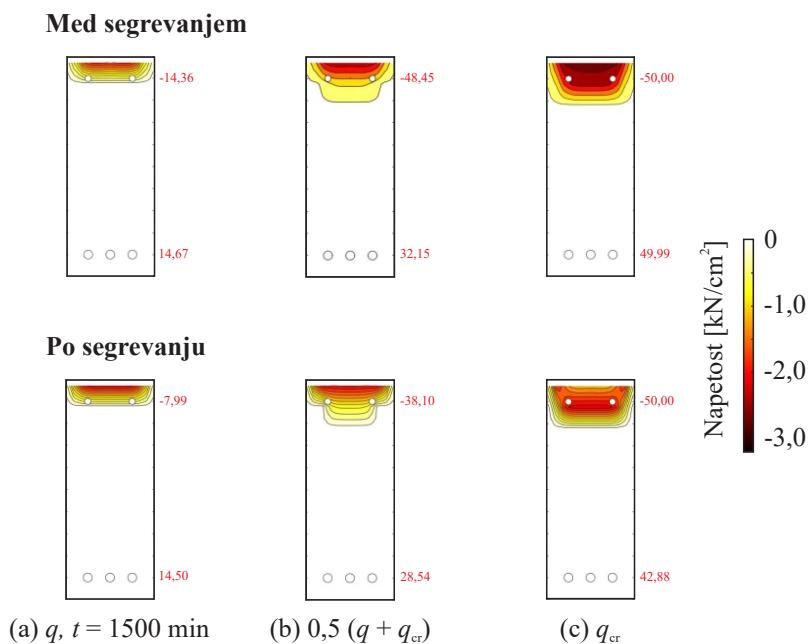
Ko se je obravnavani AB nosilec ohladil in dosegel sobno temperaturo, smo linijsko obtežbo postopoma povečevali do njegove porušitve. Vrednost kritične obtežbe q_{cr} v obravnavanih primerih “med segrevanjem” in “po segrevanju” prikazujemo v preglednici 7.3. Pri izpostavljenosti ISO 60 je prišlo do plastifikacije tlačne kot tudi natezne armature, kmalu za tem je prišlo do porušitve, saj je bila dosežena tlačna trdnost betona, ki je v primeru “med segrevanjem” znašala $3,12 \text{ kN/cm}^2$, v primeru “po segrevanju” pa $2,76 \text{ kN/cm}^2$. Opazimo, da je razlika med tlačnima trdnostima okoli 12 %, kar pa ima minimalni vpliv na doseženo kritično obtežbo, ki je bila dosežena kmalu po plastifikaciji vseh armaturnih palic v prerezu. Pri izpostavljenosti ISO 90 je sprva prišlo do plastifikacije tlačne armature in nato do porušitve zaradi dosežene tlačne trdnosti v betonu, ki je v primeru “med segrevanjem” znašala $2,77 \text{ kN/cm}^2$, v primeru “po segrevanju” pa $2,11 \text{ kN/cm}^2$. Tako v primeru “med segrevanjem” kot “po segrevanju”, za katera na sliki 7.14 prikazujemo razpored napetosti po AB prerezu v različnih korakih obremenjevanja do porušitve, v nateznih palicah ni prišlo do plastifikacije. Tukaj opazimo, da je v primeru “po segrevanju” tlačna trdnost betona okoli 24 % nižja kot “med segrevanjem” posledično je kritična obtežba okoli

15 % nižja. V primeru požarne krivulje OZone v primeru “med segrevanjem” pride do plastifikacije tlačne in natezne armature, medtem ko v primeru “po segrevanju” pride do plastifikacije tlačne armature. Napetost v natezni armaturi je malenkost nižja od meje tečenja. Porušitev je v obeh primerih dosežena ob dosegu tlačne trdnosti betona, ki v primeru “med segrevanjem” znaša $2,89 \text{ kN/cm}^2$, v primeru “po segrevanju” pa $2,24 \text{ kN/cm}^2$.

Preglednica 7.3: Vrednost kritične linijske obtežbe q_{cr} , nanešene na AB nosilec po požaru.

Table 7.3: The value of critical load q_{cr} applied on the RC beam after fire.

	q_{cr} [kN/m]		
	Med segrevanjem	Po segrevanju	Razlika [%]
ISO 60	61,37	60,99	-0,6
ISO 90	61,75	52,25	-15,4
OZone	61,37	60,14	-2,0



Slika 7.14: Razpored napetosti po prečnem prerezu AB nosilca pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90 po ohladitvi, pri obtežbi: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ in (c) q_{cr} .

Figure 7.14: Stress distribution across the RC beam's cross-section exposed to fire curve ISO 90 after cooling, at different loads: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ and (c) q_{cr} .

7.4 Linijski AB steber

7.4.1 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Sledi obravnava linijskega AB stebra in njegovega prečnega prereza, izpostavljenega enakim požarnim scenarijem, kot predhodno analiziranega AB nosilca. Steber je požaru izpostavljen iz vseh štirih strani,

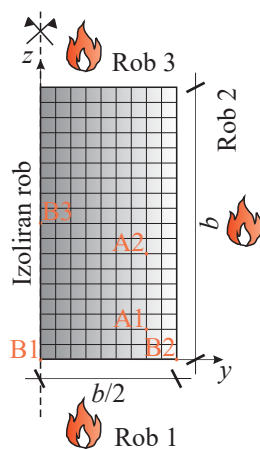
v računskem modelu, ki ga prikazujemo na sliki 7.15, pa upoštevamo enojno simetrijo prečnega prereza. Polovico prečnega prereza AB stebra smo modelirali s 1800 štirivozliščnimi izoparametričnimi končnimi elementi. Podobno, kot pri obravnavanju AB nosilcu, na sliki 7.15 prikazujemo prerez AB stebra z označenimi položaji petih opazovanih točk, za katere na slikah 7.16, 7.17 in 7.18 prikazujemo razvoj temperature. Koordinate opazovanih petih točk so navedene v preglednici 7.4.

Preglednica 7.4: Koordinate petih opazovanih točk prereza AB stebra.

Table 7.4: Coordinates of the five observed points of the RC column's cross-section.

Točka	y [cm]	z [cm]
B1	0	0
B2	15	0
B3	0	15
A1	11	4
A2	11	11,33

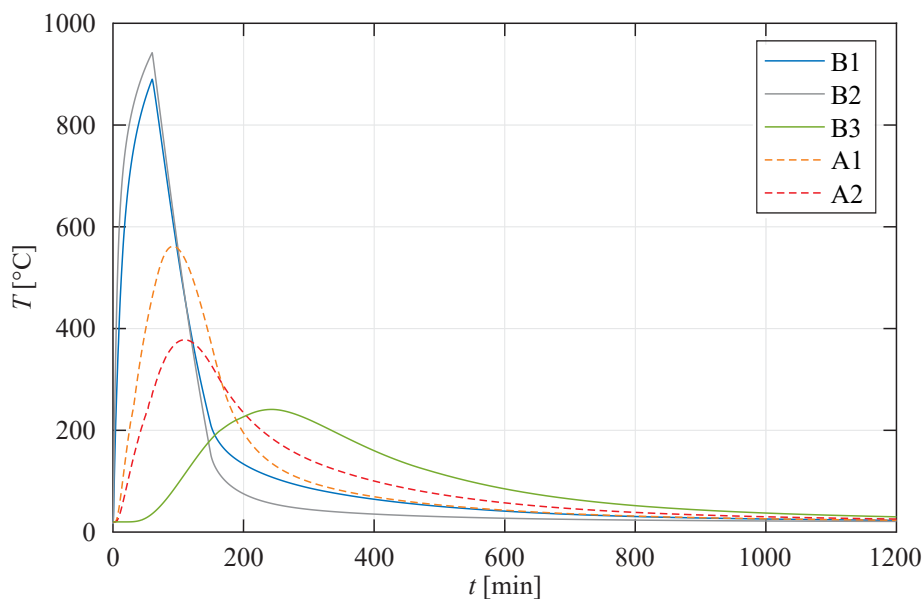
Med izpostavljenostjo požarni krivulji ISO 60 je najvišja temperatura v betonu dosežena v točki B2 (942 °C), ki se nahaja v vogalu med izpostavljenima robovoma 1 in 2, najnižja pa v točki B3 (241 °C), ki se nahaja v središču prereza. Toplotno najbolj izpostavljena armaturna palica se nahaja v točki A1 (562 °C), ki je najbližje izpostavljenima robovoma 1 in 2, najnižja temperatura pa je dosežena v armaturni palici, ki se nahaja v točki A2 (378 °C). Med izpostavljenostjo krivulji ISO 90 je ponovno najvišja temperatura dosežena v točki B2 (1004 °C), najnižja pa v točki B3 (389 °C). Najvišja temperatura v armaturnih palicah je dosežena v točki A1 (690 °C), najnižja pa v točki A2 (510 °C). Nazadnje je bil linijski AB steber izpostavljen požarni krivulji OZone. Pri tem je bila najvišja temperatura v betonu ponovno dosežena v točki B2 (906 °C), najnižja pa v točki B3 (354 °C). V armaturnih palicah je bila najvišja temperatura dosežena v točki A1 (654 °C), najnižja pa v točki A2 (486 °C).



Slika 7.15: Računski model prereza AB stebra in lokacija opazovanih točk toplotno-vlažnostne analize.

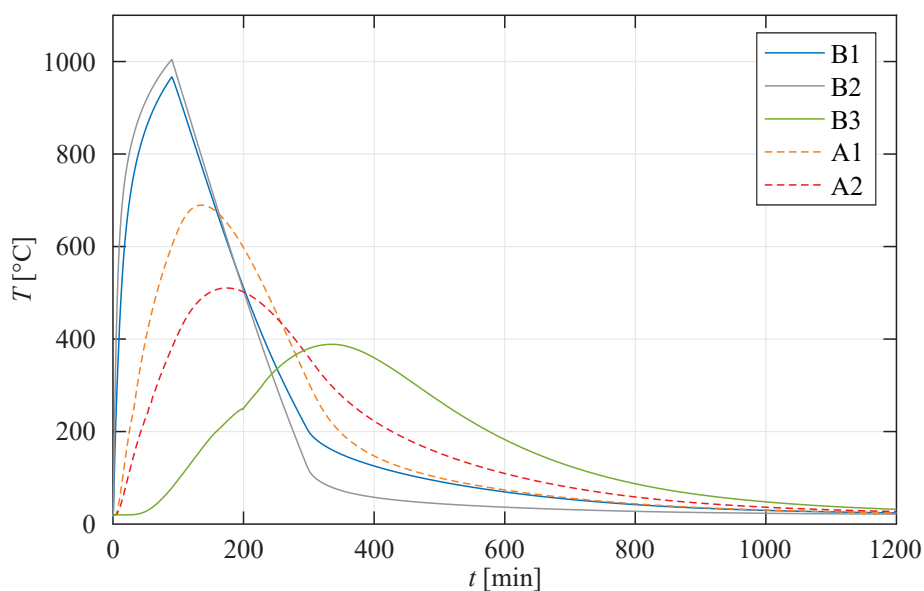
Figure 7.15: Numerical model of the RC column's cross-section and the position of the observed points of the thermal-hydral analysis.

Podobno kot za linijski AB nosilec, na sliki 7.19 prikazujemo krajevno razporeditev temperatur po prerezu v vseh treh obravnavanih požarnih scenarijih pri izbranih časih $t = 30, 60, 120$ in 200 min.



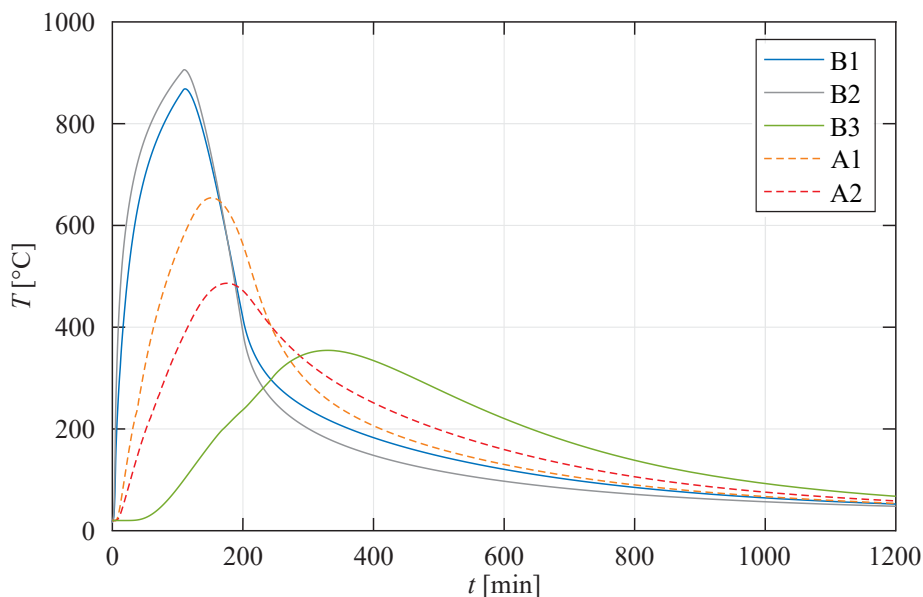
Slika 7.16: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 60.

Figure 7.16: Time-temperature curves in five observed points of the RC column's cross-section for exposure to fire curve ISO 60.



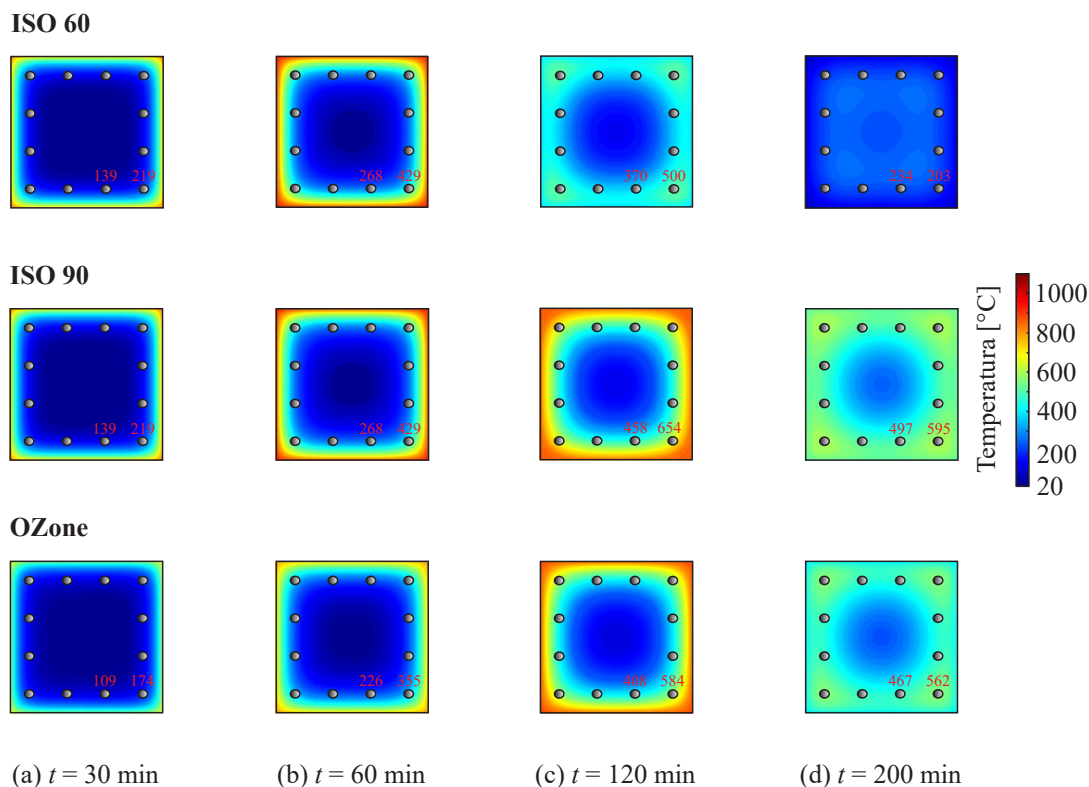
Slika 7.17: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.

Figure 7.17: Temperature-time curves in five observed points of the RC column's cross-section for exposure to fire curve ISO 90.



Slika 7.18: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah prečnega prereza AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone.

Figure 7.18: Temperature-time curves in five observed points of the RC column’s cross-section for exposure to fire curve OZone.

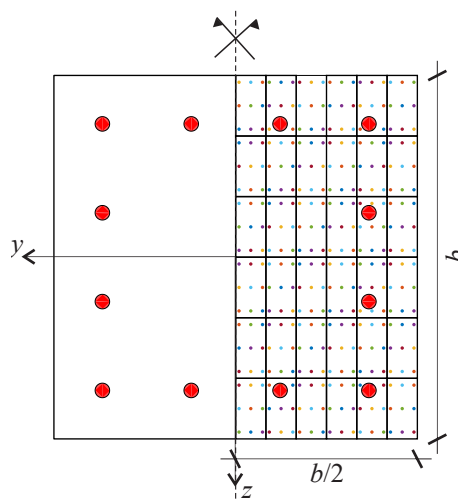


Slika 7.19: Krajevna razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB stebra pri izbranih časih. Figure 7.19: Distribution of temperature over the RC column’s cross-section at selected times.

7.4.2 Mehanski del požarne analize

Sledi obravnava linijskega AB stebra pri sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. Pri tem smo spremljali osni pomik u^* na vrhu stebra in prečni pomik w^* na sredini višine stebra.

Za primerjavo smo ponovno uporabili dve konstitucijski zvezi betona, ki smo ju predhodno predstavili na začetku poglavja 7 in ju označujemo z “med segrevanjem” in “po segrevanju”. Obravnavani linijski AB steber je modeliran z 10 deformacijskimi končnimi elementi, prečni prerez AB stebra je simetrično razdeljen na dve polovici s po 36 delov, polovica prereza tako skupaj vsebuje $36 \times 9 = 324$ integracijskih točk, kot prikazujemo na sliki 7.20.



Slika 7.20: Integracijske točke za račun normalnih napetosti po prečnem prerezu AB stebra.

Figure 7.20: Integration points for calculation of normal stresses over the RC column's cross-section.

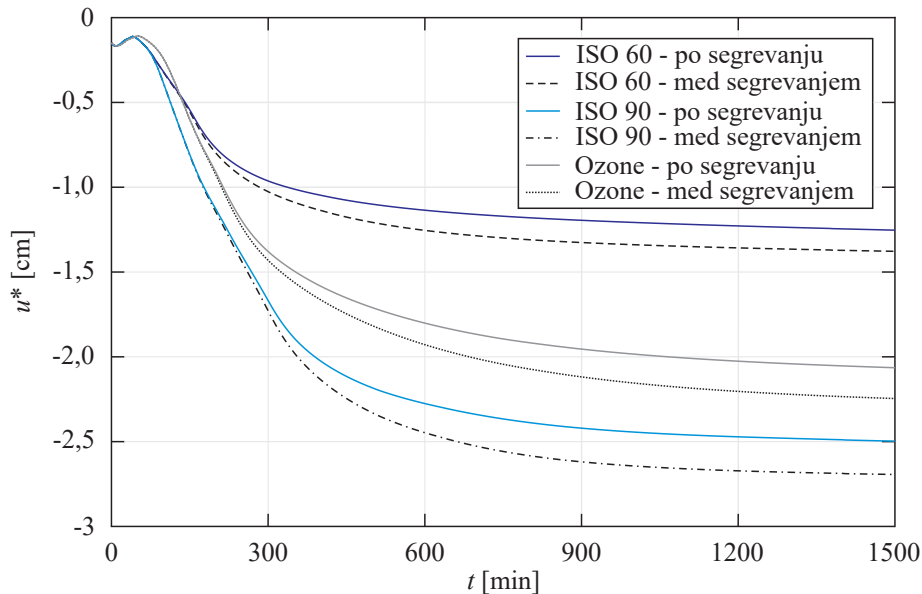
Na sliki 7.21 prikazujemo časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu stebra, v preglednici 7.5 pa njegove največje vrednosti, ki smo jih pri vsakem požarnem scenariju določili v dveh primerih. V primeru tlačno obremenjenega stebra se največji osni pomiki razvijejo proti koncu faze ohlajanja. V primeru izpostavljenosti ISO 60 se v primeru uporabe materialnih parametrov konstitucijskih zvez, ki jih podaja

Preglednica 7.5: Osni pomik u^* na vrhu linijskega AB stebra v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.5: The displacement u^* on the top of the RC column in the case “during heating” and “after heating”.

	u_{\max}^* [cm]	
	Med segrevanjem	Po segrevanju
ISO 60	-1,38	-1,25
ISO 90	-2,69	-2,50
OZone	-2,25	-2,06

standard SIST EN 1992-1-2 [42] razvijejo večji pomiki, kot v primeru upoštevanja eksperimentalno določenih materialnih parametrov. Tako je v primeru upoštevanja eksperimentalnih vrednosti, na koncu faze ohlajanja, osni pomik okoli 10 % nižji kot v primeru upoštevanja vrednosti, ki jih podaja standard. V primeru izpostavljenosti preostalima dvema požarnima scenarijema ISO 90 oziroma OZone je dosežena razlika v osnem pomiku za okoli 8 oziroma 9 %. Razlog dosega manjšega pomika po izpostavljenosti povišanim temperaturam je nižja tlačna trdnost betona in pripadajoče deformacije, kar pa povzroči povečanje modula elastičnosti betona v primerjavi s stanjem med izpostavljenostjo povišanim temperaturam.



Slika 7.21: Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.

Figure 7.21: The time development of displacement u^* on the top of the RC column when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.

Pri AB stebri smo upoštevali začetno geometrijsko nepopolnost, ki je največjo vrednost zavzela na sredini višine stebra, tako smo v tej točki spremljali prečni pomik w^* , za katerega na sliki 7.22 prikazujemo njegov časovni razvoj pri izpostavljenosti trem požarnim scenarijem in dvema konstitucijskima zvezama betona. V preglednici 7.6 prikazujemo največje dosežene vrednosti prečnega pomika w^* kot tudi vrednosti po ohladitvi na sobno temperaturo.

Preglednica 7.6: Vrednost prečnega pomika w^* na sredini linijskega AB stebra v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.6: Values of the displacement w^* in the middle of the RC column in the case “during heating” and “after heating”.

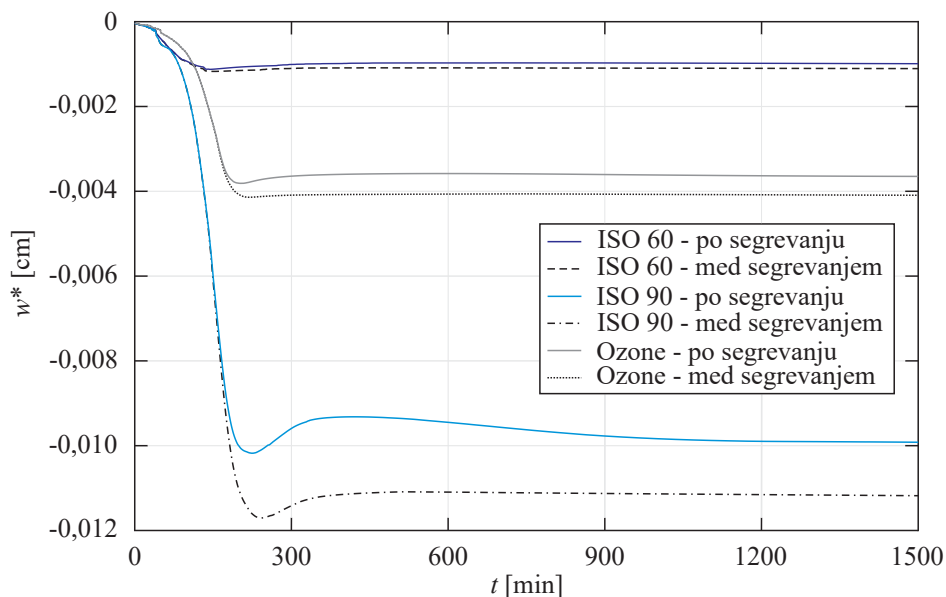
w_{\max}^* [cm]	$t_{w_{\max}^*}$ [min]	$w_{t_{\max}^*}$ [cm]
Med segrevanjem		
se nadaljuje ...		

... nadaljevanje Preglednice 7.6

ISO 60	-0,0012	150	-0,0011
ISO 90	-0,0117	242	-0,0112
OZone	-0,0041	218	-0,0041
Po segrevanju			
ISO 60	-0,0011	143	-0,0010
ISO 90	-0,0102	224	-0,0099
OZone	-0,0038	203	-0,0036

Velikost prečnih pomikov w^* na sredini višine stebra je v primerjavi z osnimi pomiki u^* na vrhu stebra zelo majhna. Pri izpostavljenosti ISO 60 v primeru “med segrevanjem” do največjih prečnih pomikov pride pri času 150 min, kar je 90 min po tem, ko je dosežena najvišja temperatura v požarnem sektorju. V primeru ISO 90 “med segrevanjem” do največjih pomikov pride pri času 242 min, kar je 152 min kasneje, kot je dosežena najvišja temperatura v okolici AB stebra. V primeru OZone “med segrevanjem” pa do največjih prečnih pomikov pride 107 min kasneje, kot je dosežena najvišja temperatura v požarnem prostoru. V primeru obravnavanih požarnih scenarijev in stanja “po segrevanju” opazimo, da so največji prečni pomiki w^* nekoliko manjši in doseženi med 7 in 18 min prej kot v primerih “med segrevanjem”.

V vseh obravnavanih primerih se največji prečni pomik w^* na sredini višine AB stebra v fazi ohlajanja nekoliko zmanjša.



Slika 7.22: Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini višine linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih konstitutivskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.

Figure 7.22: The time development of displacement w^* in the middle of the RC column when exposed to different temperature loads and using different constitutive laws of limestone concrete.

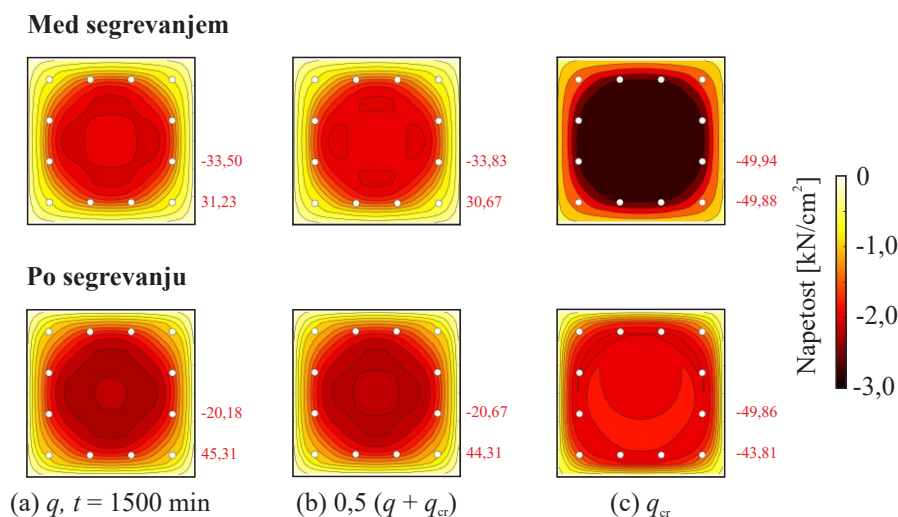
Po ohlaiditvi obravnavanega linijskega AB stebra na sobno temperaturo smo točkovno obtežbo post-

poma povečevali do dosega porušitve. Vrednost kritične obtežbe P_{cr} v primerih “med segrevanjem” in “po segrevanju” prikazujemo v preglednici 7.7. V vseh treh primerih “med segrevanjem” je do porušitve prišlo pri višji kritični obtežbi, kot “po segrevanju”. V primeru ISO 60 je bila kritična sila v primeru “po segrevanju” nižja okoli 14 %, v primeru ISO 90 oziroma OZone pa okoli 19 % oziroma 20 %. V primeru izpostavljenosti požarni krivulji OZone na sliki 7.23 prikazujemo razpored napetosti po prečnem prerezu AB stebra pri različnih korakih obremenjevanja do dosega porušitve.

Preglednica 7.7: Vrednost kritične sile P_{cr} , nanešene na AB stebra po požaru.

Table 7.7: The value of critical load P_{cr} applied to the RC column after fire.

	P_{cr} [kN]		
	Med segrevanjem	Po segrevanju	Razlika [%]
ISO 60	2601,02	2227,07	-14,4
ISO 90	2251,89	1826,45	-18,9
OZone	2454,99	1966,53	-19,9



Slika 7.23: Razpored napetosti po prečnem prerezu AB stebra pri izpostavljenosti požarni krivulji OZone po ohlaiditvi, pri obtežbi: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ in (c) q_{cr} .

Figure 7.23: Stress distribution across the RC column's cross-section exposed to fire curve OZone after cooling, at different loads: (a) q , (b) $0,5 (q + q_{cr})$ and (c) q_{cr} .

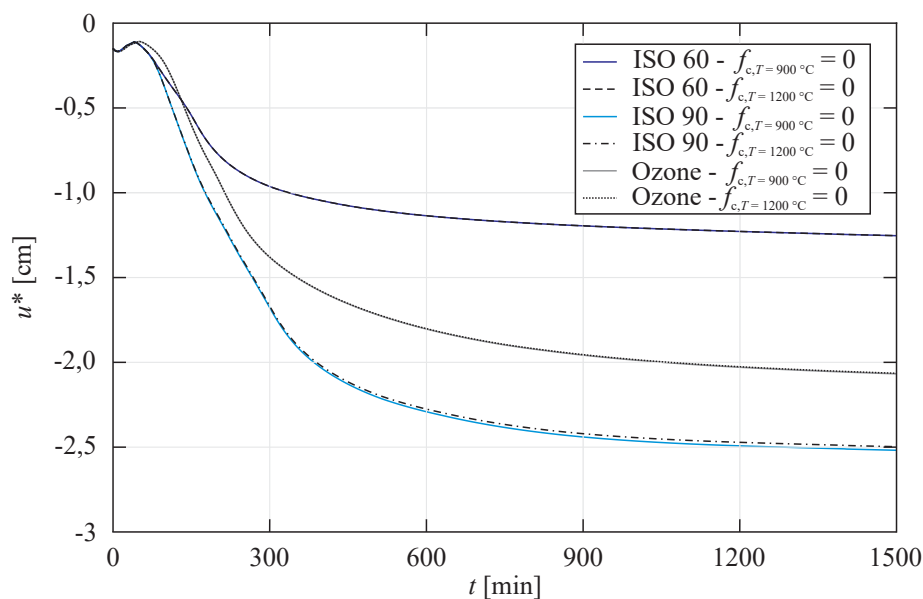
7.4.3 Vpliv normirane preostale tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom

V uvodnem poglavju, pri pregledu literature [7, 13, 26], smo opazili, da se preostala tlačna trdnost betona po izpostavljenosti temperaturi 800°C približa vrednosti 0. Pri eksperimentalnem delu smo izmerili, da normirana preostala tlačna trdnost betona po izpostavljenosti omenjeni temperaturi znaša 0,18. Do sedaj smo v mehanskem delu požarne analize predpostavili, da normirana preostala tlačna trdnost betona pri temperaturi 1200°C ($f_{c,T=1200^\circ\text{C}}$) doseže vrednost 0, sedaj pa analiziramo kakšen vpliv ima predpostavka, da je normirana preostala tlačna trdnost betona enaka 0 pri temperaturi 900°C ($f_{c,T=900^\circ\text{C}}$). S tem se

približamo tudi ugotovitvam predhodno navedenih raziskovalcev [7, 13, 26].

V požarni analizi smo uporabili linijski AB steber, predstavljen v poglavju 7.1, izpostavljen trem požarnim scenarijem, predstavljenim v poglavju 7.2. Toplotno-vlažnostni del požarne analize smo predhodno opisali v poglavju 7.4.1. Pri mehanskem delu požarne analize sedaj obravnavamo le modificirano konstitucijsko zvezo betona z apnenčevim agregatom, predstavljeno v poglavju 6.4.5, pri čemer upoštevamo enake vrednosti eksperimentalno določenih normiranih preostalih tlačnih trdnosti betona z apnenčevim agregatom do temperature 800 °C. Predpostavimo, da je sedaj normirana preostala tlačna trdnost betona pri temperaturi 900 °C enaka 0.

Na sliki 7.24 prikazujemo časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu obravnavanega linijskega AB stebra pri izpostavljenosti obravnavanim požarnim scenarijem v primeru “po segrevanju”. Opazimo, da je v obeh primerih (z upoštevanjem $f_{c,T=1200^\circ\text{C}} = 0$ oziroma $f_{c,T=900^\circ\text{C}} = 0$) prišlo do podobnega razvoja pomikov. Ponovno do največjih pomikov pride pri izpostavljenosti AB stebra ISO 90, saj so v tem primeru dosežene najvišje temperature med segrevanjem. V tem primeru tudi opazimo majhno razliko med doseženimi pomiki, pri čemer z upoštevanjem $f_{c,T=900^\circ\text{C}} = 0$, dosežemo malenkost večji osni pomik u^* na vrhu AB stebra.



Slika 7.24: Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra pri različnih temperaturnih obremenitvah in različnih vrednostih normirane tlačne trdnosti v primeru “po segrevanju”.

Figure 7.24: The time development of displacement u^* on the top of the RC column at different temperature exposures and normalized compressive strengths in the case “after heating”.

Po ohladitvi na sobno temperaturo smo linijske AB stebre še obremenili do porušitve in pri tem določili kritično obtežbo P_{cr} , ki je predstavljena v preglednici 7.8. V primeru ISO 90 pride do odstopanja okoli 2,4 % med kritično silo, določeno v primeru, ko je $f_{c,T=1200^\circ\text{C}} = 0$ oziroma $f_{c,T=900^\circ\text{C}} = 0$. V ostalih dveh primerih je razlika nižja in znaša največ 0,6 %. Opazimo, da je vpliv normirane preostale tlačne trdnosti betona z apnenčevim agregatom pri oceni nosilnosti linijskih AB stebrov minimalen in ga lahko zanemarimo. V primeru natančnejših mehanskih analiz in v primeru, ko so bile med požarom v požarnem

prostoru dosežene temperature nad 1000 °C, je upoštevanje, da je normirana tlačna trdnost pri temperaturi 900 °C enaka nič, smotrno.

Preglednica 7.8: Vrednost kritične sile P_{cr} , nanešene na AB steber po požaru, v primeru “po segrevanju”.

Table 7.8: The value of critical load P_{cr} applied to the RC column after fire in the case “after heating”.

	P_{cr} [kN]		
	$f_{c,T=1200^{\circ}\text{C}} = 0$	$f_{c,T=900^{\circ}\text{C}} = 0$	Razlika [%]
ISO 60	2227,07	2228,94	0,1
ISO 90	1826,45	1782,90	-2,4
OZone	1966,53	1954,12	-0,6

7.4.4 Vpliv sestave betonske mešanice z apnenčevim agregatom

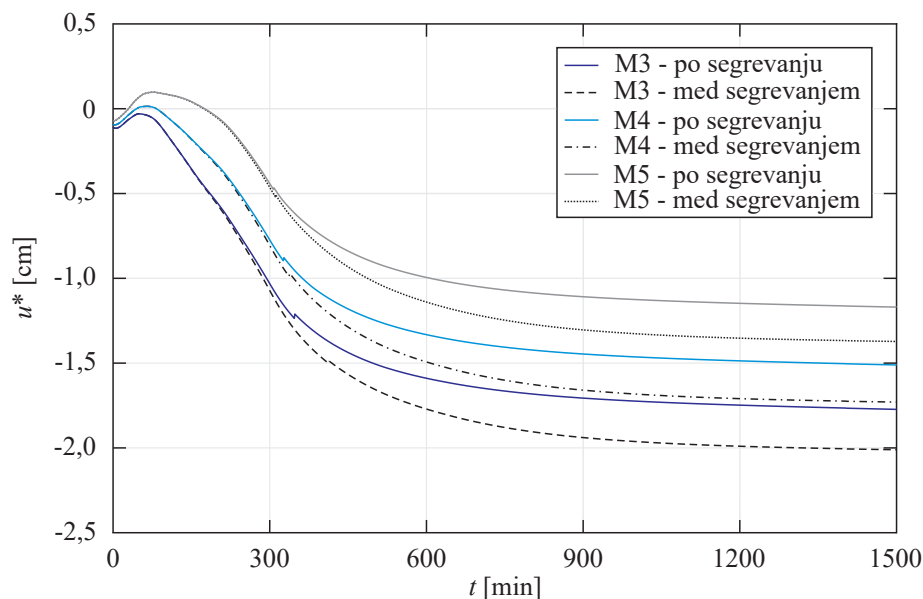
V eksperimentalnem delu smo pri različnih mešanicah betona pri sobni temperaturi izmerili različne tlačne trdnosti betona. Da bi preučili vpliv sestave mešanic oziroma tlačne trdnosti betona, smo v nadaljevanju v mehanskem delu požarne analize linijskega AB stebra upoštevali povprečno tlačno trdnost betona mešanic M3, M4 in M5, ki so znašale 4,793 kN/cm², 5,760 kN/cm² in 7,688 kN/cm². Linijski AB steber je bil izpostavljen požarni krivulji ISO 90, pri čemer v nadaljevanju obravnavamo primera “med segrevanjem” in “po segrevanju”. Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu obravnavanega AB stebra prikazujemo na sliki 7.25, medtem ko številčne vrednosti prikazujemo v preglednici 7.9.

Preglednica 7.9: Osni pomik u^* na vrhu linijskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 in pri različnih tlačnih trdnostih betona v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.9: The displacement u^* on the top of the RC column exposed to fire curve ISO 90 for different compressive strengths of concrete in the case “during heating” and “after heating”.

	u_{\max}^* [cm]	
	Med segrevanjem	Po segrevanju
M3	-2,01	-1,77
M4	-1,73	-1,51
M5	-1,37	-1,17

Največji osni pomiki na vrhu linijskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90, se razvijejo v primeru “med segrevanjem” z upoštavanjem najnižje tlačne trdnosti betona (mešanica M3). S povečevanjem tlačne trdnosti se doseženi osni pomik zmanjšuje. V primeru “po segrevanju” je osni pomik na vrhu stebra manjši okoli 12 %, pri upoštevanju tlačne trdnosti mešanice M3, 13 % oziroma 15 % pa v primeru mešanice M4 oziroma M5.



Slika 7.25: Časovni razvoj osnega pomika u^* na vrhu linijskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 in pri različnih tlačnih trdnostih betona v primerih “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Figure 7.25: The time development of displacement u^* on the top of the RC column exposed to fire curve ISO 90 for different compressive strengths of concrete in the cases “during heating” and “after heating”.

Po ohlavitvi obravnavanih AB stebrov na sobno temperaturo smo pričeli postopno povečevati točkovno obtežbo, dokler ni bila dosežena njegova porušitev. Vrednosti kritične obtežbe P_{cr} v primerih “med segrevanjem” in “po segrevanju” prikazujemo v preglednici 7.10. Ponovno je bila v primerih “med segrevanjem” dosežena višja kritična obtežba, kot v primerih “po segrevanju”. V primeru upoštevanja tlačne trdnosti betona $3,37 \text{ kN/cm}^2$ (poglavje 7.4.2) je prišlo do največje razlike pri kritični sili, doseženi “med segrevanjem” oziroma “po segrevanju” (19,9 %). Rezultati dodatnih parametričnih študij, predstavljenih v tem poglavju, kažejo, da je upoštevanje dejanske tlačne trdnosti betona, določene pri sobni temperaturi smotno za natančno oceno nosilnosti AB konstrukcije. V nasprotnem primeru pa smo z upoštevanjem nižje vrednosti tlačne trdnosti na varni strani, saj predvidimo nižjo tlačno nosilnost in večje pomike AB konstrukcije.

Preglednica 7.10: Vrednost kritične sile P_{cr} , določene na AB stebri v primeru ISO 90 in različnih tlačnih trdnostih betona.

Table 7.10: The value of critical load P_{cr} determined for the RC column in the case ISO 90 and different compressive strengths of concrete.

	P_{cr} [kN]		
	Med segrevanjem	Po segrevanju	Razlika [%]
M3	2568,27	2435,51	-5,2
M4	3062,07	2769,39	-9,6

se nadaljuje ...

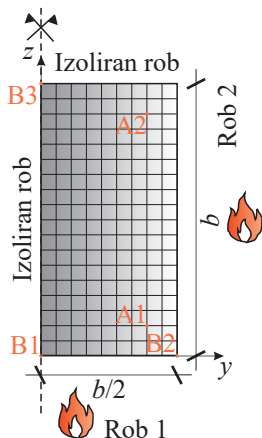
... nadaljevanje Preglednice 7.10

M5	3728,33	3496,94	-6,2
----	---------	---------	------

7.5 Ravninski linijski AB okvir

7.5.1 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Ravninski linijski AB okvir, prikazan na sliki 7.3, je v spodnjem desnem okvirju izpostavljen požarni krivulji ISO 90. Tako stebra, kot vmesna prečka, so požaru izpostavljeni iz treh strani. V računskem modelu toplotno-vlažnostne analize za oba stebra uporabimo enak prečni prerez, saj predpostavimo, da je temperatura v armaturnih palicah enaka temperaturi betona na tem mestu. Podobno za več različnih prečnih prerezov obravnavanega nosilca v toplotno-vlažnostnem delu požarne analize uporabimo le en prečni prerez nosilca. Na sliki 7.26 prikazujemo model stebra prereza A-A, ki smo ga uporabili pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize, kjer upoštevamo enojno simetrijo prereza in polovico prečnega prereza modeliramo s 1800 štirivozliščnimi izoparametričnimi končnimi elementi. Na sliki 7.27 prikazujemo časovni razvoj temperature v petih točkah prereza stebra A-A, ki so označene na sliki 7.26, točne koordinate pa podane v preglednici 7.11. Z oznakami B1, B2 in B3 označujemo točke znotraj betonskega prereza, z A1 in A2 pa točke na mestu armaturnih palic.



Slika 7.26: Računski model stebra prereza A-A in lokacija opazovanih točk toplotno-vlažnostne analize.

Figure 7.26: Numerical model of the RC column's A-A cross-section and the position of the observed points of the thermal-hydral analysis.

Preglednica 7.11: Koordinate petih opazovanih točk AB stebra prereza A-A.

Table 7.11: Coordinates of five observed points of the RC column's A-A cross-section.

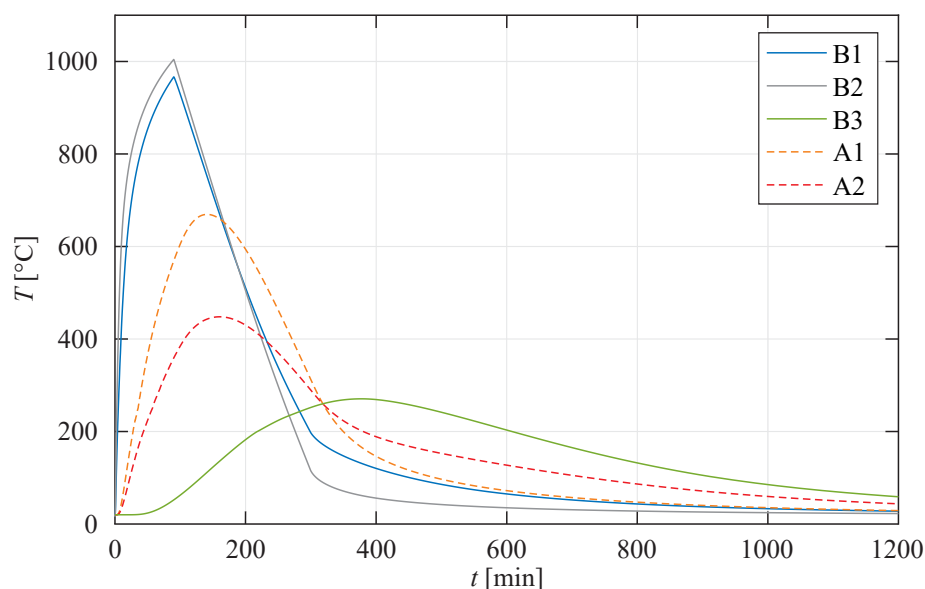
Točka	y [cm]	z [cm]
B1	0	0
B2	15	0

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 7.11

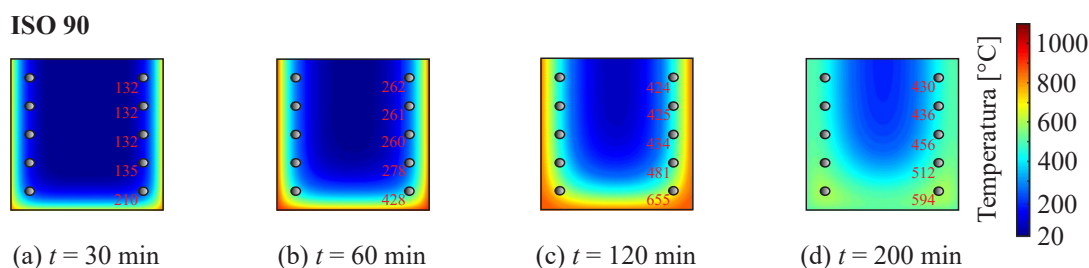
B3	0	30
A1	11	4
A2	11	26

Med izpostavljenostjo požarni krivulji ISO 90 je najvišja temperatura v betonu stebra (tako v prerezu A-A kot tudi B-B) dosežena v točki B2 (1004 °C), najnižja pa v točki B3 (271 °C), medtem ko je v armaturnih palicah najvišja temperatura dosežena v točki A1 (669 °C), najnižja pa v točki A2 (448 °C). Najvišje dosežene temperature v ostalih armaturnih palicah prečnega prereza A-A oziroma B-B se nahajajo znotraj temperaturnega območja, ki ga omejujeta temperaturi, doseženi v armaturnih palicah A1 in A2. Krajevno razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB stebra s prerezom A-A, pri časih $t = 30$, 60, 120 in 200 min, prikazujemo na sliki 7.28.



Slika 7.27: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah AB stebra prečnega prereza A-A pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.

Figure 7.27: Temperature-time curves in five observed points of the RC column's A-A cross-section for exposure to fire curve ISO 90.



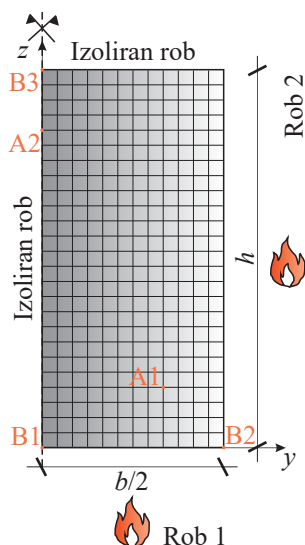
Slika 7.28: Krajevna razporeditev temperatur po AB stebri prečnega prereza A-A pri izbranih časih.
Figure 7.28: Distribution of temperature over the RC column's A-A cross-section at selected times.

Podobno smo pri toplotno-vlažnostni analizi prečnega prereza AB nosilca upoštevali enojno simetrijo prereza in prečni prerez D-D modelirali z 2100 štirivozličnimi izoparametričnimi končnimi elementi. Prikazujemo ga na sliki 7.29. Na sliki 7.30 prikazujemo časovni razvoj temperature v petih točkah prečnega prereza D-D AB nosilca, ki so označene na sliki 7.29, njihove koordinate pa podane v preglednici 7.12.

Preglednica 7.12: Koordinate petih opazovanih točk AB nosilca prereza D-D.

Table 7.12: Coordinates of five observed points of the RC beam's D-D cross-section.

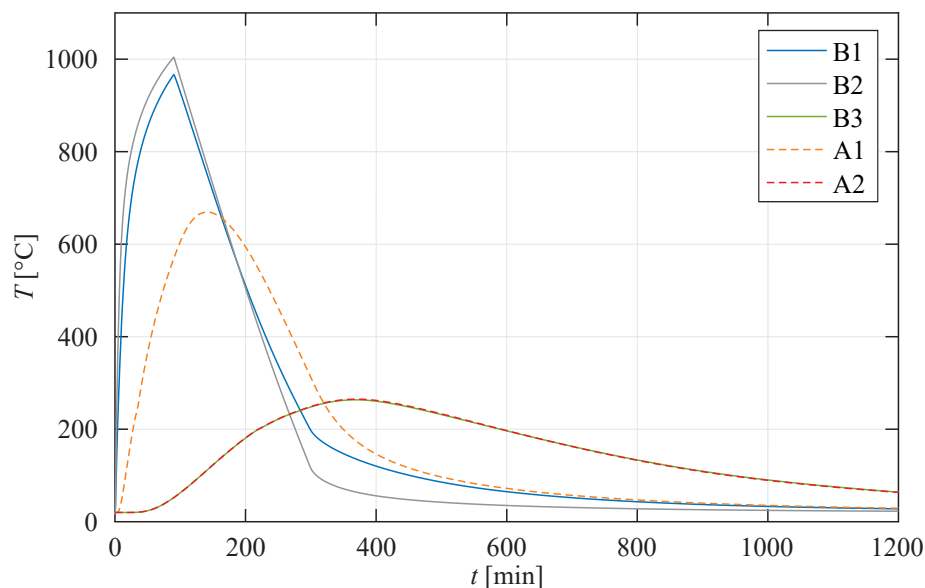
Točka	y [cm]	z [cm]
B1	0	0
B2	15	0
B3	0	30
A1	11	4
A2	0	31



Slika 7.29: Računski model AB nosilca prereza D-D in lokacija opazovanih točk pri toplotno-vlažnostnem delu požarne analize.

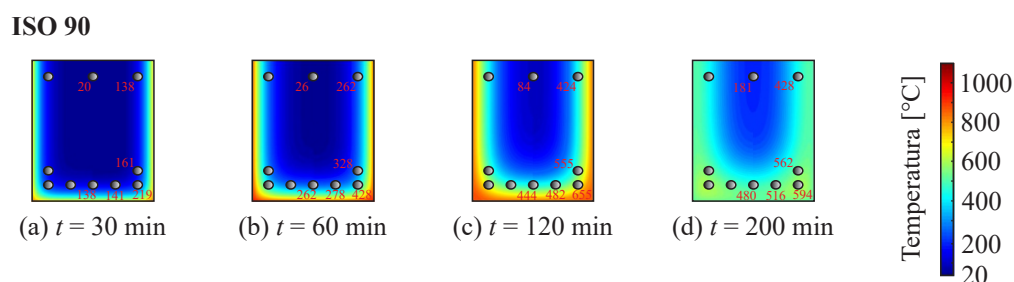
Figure 7.29: Numerical model of the RC beam's D-D cross-section and the position of the observed points for the thermal-hydral part of the fire analysis.

Med izpostavljenostjo AB nosilca požarni krivulji ISO 90 je bila v betonu dosežena enaka najvišja temperatura kot v primeru AB stebra, temperatura v točki B3 pa je bila le nekoliko nižja kot v predhodnem primeru. V armaturnih palicah je bila najvišja temperatura dosežena v točki A1 (669 °C), najnižja pa v točki A2 (265 °C). Na sliki 7.31 prikazujemo krajevno razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB nosilca prereza D-D pri časih $t = 30, 60, 120$ in 200 min.



Slika 7.30: Časovni razvoj temperature v petih opazovanih točkah AB nosilca prečnega prereza D-D pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90.

Figure 7.30: Temperature-time curves in five observed points of the RC column's D-D cross-section for exposure to fire curve ISO 90.



Slika 7.31: Krajevna razporeditev temperatur po AB nosilcu prečnega prereza D-D pri izbranih časih.

Figure 7.31: Distribution of temperature over the RC column's D-D cross-section at selected times.

7.5.2 Mehanski del požarne analize

Po izvedenem toplotno-vlažnostnem delu požarne analize smo linijski AB okvir obravnavali pri sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. Pri tem smo spremljali osna pomika u^* sredinskega in desnega stebra okvirja na višini 3,6 m in prečni pomik w^* nosilca na sredini razpona med omenjenima stebroma. Oba AB stebra in nosilec so bili neposredno izpostavljeni požarni krivulji ISO 90 in tako na teh mestih pričakujemo največje vplive obravnavanih obtežb. Linijski AB okvir je bil modeliran z 32 končnimi elementi, pri čemer smo vzdolž končnega elementa uporabili Lobbatovo 5-stopenjsko integracijsko shemo in 4-stopenjski polinom. Polovica posameznega prečnega AB prereza pa vsebuje $36 \times 9 = 324$ integracijskih točk.

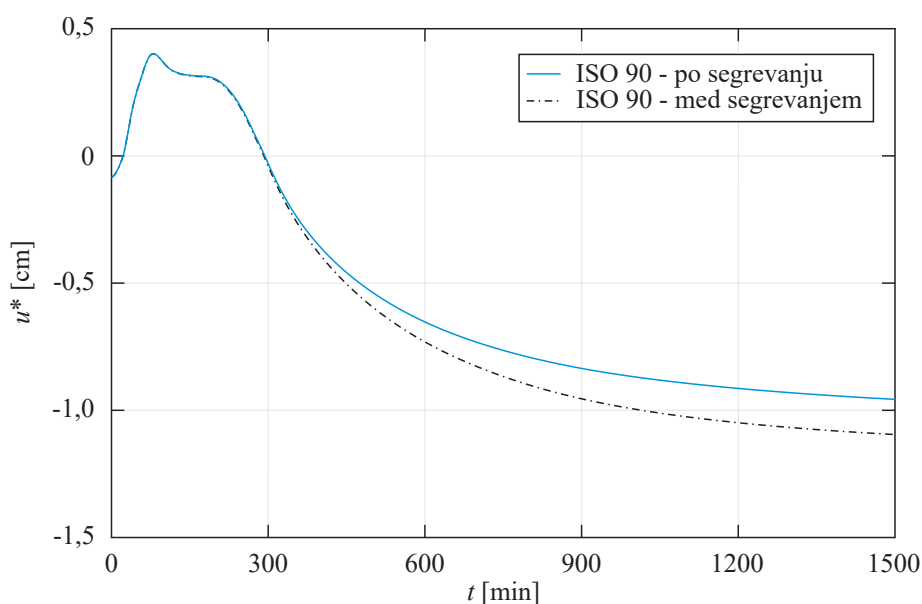
Na sliki 7.32 prikazujemo časovni razvoj pomika u^* v sredinskem stebri AB okvirja, in sicer na višini

3,6 m, vrednosti največjih osnih pomikov, ki so doseženi ob ohladitvi konstrukcije na sobno temperaturo, pa podajamo v preglednici 7.13. V primeru izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90 nastane razlika okoli 12 % med največjima pomikoma doseženima v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Preglednica 7.13: Osní pomik u^* na višini 3,6 m sredinskega AB stebra, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.13: The displacement u^* in the middle of the RC column at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.

	u_{\max}^* [cm]	
	Med segrevanjem	Po segrevanju
ISO 90	-1,09	-0,96



Slika 7.32: Časovni razvoj osnega pomika u^* na višini 3,6 m v sredinskem AB stebru okvirja pri požarni krivulji ISO 90 in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.

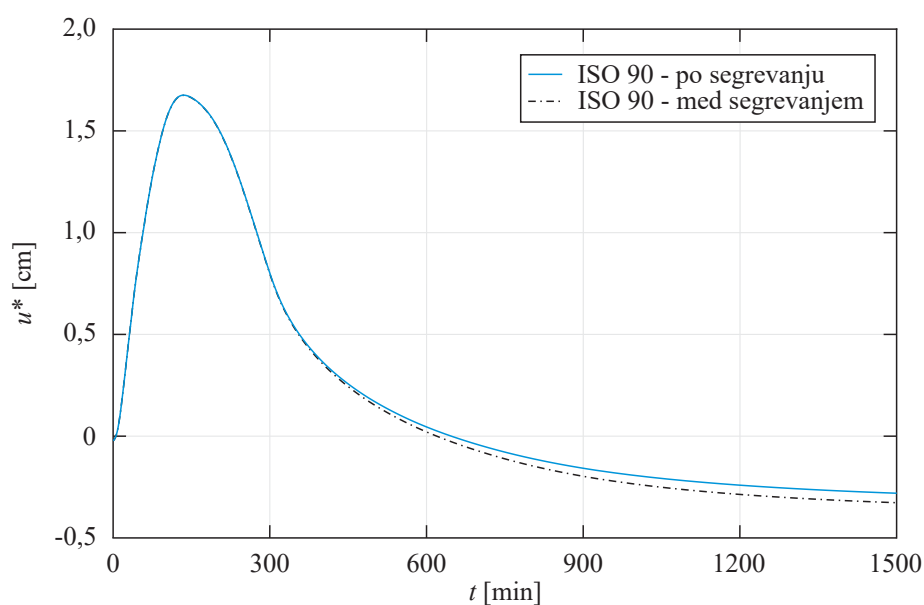
Figure 7.32: The time development of displacement u^* in the middle RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 and different constitutive laws of limestone concrete.

Časovni razvoj osnega pomika u^* v desnem stebru AB okvirja na višini 3,6 m prikazujemo na sliki 7.33, številčne vrednosti pa podajamo v preglednici 7.14. V primeru izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90 se v stebru po pričetku segrevanja, kljub mehanski obtežbi, najprej pojavijo natezne napetosti, ki pa se nato ob ohlajanju izničijo in steber postane tlačno obremenjen. Največji osni pomiki v zunanem stebru se tako pojavijo med segrevanjem in znašajo 1,68 cm tako v primeru “med segrevanjem” kot “po segrevanju”. Po ohladitvi obravnavanega AB stebra na sobno temperaturo so se pomiki v primeru “med segrevanjem” zmanjšali za 2,01 cm, v primeru “po segrevanju” pa 1,96 cm.

Preglednica 7.14: Osni pomik u^* na višini 3,6 m desnega AB stebra okvirja, izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.14: The displacement u^* in the right RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.

	u_{\max}^* [cm]	
	Med segrevanjem	Po segrevanju
ISO 90	1,68	1,68



Slika 7.33: Časovni razvoj osnega pomika u^* na višini 3,6 m v desnem AB stebri okvirja pri požarni krivulji ISO 90 in različnih konstitucijskih zvezah betona z apnenčevim agregatom.

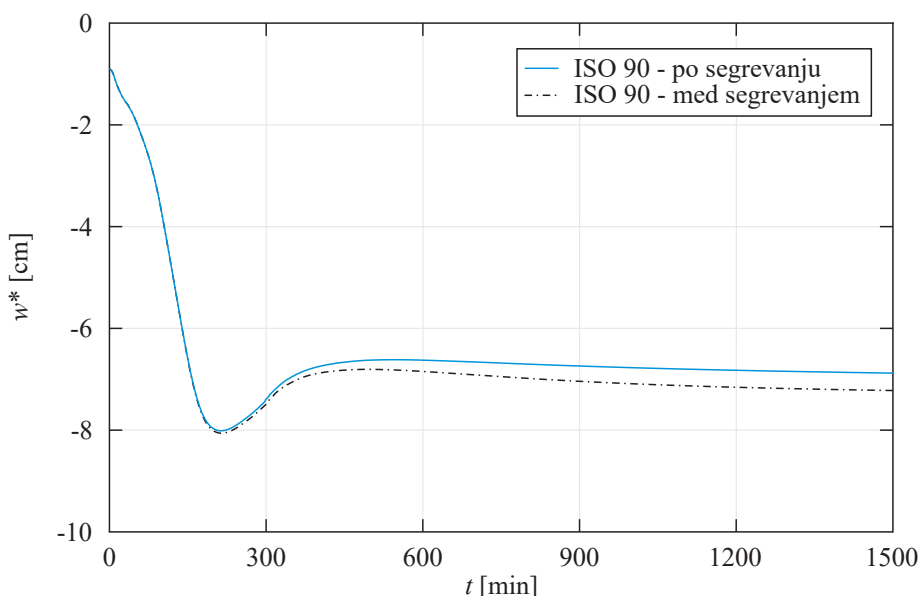
Figure 7.33: The time development of displacement u^* in the right RC column of the frame at height 3,6 m when exposed to fire curve ISO 90 with consideration of different constitutive laws of limestone concrete.

Nazadnje na sliki 7.34 predstavljamo časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini razpona AB nosilca, številčne vrednosti pa podajamo v preglednici 7.15. Pri izpostavljenosti požarni krivulji ISO 90, temperature naraščajo 90 min, največji pomiki v AB nosilcu pa so doseženi približno 2 uri po dosegu najvišje temperature zraka. Po ohlaiditvi na sobno temperaturo se pomiki tako v primeru “med segrevanjem” kot “po segrevanju” zmanjšajo za približno 10 % oziroma 14 %.

Preglednica 7.15: Vrednost prečnega pomika w^* na sredini razpona desnega AB nosilca, neposredno izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 v primeru “med segrevanjem” in “po segrevanju”.

Table 7.15: Values of the displacement w^* in the middle of the right RC column directly exposed to fire curve ISO 90 in the case “during heating” and “after heating”.

	w_{\max}^* [cm]	$t_{w_{\max}^*}$ [min]	$w_{t_{\max}^*}$ [cm]
Med segrevanjem			
ISO 90	-8,06	215,3	-7,22
Po segrevanju			
ISO 90	-8,01	213	-6,88



Slika 7.34: Časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini razpona desnega AB nosilca, neposredno izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 z upoštevanjem različnih konstitucijskih zvez betona z apnenčevim agregatom.

Figure 7.34: The time development of displacement w^* in the middle of the right RC beam directly exposed to fire curve ISO 90 with consideration of different constitutive laws of limestone concrete.

Po ohlادitvi obravnavanega linijskega AB okvirja na sobno temperaturo, smo linijski obtežbi q_1 in q_2 postopno povečevali do dosega porušitve. Vrednost kritične obtežbe $q_{1,cr}$ in $q_{2,cr}$ v primerih “med segrevanjem” in “po segrevanju” prikazujemo v preglednici 7.16. V vseh primerih je do porušitve prišlo v AB nosilcu, neposredno izpostavljenem požaru, in sicer ob stiku z desnim zunanjam stebrom AB okvirja (prez C-C). Ob porušitvi je prišlo do plastifikacije zgornje natezne armature, pri čemer tlačna trdnost betona ni vplivala na samo porušitev in se posledično primera “med segrevanjem” in “po segrevanju” ne razlikujeta med seboj.

Preglednica 7.16: Vrednost kritične linijske obtežbe $q_{1,cr}$ in $q_{2,cr}$, nanešene na linijski AB okvir po požaru.

Table 7.16: The value of critical load $q_{1,cr}$ and $q_{2,cr}$ applied to the RC frame after fire.

ISO 90			
	Med segrevanjem	Po segrevanju	Razlika [%]
$q_{1,cr}$	63,67	63,42	-0,4
$q_{2,cr}$	62,90	62,66	-0,4

8 ZAKLJUČKI

V doktorski disertaciji smo obravnavali oceno nosilnosti AB okvirnih konstrukcij po požaru. Obnašanje betona med samo izpostavljenostjo povišanim temperaturam je zelo dobro raziskano, medtem ko je poznavanje njegovega obnašanja po izpostavljenosti povišanim temperaturam bolj skopo. Zaradi tega smo najprej izdelali različne betonske mešanice z apnenčevim agregatom, katerih preizkušance smo izpostavili različnim povišanim temperaturam, in sicer 200 °C, 400 °C, 600 °C oziroma 800 °C. Po izpostavljenosti povišanim temperaturam smo preizkušance ohladili na sobno temperaturo in preiskovali z neporušnimi (ultrazvočna (UZ) metoda, metoda sklerometričnega indeksa in metoda resonančne frekvence) in porušnimi metodami (tlačni in upogibni preizkus, določitev modula elastičnosti betona). Z ustreznimi statističnimi metodami smo nato ugotovili, da ima temperatura statistično značilen vpliv na eksperimentalne rezultate, ki so zajemali hitrost preleta vzdolžnih UZ valov, površinsko trdnost betona, dinamični modul elastičnosti, strižni modul, tlačno in upogibno natezno trdnost ter modul elastičnosti betona, medtem ko betonska mešanica ni imela statistično značilnega vpliva na omenjene eksperimentalne rezultate.

Izdelali smo regresijske modele z eksplicitnimi zvezami in nevronskimi mrežami za oceno preostale tlačne in upogibne natezne trdnosti ter modula elastičnosti betona. Pri tem smo upoštevali rezultate neporušnih meritev, pri umetnih nevronskih mrežah pa tudi podatek o v/c razmerju ter najvišji doseženi temperaturi med segrevanjem. Pred tem smo podali zvezo med kvaliteto betona in hitrostjo preleta vzdolžnih UZ valov, na podlagi katere lahko z neporušnimi meritvami določimo kakovost betona, ki je razdeljena v pet različnih razredov, in sicer od zelo dobre do zelo slabe. Z regresijskim modelom z eksplicitno zvezo smo preostalo upogibno natezno trdnost betona zelo dobro ocenili na podlagi izmerjenega dinamičnega modula elastičnosti in strižnega modula betona ($R^2 = 0,9944$). Ti dve meritvi nista neposredno izvedljivi na terenu, zato smo določili tudi eksplicitno zvezo le na podlagi izmerjene hitrosti preleta vzdolžnih UZ valov in površinske trdnosti betona, pri čemer še vedno dobimo zelo dobro oceno ($R^2 = 0,9692$) preostale upogibne natezne trdnosti. Preostali modul elastičnosti betona zelo dobro ocenimo z eksplicitno zvezo, pri čemer upoštevamo rezultate meritev, ki so izvedljive v laboratoriju (dinamični modul elastičnosti oziroma strižni modul) z vrednostjo R^2 nad 0,99. V primeru upoštevanja meritev, ki so izvedljive neposredno na terenu, se vrednost R^2 nekoliko zmanjša in znaša 0,9421. Tako pri oceni preostale upogibne natezne trdnosti kot modula elastičnosti betona smo zelo dobre zveze dobili že z eksplicitnimi zvezami, medtem ko so bile ocene z umetnimi nevronskimi mrežami manj natančne. Pri oceni preostale tlačne trdnosti betona moramo za zelo dobro oceno uporabiti usmerjene nevronske mreže, pri čemer vhodni podatek predstavljajo hitrost preleta vzdolžnih UZ valov, površinska trdnost, v/c razmerje mešanice in najvišja dosežena temperatura med segrevanjem ($R^2 = 0,9464$). Podatek o v/c razmerju betonske mešanice se lahko pridobi iz ustrezne dokumentacije, medtem ko je določitev najvišje temperature med segrevanjem nekoliko bolj zahtevna naloga. V primeru, da nam ta podatek ni na voljo, z umetnimi nevronskimi mrežami in poznavanjem preostalih treh vhodnih podatkov prav tako lahko dobro ocenimo preostalo tlačno trdnost betona ($R^2 = 0,8616$).

V nadaljevanju smo se osredotočili na tretji del požarne analize, in sicer mehansko analizo linijskih

AB konstrukcij. Pri tem smo za oceno nosilnosti linijskih AB konstrukcij po požaru na podlagi lastnega eksperimentalnega dela podali nove vrednosti materialnih parametrov konstitucijskih zvez betona z apnenčevim agregatom in jih vgradili v računalniški program Nfira. Sledila je izdelava parametričnih študij, kjer smo obravnavali različne linijske AB konstrukcijske elemente, izpostavljene trem različnim požarnim scenarijem. Pri numerični analizi upogibno obremenjenih elementov se izkaže, da materialni parametri, ki jih določa standard SIST EN 1992-1-2 za analizo konstrukcij med izpostavljenostjo povišanim temperaturam oziroma tisti, ki smo jih določili eksperimentalno po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ne vplivajo na vrednost pomikov na sredini razpona, medtem ko je pri pretežno tlačno obremenjenih elementih vpliv opazen. Pri eksperimentalnih raziskavah smo opazili, da je tlačna trdnost betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam nižja od tiste določene med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, poleg tega so tudi pripadajoče deformacije po izpostavljenosti povišanim temperaturam nižje kot tiste med izpostavljenostjo. Posledično se poveča togost, zaradi česar so pomiki v primeru konstitucijskega zakona z eksperimentalno določenimi materialnimi parametri manjši. Za oceno nosilnosti obravnavanih linijskih AB konstrukcijskih elementov po požaru smo jih nato postopoma obremenjevali do porušitve. V primeru upogibnega elementa, predhodno izpostavljenega požarni krivulji ISO 90 opazimo, da se je v primeru eksperimentalno določenih parametrov konstitucijske zveze, porušitev zgodila v tlačni coni, ko je bila izkoriščena tako nosilnost armaturnih palic, kot okoliškega betona. Zaradi vpliva temperature se je tlačna trdnost betona zmanjšala, kar je povzročilo porušitev pri nižjih obremenitvah, kot se je to zgodilo v primeru upoštevanja materialnih parametrov, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-2. V primeru tlačno obremenjenih AB konstrukcijskih elementov je do porušitve prišlo, ko je bila dosežena tlačna trdnost betona. V primeru eksperimentalno določenih materialnih parametrov je do porušitve prišlo pri med 14 in 20 % nižjih obtežbah kot v primeru materialnih parametrov, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-2. Iz slednjega lahko zaključimo, da je za natančnejšo oceno nosilnosti linijskih AB konstrukcij po požaru potrebno poznavanje konstitucijskih zvez betona, ki so bile določene po izpostavljenosti povišanim temperaturam.

9 POVZETEK

V doktorski disertaciji nas je zanimala ocena nosilnosti armiranobetonskih (AB) okvirnih konstrukcij po požaru, kar smo izvedli v dveh delih. V prvem delu smo predstavili različne neporušne in porušne metode preizkušanja betona, ki so uporabljene v eksperimentalnem delu. V okviru eksperimentalnega dela je bilo izdelanih pet različnih betonskih mešanic z apnenčevim agregatom. Mešanice se med seboj razlikujejo v vodo-cementnem razmerju, vrsti cementa ter količini vode in dodatkov. Betonski preizkušanci so bili po končani negi in sušenju na zraku v električni peči izpostavljeni temperaturam 200 °C, 400 °C, 600 °C oziroma 800 °C in nato ohlajeni na sobno temperaturo. Sledilo je eksperimentalno preizkušanje, pri čemer so bile uporabljene neporušne in porušne metode. Referenčne vrednosti eksperimentalnih meritev smo določili na skupini preizkušancev, ki niso bili predhodno segrevani. Rezultati neporušnih preizkusov zajemajo določitev hitrosti preleta vzdolžnih ultrazvočnih valov, površinske trdnosti betona, dinamičnega modula elastičnosti in strižnega modula betona, medtem ko porušni preizkusi zajemajo določitev tlačne in upogibne natezne trdnosti ter modula elastičnosti betona. Nato smo s statističnimi metodami ugotovili, da temperatura statistično značilno vpliva na omenjene eksperimentalne rezultate, s čimer zaznamo spremembe med posameznimi predhodno segretim preizkušanci. Sledila je ocena mehanskih lastnosti betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam, imenovanih tudi preostale mehanske lastnosti, z regresijskima modeloma z eksplicitnimi zvezami in umetnimi nevronskimi mrežami. Pri tem smo ugotovili, da preostalo upogibno natezno trdnost in modul elastičnosti betona zelo natančno lahko ocenimo na podlagi regresijskih modelov z eksplicitnimi zvezami, medtem ko je za natančnejšo oceno preostale tlačne trdnosti potrebna uporaba umetnih nevronskih mrež.

V drugem delu je na kratko predstavljen numerični model za določitev požarne odpornosti linijskih AB konstrukcij po požaru Nfira, ki deluje v programskem okolju Matlab. Novost numeričnega modela so eksperimentalno določeni materialni parametri konstitucijske zveze betona z apnenčevim agregatom po izpostavljenosti povišanim temperaturam. Sledila je izdelava parametričnih študij, pri čemer smo raziskali vpliv različnih razvojov temperature po požarnem prostoru kot tudi vpliv sestave betonske mešanice na odziv linijskih AB konstrukcij po požaru. Pri numerični analizi upogibno obremenjenih elementov se izkaže, da materialni parametri, ki jih določa standard SIST EN 1992-1-2 za analizo konstrukcij med izpostavljenostjo povišanim temperaturam oziroma tisti, ki smo jih določili eksperimentalno po izpostavljenosti povišanim temperaturam, ne vplivajo na vrednost pomikov na sredini razpona, medtem ko je pri pretežno tlačno obremenjenih elementih vpliv opazen. Pri eksperimentalnih raziskavah smo opazili, da je tlačna trdnost betona po izpostavljenosti povišanim temperaturam sicer nižja od tiste določene med izpostavljenostjo povišanim temperaturam, pri tem so tudi pripadajoče deformacije po izpostavljenosti povišanim temperaturam nižje kot tiste med izpostavljenostjo. Posledično se poveča togost, zaradi česar so pomiki v primeru konstitucijskega zakona z eksperimentalno določenimi materialnimi parametri manjši. V primeru obremenitve obravnavanih linijskih AB konstrukcijskih elementov do porušitve, opazamo, da se tudi v primeru upogibno obremenjenih elementov porušitev lahko zgodi zaradi dosežene tlačne trdnosti v betonu in ne plastifikacije armature. Pri tlačno obremenjenih elementih je do porušitve sedaj prišlo pri 14 do 20 % nižjih obremenitvah, kot v primeru uporabe standarda SIST EN 1992-1-2. Tako opazimo, da smo pri oceni nosilnosti AB linijskih konstrukcij po požaru na podlagi standarda SIST

EN 1992-1-2 na nevarni strani.

10 SUMMARY

In our dissertation we dealt with the estimation of the load bearing capacity of reinforced concrete (RC) frame structures after fire, which we carried out in two parts. In the first part we presented various non-destructive and destructive methods for concrete testing used in the experimental part. Within the experimental investigation we prepared five different concrete mixtures with limestone aggregate, which differ in water to cement ratio, type of cement and the amount of water and additives. After the curing and air drying procedure the concrete samples were exposed to high temperatures 200 °C, 400 °C, 600 °C or 800 °C in an electric furnace and then cooled to the room temperature. This was followed by experimental investigation using non-destructive and destructive test methods. The reference values of the experimental measurements were determined on a non-preheated group of test specimens. The results of the non-destructive tests include the determination of the ultrasound (US) pulse velocity, the surface strength, the dynamic modulus of elasticity and the shear modulus of concrete, while destructive tests include the determination of the compressive and flexural strengths and the modulus of elasticity of concrete. By statistical methods it was then determined that temperature has a statistically significant influence on the above mentioned experimental results, meaning that changes between individual preheated specimens can be detected. This was followed by an estimation of the mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures, also named residual mechanical properties, using regression models with explicit relationships and artificial neural networks. We found that the residual flexural strength and modulus of elasticity of concrete can be estimated very accurately based on regression models with explicit relationships, whereas a more accurate estimation of residual compressive strength requires the use of artificial neural networks.

In the second part a numerical model for the determination of the fire resistance of linear RC structures after a fire, named Nfira, is briefly presented. The novelty of the numerical model are the experimentally determined material parameters of the constitutive law of limestone concrete after exposure to high temperatures. This was followed by the parametric studies in which the influence of different fire scenarios and concrete mixture on the behavior of linear RC structures after fire were investigated. The numerical analysis of constructive elements exposed to bending load shows that the material parameters specified in the standard SIST EN 1992-1-2 for the analysis of structures during the exposure to high temperatures or experimentally determined ones after the exposure to high temperatures do not influence the displacements in the middle of the element. While for elements mainly exposed to compressive load, the effects are noticeable. In experimental investigation we have observed that the compressive strength of concrete after exposure to high temperatures is lower than one determined during exposure to high temperatures. Also the corresponding deformations of the concrete after exposure to high temperatures are lower than those measured during exposure to high temperatures. As a result, the stiffness increases, which in case of a constitutive law with experimentally determined material parameters leads to smaller displacements. In the case of loading the considered RC structural elements until failure, we observed that when considering bending loaded elements failure can occur due to achieved compressive strength in concrete and not due to plastification of reinforced steel bars. In the case of compressive loaded structural elements failure occurs at 14 to 20 % lower critical loads than in case of using standard SIST EN 1992-1-2. Thus,

we noticed that we are on the dangerous side when estimating the load bearing capacity of linear RC structural elements after fire based on the standard SIST EN 1992-1-2.

VIRI

- [1] Arslan, M. H., Erkan, B. H., Erdođan, O., Dođan, G., Köken, A. 2017. Evaluation of fire performance of prefabricated concrete buildings in Turkey. *Magazine of concrete research* 69 (8): 389–401. <https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00306>.
- [2] Ada, M., Sevim, B., Yuzer, N., Ayvaz, Y. 2018. Assessment of damages on a rc building after a big fire. *Advances in concrete construction* 6 (2): 177–197. <https://doi.org/10.12989/acc.2018.6.2.177>.
- [3] Bratina, S. 2003. Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Bratina): 159 str.
- [4] Bažant, Z. P., Kaplan, M. 1996. *Concrete at high temperatures: Material properties and mathematical models*. Harlow, Longman: 412 str.
- [5] Yüzer, N., Aköz, F., Öztürk, L. D. 2004. Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature. *Cement and concrete research* 34 (10): 1803–1807. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.01.015>.
- [6] Arioz, O. 2007. Effects of elevated temperatures on properties of concrete. *Fire safety journal* 42 (8): 516–522. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.01.003>.
- [7] Savva, A., Manita, P., Sideris, K. K. 2005. Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates. *Cement and concrete composites* 27 (2): 239–248. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.013>.
- [8] Tufail, M., Shahzada, K., Gencturk, B., Wei, J. 2017. Effect of elevated temperature on mechanical properties of limestone, quartzite and granite concrete. *International journal of concrete structures and materials* 11 (1): 17–28. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0175-2>.
- [9] SIST EN 12390-3:2009. Preskušanje strjenega betona – 3. del: Tlačna trdnost preskušancev. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [10] SIST EN 12390-5:2009. Preskušanje strjenega betona – 5. del: Upogibna trdnost preskušancev. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [11] ISO 1920-10:2010. Testing of concrete – Part 10: Determination of static modulus of elasticity in compression. The International Organization for Standardization.
- [12] Huang, Z., Liew, R. J. Y., Li, W. 2017. Evaluation of compressive behavior of ultra-lightweight cement composite after elevated temperature exposure. *Construction and building materials* 148: 579–589. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.121>.

- [13] Hertz, K. D. 2005. Concrete strength for fire safety design. *Magazine of concrete research* 57 (8): 445–453. <https://doi.org/10.1680/mac.2005.57.8.445>.
- [14] dos Santos, C. C., Rodrigues, J. P. C. 2016. Calcareous and granite aggregate concretes after fire. *Journal of building engineering* 8: 231–242. <https://doi.org/10.1016/j.job.2016.09.009>.
- [15] Chaix, J. F., Garnier, V., Corneloup, G. 2003. Concrete damage evolution analysis by backscattered ultrasonic waves. *NDT & E International* 36 (7): 461–469. [https://doi.org/10.1016/S0963-8695\(03\)00066-5](https://doi.org/10.1016/S0963-8695(03)00066-5).
- [16] Park, S. J., Yim, H. J. 2016. Evaluation of residual mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures using impact resonance method. *Construction and building materials* 129: 89–97. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.116>.
- [17] Kerzemien, K., Hager, I. 2015. Post-fire assessment of mechanical properties of concrete with the use of the impact-echo method. *Construction and building materials* 96: 115–163. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.007>.
- [18] Park, G. K., Yim, H. J. 2017. Evaluation of fire-damaged concrete: An experimental analysis based on destructive and nondestructive methods. *International Journal of Concrete Structures and Materials* 11 (3): 447–457. <https://doi.org/10.1007/s40069-017-0211-x>.
- [19] Popovics, S., Rose, J. L., Popovics, J. S. 1990. The behavior of ultrasonic pulses in concrete. *Cement and concrete research* 20 (2): 259–270. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90079-D](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90079-D).
- [20] Jacobs, L. J., Owino, J. O. 2000. Effect of aggregate size on attenuation of rayleigh surface waves in cement-based materials. *Journal of engineering mechanics - Asce* 126 (11): 1124–1130. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:11\(1124\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:11(1124)).
- [21] Selleck, S. F., Landis, E. N., Peterson, M. L., Shah, S. P., Achenbach, J. D. 1998. Ultrasonic investigation of concrete with distributed damage. *ACI materials journal* 95 (1): 27–36.
- [22] Punurai, W., Jarzynski, J., Qu, J. M., Kurtis, K. E., Jacobs, L. J. 2006. Characterization of entrained air voids in cement paste with scattered ultrasound. *NDT & E International* 39 (6): 514–524. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2006.02.001>.
- [23] Kim, B. C., Kim, J. Y. 2009. Characterization of ultrasonic properties of concrete. *Mechanics research communications* 36 (2): 207–214. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2008.07.003>.
- [24] Trtnik, G., Gams, M. 2014. Recent advances of ultrasonic testing of cement based materials at early ages. *Ultrasonics* 54 (1): 66–75. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2013.07.010>.
- [25] del Rio, L. M., Jimenez, A., Lopez, F., Rosa, F. J., Rufo, M. M., Paniagua, J. M. 2004. Characterization and hardening of concrete with ultrasonic testing. *Ultrasonics* 42 (1-9): 527–530. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2004.01.053>.
- [26] Arioz, O. 2009. Retained properties of concrete exposed to high temperatures: Size effect. *Fire and materials* 33 (5): 211–222. <https://doi.org/10.1002/fam.996>.

- [27] Yaqub, M., Bailey, C. G. 2016. Non-destructive evaluation of residual compressive strength of post-heated reinforced concrete columns. *Construction and building materials* 120: 482–493. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.022>.
- [28] Trtnik, G., Kavčič, F., Turk, G. 2009. Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks. *Ultrasonics* 49 (1): 53–60. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2008.05.001>.
- [29] Chan, Y. N., Jin, P., Anson, M., Wang, J. S. 1998. Fire resistance of concrete: prediction using artificial neural networks. *Magazine of concrete research* 50 (4): 353–358. <https://doi.org/10.1680/mac.1998.50.4.353>.
- [30] Abbas, H., Al-Salloum, Y. A., Elsanadedy, H. M., Almusallam, T. H. 2019. ANN models for prediction of residual strength of HSC after exposure to elevated temperature. *Fire safety journal* 106: 13–28. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2019.03.011>.
- [31] SIST EN 1991-1-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1–2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [32] Tenchev, R. T., Purkiss, J. A., Li, L. Y. 2001. Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire. *Numerical heat transfer, Part A: Applications* 39 (7): 685–710. <https://doi.org/10.1080/10407780152032839>.
- [33] Davie, C. T., Pearce, C. J., Bičanić, N. 2006. Coupled heat and moisture transport in concrete at elevated temperatures – Effects of capillary pressure and adsorbed water. *Numerical heat transfer, Part A: Applications* 49 (8): 733–763. <https://doi.org/10.1080/10407780500503854>.
- [34] Davie, C. T., Pearce, C. J., Bičanić, N. 2010. A fully generalised, coupled, multi-phase, hygro-thermo-mechanical model for concrete. *Materials and structures* 43: 13–33. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9591-y>.
- [35] Hozjan, T. 2009. Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer, (samozaložba T. Hozjan): 117 str.
- [36] Kolšek, J. 2013. Požarna analiza dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Kolšek): 115 str.
- [37] 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. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.032>.
- [38] Krauberger, N. 2008. Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba N. Krauberger): 109 str.
- [39] Bajc, U. 2015. Uklonska nosilnost armiranobetonskih okvirjev med požarom. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba U. Bajc): 114 str.

- [40] Ružić, D. 2015. Požarna analiza delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Ružić): 92 str.
- [41] Reissner, E. 1972. On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem. *Journal of applied mathematics and physics* 23 (5): 795–804. <https://doi.org/10.1007/BF01602645>.
- [42] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [43] Planinc, I. 1998. Račun kritičnih točk konstrukcije s kvadratično konvergentnimi metodami. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba I. Planinc): 83 str.
- [44] Luccioni, B. M., Figueroa, M. I., Danesi, R. F. 2003. Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures. *Engineering structures* 25 (6): 729–742. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00209-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00209-2).
- [45] Khoury, G. A., Majorana, C. E., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2002. Modelling of heated concrete. *Magazine of concrete research* 54 (2): 77–101. <https://doi.org/10.1680/macr.2002.54.2.77>.
- [46] Ma, Q., Guo, R., Zhao, Z., Lin, Z., He, K. 2015. Mechanical properties of concrete at high temperature – a review. *Construction and building materials* 93: 371–383. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>.
- [47] Georgali, B., Tsakiridis, P. E. 2005. Microstructure of fire-damaged concrete. a case study. *Cement and concrete composites* 27 (2): 255–259. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.022>.
- [48] Hager, I., Tracz, T., Sliwinski, J., Krzemien, K. 2016. The influence of aggregate type on the physical and mechanical properties of high-performance concrete subjected to high temperature. *Fire and materials* 40 (5): 668–682. <https://doi.org/10.1002/fam.2318>.
- [49] Chan, Y. N., Peng, G. F., 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 (1): 23–27. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00034-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00034-1).
- [50] Xiao, J., König, G. 2004. Study on concrete at high temperature in China – an overview. *Fire safety journal* 39 (1): 89–103. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(03\)00093-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(03)00093-6).
- [51] Bamonte, P., Gambarova, P. G. 2012. A study on the mechanical properties of self-compacting concrete at high temperature and after cooling. *Materials and structures* 45 (9): 1375–1387. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9839-9>.
- [52] Aslani, F., Bastami, M. 2011. Constitutive relationships for normal- and high-strength concrete at elevated temperatures. *ACI Materials journal* 108 (4): 355–364.
- [53] Ghandehari, M., Behnood, A., Khanzadi, M. 2010. Residual mechanical properties of high-strength concretes after exposure to elevated temperatures. *Journal of materials in civil engineering* 22 (1): 59–64. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2010\)22:1\(59\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:1(59)).

- [54] Ergün, A., Kürklü, G., Başpınar, M. S., Mansour, M. Y. 2013. The effect of cement dosage on mechanical properties of concrete exposed to high temperatures. *Fire safety journal* 55: 160–167. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.10.016>.
- [55] Husem, M. 2006. The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete. *Fire safety journal* 41 (2): 155–163. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.12.002>.
- [56] Phan, L. T., Lawson, J. R., Davis, F. L. 2001. Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete. *Materials and structures* 34 (236): 83–91. <https://doi.org/10.1007/BF02481556>.
- [57] Anderberg, Y., Thelandersson, S. 1976. Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. Experimental investigation and material behaviour model. Lund, Sweden, Lund Institute of Technology.
- [58] Ellingwood, B., Shaver, J. R. 1977. Reliability of RC beams subjected to fire. *Journal of the structural division* 103 (5): 1047–1059.
- [59] Schneider, G. 1988. Concrete at high temperatures – A general review. *Fire safety journal* 13 (1): 55–68. [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(88\)90033-1](https://doi.org/10.1016/0379-7112(88)90033-1).
- [60] Anagnostopoulos, N., Sideris, K. K., Georgiadis, A. 2009. Mechanical characteristics of self-compacting concretes with different filler materials, exposed to elevated temperatures. *Materials and structures* 42 (10): 1393–1405. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9459-6>.
- [61] Nassif, A. 2006. Postfire full stress-strain response of fire-damaged concrete. *Fire and materials* 30 (5): 323–332. <https://doi.org/10.1002/fam.911>.
- [62] Chang, Y. F., Chen, Y. H., Sheu, M. S., Yao, G. C. 2006. Residual stress–strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. *Cement and concrete research* 36 (10): 1999–2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029>.
- [63] Annerel, E., Taerwe, L. 2011. Evolution of the strains of traditional and self-compacting concrete during and after fire. *Materials and structures* 44 (8): 1369–1380. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9703-8>.
- [64] Stojković, N., Perić, D., Stojić, D., Marković, N. 2017. New stress-strain model for concrete at high temperatures. *Tehnički vjesnik* 24 (3): 863–868. <https://doi.org/10.17559/TV-20151027225413>.
- [65] Dolinar, U., Trtnik, G., Hozjan, T. 2019. Experimentally determined stress-strain relationships for normal strength limestone concrete after exposure to high temperatures. V: Tan, K. H. (ur.), Zhao, O. (ur.). *Proceedings of the application of structural fire engineering: ASFE 2019*, June 13–14, 2019, Singapore. Singapore: ASFE Organising committee: Nanyang technological University: 1–7.
- [66] SIST EN 12504-4:2004. Preskušanje betona – 4. del: Določevanje hitrosti prehoda ultrazvoka. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- [67] SIST EN 12390-1:2013. Preskušanje strjenega betona – 1. del: Oblika, mere in druge zahteve za vzorce in kalupe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [68] SIST EN 12390-2:2009. Preskušanje strjenega betona – 2. del: Izdelava in nega vzorcev za preskus trdnosti. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [69] SIST EN 12504-2:2002. Preskušanje betona v konstrukcijah – 2. del: Neporušitveno preskušanje - določevanje sklerometričnega indeksa. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [70] Operating instructions for concrete test hammer DIGI-SCHMIDT 2000, Modell nd/lđ. https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/DigiSchmidt_Operating%20Instructions_Multilingual_high.pdf (Pridobljeno dne 11. 03. 2020).
- [71] ASTM E 1876-01:2001. Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. West Conshohocken, United States, ASTM International.
- [72] Operation manual GrindoSonic MK5 "Industrial". http://blog.penntoolco.com/munics_files/webshare/MK5-manual.pdf (Pridobljeno dne 12. 03. 2020).
- [73] SIST EN 12390-4:2019. Preskušanje strjenega betona – 4. del: Tlačna trdnost. specifikacije za stiskalnice. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [74] Schneider, U., Felicetti, R., Debicki, G., Diederichs, U., Franssen, J. M., Jumppanen, U. M., Morris, W. A., Leonovich, S., Millard, A., Phan, L. T., Pimienta, P., Rodrigues, J. P. C., Schlangen, E., Zaytsev, Y. 2007. Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures - modelling and applications - Part 2: Stress-strain relation. *Materials and structures* 40 (9): 855–864. <https://doi.org/10.1617/s11527-007-9286-1>.
- [75] Turk, G. 2012. Verjetnostni račun in statistika. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- [76] Fisher, R. A. 1921. On the "probable error" of a coefficient of correlation deducted from a small sample. *Metron* 1: 3–32.
- [77] Scheffé, H. 1999. The analysis of variance. United States of America, John Wiley & Sons Inc.
- [78] Gamst, G., Meyers, L. S., Guarino, A. J. 2008. Analysis of variance designs. Cambridge University Press.
- [79] Anderson, T. W., Darling, D. A. 1952. Asymptotic theory of certain "Goodness of Fit" criteria based on stochastic processes. *Annals of mathematical statistisc* 23 (2): 193–212. <https://doi.org/10.1214/aoms/1177729437>.
- [80] Kolmogorov, A. N. 1933. Sulla determinazione empirica di una legge di distribuzione. *Giornale dell' Istituto Italianodegli Attuari* 4: 83–91.
- [81] Smirnov, N. 1948. Table for estimating the goodness of fit of empirical distributions. *Annals of mathematical statistics* 19 (2): 279–281. <https://doi.org/10.1214/aoms/1177730256>.

- [82] Pearson, K. 1900. On the criterion that a given system of deviations from the probable in the case of correlated system of variables is such that it can be reasonably supposed to have arisen from random sampling. *Philosophical magazine* 50 (302): 157–175. <https://doi.org/10.1080/14786440009463897>.
- [83] Kruskal, W. H., Wallis, W. A. 1952. Use of ranks in one-criterion variance analysis. *Journal of the American statistical association* 47 (260): 583–621. <https://doi.org/10.1080/01621459.1952.10483441>.
- [84] Corder, G. W., Foreman, D. I. 2009. *Nonparametric statistics for non-statisticians: A step-by-step approach*. John Wiley Sons, Inc.
- [85] Fisher, R. A. 1926. The arrangement of field experiments. *Journal of the Ministry of agriculture of Great Britain* 33: 503–513.
- [86] Bland, J. M., Altman, D. G. 1995. *Statistic notes: Multiple significance tests: the Bonferroni method*. *BMJ* 310 (6973): 170–170. <https://doi.org/10.1136/bmj.310.6973.170>.
- [87] Tukey, J. W. 1949. Comparing individual means in the analysis of variance. *Biometrics* 5 (2): 99–114. <https://doi.org/10.2307/3001913>.
- [88] Cramer, D., Howitt, D. 2004. *The SAGE dictionary of statistics: A practical resource for students in the social science*. London, Thousand Oaks, Sage Publications.
- [89] Dolinar, U., Trtnik, G., Turk, G., Hozjan, T. 2019. The feasibility of estimation of mechanical properties of limestone concrete after fire using nondestructive methods: 116786. *Construction and building materials* 228: 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116786>.
- [90] Dolinar, U., Trtnik, G., Hozjan, T. 2018. Relationships between destructive and non-destructive methods for normal strength limestone concrete after exposure to high temperatures. V: Nadjai, A. (ur.). *Structures in fire: SiF'2018, 10th International Conference on Structures in Fire, 6-8 June 2018, Belfast, United Kingdom*. Antrim: Ulster University: 133–138.
- [91] Dolinar, U., Hozjan, T., Trtnik, G. 2019. Možnost uporabe neporušnih metod za oceno poškodovanosti betona po požaru. V: Rešičič, L. (ur.). *Beton in požarna odpornost: zbornik*. Ljubljana: ZBS, Združenje za beton Slovenije: 71–78.
- [92] Bronštejn, I. N., Semendjajev, K. A., Musiol, G., Muhlig, H. 1997. *Matematični priročnik*. Ljubljana: Tehniška založba Slovenije.
- [93] Moore, D. S., McCabe, G. P. 2006. *Introduction to the practice of statistics, Fifth edition*. New York, W. H. Freeman and Company.
- [94] Anderson, A. 2013. *Business statistics for dummies*. New York, United States, John Wiley and Sons, Inc.
- [95] Shah, A. A., Alsayed, S. H., Abbas, H., Al-Salloum, Y. A. 2012. Predicting residual strength of non-linear ultrasonically evaluated damaged concrete using artificial neural network. *Construction and building materials* 29: 42–50. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.038>.

- [96] Ritter, A., Munoz-Carpena, R. 2013. Performance evaluation of hydrological models: Statistical significance for reducing subjectivity in goodness-of-fit assessments. *Journal of hydrology* 480: 33–45. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.12.004>.
- [97] SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [98] Maronna, R. A., Martin, R. D., Yohai, V. J., Salibián-Barrera, M. 2019. *Robust statistics: Theory and methods (with R)*, Second Edition. John Wiley and Sons Ltd.
- [99] Hawkins, D. M. 2004. The problem of overfitting. *Journal of chemical information and computer sciences* 44 (1): 1–12. <https://doi.org/10.1021/ci0342472>.
- [100] RILEM NDT 4. 1993. Recommendation for in situ concrete strength determination by combined nondestructive methods. London, U. K., Compendium of RILEM Technical Recommendations, E and FN Spon.
- [101] Haykin, S. 2009. *Neural networks and learning machines*. Upper saddle River, New Jersey, Pearson Education, Inc.
- [102] Hagan, M., Demuth, H., Beale, M., Jesus, O. D. 2014. *Neural network design (2nd Edition)*. Self published.
- [103] Hornik, K., Stinchcombe, M., White, H. 1989. Multilayer feedforward networks are universal approximators. *Neural networks* 2 (5): 359–366. [https://doi.org/10.1016/0893-6080\(89\)90020-8](https://doi.org/10.1016/0893-6080(89)90020-8).
- [104] Yonaba, H., Anctil, F., Fortin, V. 2010. Comparing sigmoid transfer functions for neural network multistep ahead streamflow forecasting. *Journal of hydrologic engineering* 15 (4): 275–283. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000188](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000188).
- [105] Vakharia, V., Gujar, R. 2019. Prediction of compressive strength and portland cement composition using cross-validation and feature ranking techniques. *Construction and building materials* 225: 292–301. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.224>.
- [106] Gupta, T., Patel, K., Siddique, S., Sharma, R., Chaudhary, S. 2019. Prediction of mechanical properties of rubberised concrete exposed to elevated temperature using ann: 106870. *Measurement* 147: 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2019.106870>.
- [107] Matlab. 1999. *The language of technical computing*. The Mathworks Inc.
- [108] Molken, T., Coile, R. V., Gernay, T. 2017. Assessment of damage and residual load bearing capacity of concrete slab after fire: Applied reliability-based methodology. *Engineering structures* 150: 969–985. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.078>.
- [109] Blumauer, U., Hozjan, T., Trtnik, G. 2020. Prediction of mechanical properties of limestone concrete after high temperature exposure with artificial neural networks. *Advances in concrete construction* 10 (3): 247–256. <https://doi.org/10.12989/acc.2020.10.3.247>.

- [110] 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 (5): 395–427. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(03\)00014-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(03)00014-6).
- [111] Glavnik, A., Jug, A. 2010. *Priročnik o načrtovanju požarne varnosti*. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.
- [112] *Gradbeni zakon*. 2019. Ljubljana, Uradni list Republike Slovenije.
- [113] Tehnična smernica TSG-1-001:2019. *Požarna varnost v stavbah*. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor.
- [114] *Pravilnik o požarni varnosti v stavbah*. 2004. Ljubljana, Uradni list Republike Slovenije.
- [115] Buchanan, A. H., Abu, A. K. 2017. *Structural design for fire safety*, 2nd Edition. New York, John Wiley and Sons Inc.: 438 str.
- [116] ASTM E 119-12:2012. *Standard test methods for fire tests of building construction and materials*. West Conshohocken, United States, ASTM International.
- [117] Fire Dynamics Simulator (FDS) and Smokeview (SMV). http://code.google.com/p/fds.smv/wiki/Downloads_Overview?tm=2. (Pridobljeno dne 19. 05. 2020).
- [118] Khoury, G. A. 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in structural engineering and materials* 2 (4): 429–447. <https://doi.org/10.1002/pse.51>.
- [119] Ahmed, G. N., Hurst, J. P. 1999. Modeling pore pressure, moisture, and temperature in high-strength concrete columns exposed to fire. *Fire technology* 35 (3): 232–262. <https://doi.org/10.1023/A:1015436510431>.
- [120] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2003. Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation. *Computer methods in applied mechanics and engineering* 192 (13–14): 1731–1771. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(03\)00200-7](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(03)00200-7).
- [121] Hozjan, T., Saje, M., Srpčič, S., Planinc, I. 2011. Fire analysis of steel-concrete composite beam with interlayer slip. *Computers and structures* 89 (1-2): 189–200. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.09.004>.
- [122] Bratina, S., Saje, M., Planinc, I. 2004. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International journal of solids and structures* 41 (24–25): 7181–7207. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.06.004>.
- [123] Bratina, S., Planinc, I., Saje, M., Turk, G. 2003. Non-linear fire-resistance analysis of reinforced concrete beams. *Structural engineering and mechanics* 16 (6): 695–712. <https://doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.695>.
- [124] Simo, J. C. 1985. A finite strain beam formulation. The three-dimensional dynamic problem. Part I. *Computer methods in applied mechanics and engineering* 49 (1): 55–70. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(85\)90050-7](https://doi.org/10.1016/0045-7825(85)90050-7).

- [125] Hozjan, T. 2004. Mehansko obnašanje linijskih jeklenih konstrukcij v požaru. Diplomsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer, (samozaložba T. Hozjan): 84 str.
- [126] Srpčič, S. 1991. Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba S. Srpčič): 104 str.
- [127] Simo, J. C., Hughes, T. J. R. 1998. Computational inelasticity. New York, Springer.
- [128] Li, L. Y., Purkiss, J. 2005. Stress–strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire safety journal* 40 (7): 669–686. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.06.003>.
- [129] Cruz, C. R. 1968. Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. *Journal of the PCA research and development laboratories* 10 (3): 36–42.
- [130] Harmathy, T. Z. 1993. Fire safety design and concrete (Concrete design and construction series). Addison–Wesley Longman Ltd.
- [131] Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. M. S. 2009. Response of steel beam-columns exposed to fire. *Engineering structures* 31 (2): 369–379. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.020>.
- [132] Harmathy, T. Z. 1967. A comprehensive creep model. *Journal of basic engineering* 89 (3): 496–502. <https://doi.org/10.1115/1.3609648>.
- [133] Williams–Leir, G. 1983. Creep of structural steel in fire: Analytical expressions. *Fire and materials* 7 (2): 73–78. <https://doi.org/10.1002/fam.810070205>.
- [134] Poh, K. W. 1998. General creep – time equation. *Journal of materials in civil engineering* 10 (2): 118–120. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899–1561\(1998\)10:2\(118\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899–1561(1998)10:2(118)).
- [135] Torić, N., Harapin, A., Boko, I. 2013. Modelling of steel creep at high temperatures using an implicit creep model. *Key engineering materials* 553: 13–22. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.553.13>.
- [136] Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. M. S. 2010. Effect of high temperature creep on the fire response of restrained steel beams. *Materials and structures* 43 (10): 1327–1341. <https://doi.org/10.1617/s11527–010–9583–y>.
- [137] Tsai, W. T. 1988. Uniaxial compressional stress–strain relation of concrete. *Journal of structural engineering* 114 (9): 2133–2136. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733–9445\(1988\)114:9\(2133\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733–9445(1988)114:9(2133)).
- [138] Blagojević, M., Pešić, D., Mijalković, M., Glišović, S. 2011. Jedinствena funkcija za opisivanje naprezanja i deformacije betona u požaru. *Građevinar* 63 (1): 19–24.
- [139] Kolšek, J., Planinc, I., Saje, M., Hozjan, T. 2013. The fire analysis of a steel-concrete side-plated beam. *Finite elements in analysis and design* 74: 93–110. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2013.06.001>.