

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:
DUŠAN RUŽIČ

**POŽARNA ANALIZA DELNO RAZSLOJENIH UKRIVLJENIH
ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH KONSTRUKCIJ**

Doktorska disertacija številka: 18/GO

**FIRE ANALYSIS OF PARTIALLY DELAMINATED CURVED
REINFORCED CONCRETE BEAM STRUCTURES**

Doctoral thesis No.: 18/GO

Soglasje k temi doktorske disertacije je dala Komisija za doktorski študij Univerze v Ljubljani
na 29. seji, dne 13. junija 2012.

Za mentorja je bil imenovan prof. dr. Igor Planinc.
Za somentorja je bil imenovan doc. dr. Tomaž Hozjan.

Ljubljana, 3. april 2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Igor Planinc,
- doc. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Miran Saje,
- doc. dr. Tomaž Hozjan,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 29. seji, 28. marca 2012.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Miran Saje,
- izr. prof. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 16. seji, 28. januarja 2015.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Igor Planinc, mentor,
- doc. dr. Tomaž Hozjan, somentor,
- prof. dr. Miran Saje,
- izr. prof. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 18. seji, 25. marca 2015.

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Dušan Ružić izjavljam, da sem avtor doktorskega dela z naslovom "Požarna analiza delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij".

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 3. april 2015

Dušan Ružić

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	519.6:614.841.45:624.014(043.3)
Avtor:	Dušan Ružić
Mentor:	prof. dr. Igor Planinc
Somentor:	doc. dr. Tomaž Hozjan
Naslov:	Požarna analiza delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	92 str., 36 sl., 19 pregl., 225 en.
Ključne besede:	ukrivljen armiranobetonski kompozitni nosilec, požar v predoru, FDS, povezan prenos vlage in temperature po betonu, kritični čas konstrukcije, eksplozijsko luščenje betona

Izvleček

V disertaciji je predstavljen nov delno povezan numerični model za nelinearno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Zaradi zahtevnosti je model razdeljen v dve fazi. V prvi fazi določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur zmesi plinov v požarnem prostoru s pomočjo CFD modelov oziroma požarnih krivulj (samo temperature). S temi rezultati v drugi fazi predstavljenega numeričnega modela določimo razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij vode in zmesi suhega zraka in vodne pare, deformacij in napetosti v homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcijah. Ena izmed novosti predstavljenega modela predstavlja druga faza, kjer toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize obravnavamo delno povezano. Povezavo med analizama upoštevamo s spremenjeno geometrijo konstrukcije, ki je posledica eksplozijskega luščenja betona. Drugo novost predstavljenega numeričnega modela predstavlja mehanski del modela. Tu je predstavljena nova družina deformacijskih končnih elementov za nelinearno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara in pri sobni temperaturi. Končni elementi so zasnovani na geometrijsko točnem Reissnerjevem modelu ukrivljenega ravninskega nosilca in temperaturno odvisnih nelinearnih materialnih modelih betona in armature ter stika med slojema. Dodatno so v tem delu modela z adicij-skim razcepom upoštevane tudi temperaturne deformacije betona in armature, viskozno lezenje armature in lezenje betona pri povišanih temperaturah in prehodne deformacije betona. Vplivi oviranih deformacij konstrukcije, na primer zaradi zemljine v predorih, so v predstavljenem modelu upoštevani z diskretnimi nelinearnimi vzmetmi. Z numeričnimi analizami smo ugotovili, da je predstavljeni numerični model zelo natančen in zato primeren za oceno požarne varnosti homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij, tudi predorov; z detajlnimi parametričnimi študijami pa, da spremenjena geometrija konstrukcije zaradi odluščenega betona odločilno vpliva na njeno požarno varnost in da togost stika med slojema vpliva na razporeditev notranjih sil v ukrivljenih linijskih konstrukcijah v pogojih požara.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC 519.6:614.841.45:624.014(043.3)
Author: Dušan Ružić
Supervisor: prof. Igor Planinc, Ph.D.
Co-supervisor: assoc. prof. Tomaž Hozjan, Ph.D.
Title: Fire analysis of partially delaminated curved reinforced concrete beam structures
Document type: Doctoral Dissertation
Notes: 92 p., 36 fig., 19 tab., 225 eq.
Keywords: curved RC composite beam, tunnel fire, FDS, heat and mass transfer in concrete, critical time, concrete spalling

Abstract

In the dissertation a new partly coupled numerical model for non linear analysis of homogeneous and partly delaminated curved RC structures exposed to mechanical and temperature load is introduced. Due to its complexity the model is divided into two phases. In the first phase the time and spatial distribution of temperatures in fire compartment is defined by temperature-time fire curves and FDS models. Obtained temperatures from the first phase and mechanical load are used as input parameters in the second phase of the presented model, where the distribution of temperatures, pore pressures, gaseous mixture of dry air and water vapour and stress-strain state are calculated. One of the novelties of the introduced model is the second phase, where chemical-hygro-thermal part and mechanical part of the fire analysis are partly coupled. The connection between the parts is considered with the changed geometry of structure due to concrete spalling. The second novelty of the introduced model is the mechanical part of the fire analysis, where a new group of strain based finite elements for non linear analysis of homogeneous and partly delaminated curved RC structures during fire has been developed. Finite elements are based on kinematically exact planar beam theory of Reissner, non linear material models for concrete and steel at elevated temperatures and constitutive laws for contact surface between beam layers. With the principle of additivity of strain increments temperature strains of concrete and steel, viscous strains of steel, transient strains and creep strains at elevated temperatures for concrete are considered. The restraining effect of soil on tunnel structure is employed with discrete non linear springs. Detailed numerical analyses have revealed, that the introduced model has good efficiency and accuracy and it is perfectly suitable for fire analysis of all kinds of homogeneous and partly delaminated curved RC structures, even tunnels. The parametric studies have showed that the changed geometry of structure due to concrete spalling significantly affects the time and the form of failure of tunnels during fire and that the contact stiffness between the beam layers strongly influences the distribution of internal forces in curved RC structures during fire.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju, prof. dr. Igorju Planincu, za izkazano zaupanje, nasvete in podporo pri izdelavi doktorske disertacije.

Iskrena hvala somentorju, doc. dr. Tomažu Hozjanu, za neprecenljivo pomoč pri izdelavi doktorske disertacije ter za vsa potovanja in gin tonice, ki sva jih doživela in preživela.

Hvala najboljšim staršem za brezpogojno ljubezen in podporo.

Petra, hvala za ljubezen in potrpežljivost.

Za vso pomoč, koristne nasvete, spodbudo pri delu, pozitivno delovno vzdušje in skupna druženja se zahvaljujem celotni Katedri za mehaniko.

Domen, hvala za pomoč in pravo prijateljstvo.

Hvala Javni agenciji za tehnološki razvoj Republike Slovenije za dodeljeno štipendijo in podjetju Elea iC, d. d. za sodelovanje in svetovanje pri nastajanju dela.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	VII
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VIII
ZAHVALA	IX
1 UVOD	1
1.1 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju	3
1.2 Vsebina dela	5
2 TEMPERATURNO POLJE POŽARNEGA PROSTORA	7
2.1 Uvod	7
2.2 Standardizirane požarne krivulje	7
2.3 Hidrodinamični računski modeli (CFD metode)	8
3 TOPLOTNO-VLAŽNOSTNI DEL POŽARNE ANALIZE	12
3.1 Uvod	12
3.2 Osnovne enačbe za povezan prenos toplote in pretok vlage	13
3.3 Konstitucijski zakoni za povezan prenos toplote in pretok vlage	14
3.3.1 Formulacija robnega problema	17
4 MEHANSKI DEL POŽARNE ANALIZE	19
4.1 Uvod	19
4.2 Kinematične in ravnotežne enačbe	19
4.3 Vezne enačbe	21
4.4 Konstitucijske enačbe	24
4.4.1 Konstitucijski zakon betona	25
4.4.2 Konstitucijski zakon armaturnega jekla	26
4.4.3 Prirastki temperaturnih deformacij betona in jekla	27

4.4.4	Prirastki deformacij zaradi viskoznega lezenja jekla pri visokih temperaturah	28
4.4.5	Prirastki prehodnih deformacij in deformacij zaradi lezenja betona	29
4.5	Formulacija robnega pogoja	30
5	DELNO POVEZANA NUMERIČNA METODA	34
5.1	Uvod	34
5.2	Toplotno-vlažnostni del numerične metode	34
5.3	Mehanski del numerične metode	37
5.4	Delno povezana numerična metoda za požarno analizo	43
6	RAČUNSKI PRIMERI IN PARAMETRIČNE ŠTUDIJE	45
6.1	Požarna analiza ukrivljenega armiranobetonskega nosilca - del predorske cevi	45
6.1.1	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	46
6.1.2	Mehanski del požarne analize	47
6.2	Vpliv luščenja betona na požarno odpornost predora	56
6.3	Delno razslojeni dvoslojni ukrivljeni armiranobetonski nosilec	66
6.3.1	Razvoj požara v predoru	67
6.3.2	Rezultati požarne analize	70
6.3.3	Toplotno-vlažnostni del požarne analize	73
6.3.4	Mehanski del požarne analize	77
7	ZAKLJUČEK	82
8	POVZETEK	84
9	SUMMARY	86
VIRI		87

KAZALO SLIK

2.1	Značilne požarne krivulje.	8
2.2	Značilni prečni prerez predora in nosilne konstrukcije	9
2.3	Možna požarna scenarija požarov v predoru: (a) zagori osebno vozilo; (b) zagori to- vorno vozilo. Označene so referenčne točke za določitev temperaturnega polja požarne prostora.	9
2.4	HRR krivulji za gorenje osebnega in tovornega vozila. Pripadajoči parametri so: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s (tovorno vozilo), $t_1 = 329$ s (osebno vozilo), $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s.	10
2.5	Časovno spreminjanje temperatur v referenčnih točkah predora za gorenje tovornega vozila.	10
4.1	Nedefimirana in deformirana lega dvoslojnega ukrivljenega nosilca.	20
4.2	(a) Konstitucijski zakon betona iz kremenastega agregata pri 20 °C in 500 °C po SIST EN 1992-1-2. (b) Spreminjanje redukcijskega koeficienta tlačne trdnosti betona s tem- peraturo.	26
4.3	(a) Konstitucijski zakon jekla pri 20 °C in 500 °C po SIST EN 1992-1-2. (b) Spremi- njanje redukcijskih koeficientov jekla s temperaturo.	27
4.4	Spreminjanje temperaturnih deformacij s temperaturo za beton iz kremenastega in apnenčevega agregata ter armaturno jeklo.	28
4.5	Točkovne vzmeti zaradi vpliva zemljine na sloj 'b' nosilca.	32
5.1	Končni element E_4 . (a) Lega interpolacijskih in integracijskih točk z vrednostmi uteži. b) Lagrangeovi interpolacijski polinomi 4. stopnje $P_{5,f}$ ($j = 1, 2, \dots, 5$).	43
6.1	Geometrijski in materialni podatki, upoštevana obtežba ter vzmeti ukrivljenega AB no- silca.	45
6.2	Porazdelitev (a) temperatur, (b) pornih tlakov in (c) količine proste vode po prerezu pri 10, 20 in 30 min požara.	47
6.3	Relativna napaka za pomik w_B , upogibni moment M_{YA} in osno silo N_A v odvisnosti od števila elementov pri $t = 30$ min požara.	49
6.4	Porazdelitev napetosti po prerezu za različne togosti vzmeti v referenčnih točkah A in B za $p_R = 270$ kN/m po 30 min požara.	51

6.5	Porazdelitev napetosti po prerezu v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> po 30 min požara za različne vrednosti p_R	52
6.6	Porazdelitev napetosti po prerezu in temperature v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> za $p_R = 810$ kN/m pri 30, 60, 90 in 180 min požara.	53
6.7	Porazdelitev deformacij po prerezu v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> z in brez vpliva lezenja ter prehodnih deformacij pri 30 min požara.	55
6.8	a) Mreža končnih elementov v prerezu pred luščenjem b) Mreža končnih elementov v prerezu po luščenju.	56
6.9	Porazdelitev temperatur in pornih tlakov po prerezu za povezan in nepovezan model.	59
6.10	Časovni razvoj temperatur a) v točki na mestu armature in b) v točkah, kjer nastopi luščenje ($d_{spal} = 2, 3, 4$ cm).	60
6.11	Shema a) simetričnega in b) asimetričnega luščenja.	60
6.12	Pomika v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> nosilca za primer debeline luščenja $d_{spal} = 4$ cm.	63
6.13	Pomika v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> nosilca za primer debeline luščenja $d_{spal} = 3$ cm.	64
6.14	Pomika v referenčnih točkah <i>A</i> in <i>B</i> nosilca v primeru luščenja in brez luščenja.	66
6.15	Prečni prerez predora.	67
6.16	Shema računskega modela predora.	68
6.17	HRR krivulja. Pripadajoči parametri so: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s, $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s.	69
6.18	Površine za modeliranje tovornega vozila.	70
6.19	Porazdelitev temperatur v okolici tovornega vozila vzdolž predora pri različnih časih požara.	71
6.20	Porazdelitev temperatur v okolici tovornega vozila v prečnih prerezih predora pri različnih časih požara.	72
6.21	Porazdelitev temperatur v prerezih $P_1 - P_4$	73
6.22	a) Izbrana temperaturna polja in b) porazdelitev temperatur v prerezu P_1	74
6.23	Potek širjenja dima po predoru.	75
6.24	a)-e) Potek temperatur po prerezu v temperaturnih poljih A-E in f) potek pornih tlakov po prerezu v temperaturnem polju C.	76
6.25	(a) Razmik in (b) zdrs med slojema pri 0, 10, 30 in 113 min požara.	79

KAZALO PREGLEDNIC

6.1	Primerjava pomikov v referenčnih točkah A in B	50
6.2	Velikosti pomikov u_A in w_B , osnih sil N_B in upogibnih momentov M_{Y_A} v referenčnih točkah A in B za različne togosti zemljine pri $p_R = 270$ kN/m in 30 min požara.	51
6.3	Pomiki v referenčnih točkah A in B po 30 min požara ($E_{zem} = 30$ MPa).	52
6.4	Pomiki v referenčnih točkah A in B za različne robne pogoje pri različnih vrednostih E_{zem} po 30 min požara ($p_R = 270$ kN/m).	54
6.5	Robni pogoji za toplotno-vlažnostni del.	57
6.6	Porni tlaki P_G , temperature T in debeline sloja luščenja d_{spal} pri časih luščenja t_{spal}	57
6.7	Časovni koraki in trajanje časovnih intervalov v toplotno-vlažnostnem izračunu.	58
6.8	Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja $d_{spal} = 2$ cm.	61
6.9	Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja $d_{spal} = 3$ cm.	61
6.10	Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja $d_{spal} = 4$ cm.	62
6.11	Kritični časi konstrukcije za nepovezan model pri debelini luščenja $d_{spal} = 2$ in $d_{spal} = 4$ cm.	65
6.12	Koordinate merilcev v prečnih prerezih $P_1 - P_4$	73
6.13	Parametrična študija požarne odpornosti ukrivljenega armiranobetonskega kompozitnega nosilca. Robni pogoji za toplotno-vlažnostno analizo.	74
6.14	Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.	77
6.15	Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.	78
6.16	Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.	78
6.17	Vpliv robnih pogojev koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.	79
6.18	Osne sile in upogibni momenti v referenčnih točkah A in B ($K_t = 10$ kN/cm ² in $K_n = 100000$ kN/cm ²) zaradi zdrsa.	80
6.19	Osne sile in upogibni momenti v referenčnih točkah A in B ($K_t = 100000$ kN/cm ² in $K_n = 10$ kN/cm ²) zaradi razmika.	80

LIST OF FIGURES

2.1	Fire temperature-time curves.	8
2.2	Cross section of a tunnel tube.	9
2.3	Possible fire scenarios: (a) burning family car; (b) burning heavy goods vehicle. Reference points for calculating the temperature field of fire compartment.	9
2.4	HRR curves for a family car and heavy goods vehicle. Parameter values are: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s (heavy goods vehicle), $t_1 = 329$ s (family car), $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s. . .	10
2.5	The time development of temperatures in reference points in case of burning heavy goods vehicle.	10
4.1	Undeformed and deformed configuration of two-layered curved composite beam. . . .	20
4.2	(a) Stress-strain relationship of concrete made of siliceous aggregate at 20 °C and 500 °C according to SIST EN 1992-1-2. (b) Compressive strength ratio.	26
4.3	(a) Stress-strain relationship of steel at 20 °C and 500 °C according to SIST EN 1992-1-2. (b) Distribution of reduction ratio of steel with temperature.	27
4.4	Thermal strains of concrete and reinforcing steel.	28
4.5	Implementation of restraining forces F_R - springs on layer 'b'.	32
5.1	Finite element E_4 . (a) The position of interpolation and integration points. b) Lagrangian polynoms of 4th order $P_{5,f}$ ($j = 1, 2, \dots, 5$).	43
6.1	Geometrical, material and loading data, and restraining springs of the curved RC beam.	45
6.2	The distribution of (a) temperature, (b) pore pressure and (c) free water content over the cross-section at 10, 20 and 30 min of fire.	47
6.3	The relative error as a function of the number of elements for midpoint displacement w_B at reference point B , and for bending moment M_{YA} and axial force N_A at reference point A at $t = 30$ min of fire.	49
6.4	The distribution of stresses over the radial cross-section for different magnitudes of spring stiffness K_i at points A and B after 30 min of fire for $p_R = 270$ kN/m.	51
6.5	The distribution of stress over the radial cross-section at points A and B after 30 min of fire for different values of mechanical load p_R	52
6.6	The distribution of stress and temperature over the radial cross-section for $p_R = 810$ kN/m at points A and B after 30, 60, 90 and 180 min of fire.	53
6.7	Distribution of strains over the cross-section with and without creep and transient strain at points A and B after 30 min of fire.	55

6.8	a) Cross-section meshing before spalling. b) Cross-section meshing after spalling. . . .	56
6.9	The distribution temperatures and pore pressures over the cross-section for coupled and uncoupled model.	59
6.10	Time development of temperatures in (a) steel reinforcement position and (b) in points where concrete spalling occurs ($d_{spal} = 2, 3, 4$ cm).	60
6.11	Examples of spalling.	60
6.12	Displacements in reference nodes <i>A</i> and <i>B</i> for spalling case $d_{spal} = 4$ cm.	63
6.13	Displacements in reference nodes <i>A</i> and <i>B</i> for spalling case $d_{spal} = 3$ cm.	64
6.14	Displacements in reference nodes <i>A</i> and <i>B</i> for spalling case and non-spalling case. . .	66
6.15	Cross section of a tunnel tube.	67
6.16	Numerical model of tunnel.	68
6.17	HRR curve. Parameter values are: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s, $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s. . . .	69
6.18	Surfaces used for modelling heavy-goods vehicle.	70
6.19	Distribution of temperatures near burning vehicle in longitudinal direction at different times of fire.	71
6.20	Distribution of temperatures near burning vehicle in the cross-sections of tunnel at different times of fire.	72
6.21	Distribution of temperatures in cross-sections $P_1 - P_4$	73
6.22	a) Defined temperature fields and b) distribution of temperatures in cross-section P_1 . .	74
6.23	Distribution of smoke/soot in tunnel.	75
6.24	a)-e) Distribution of temperatures over cross-section in temperature fields A-E and f) distribution of pore pressures over cross-section in temperature field C.	76
6.25	(a) Uplift and (b) slip between layers at 0, 10, 30 and 113 min of fire.	79

LIST OF TABLES

6.1	The comparison of the displacement components at points <i>A</i> and <i>B</i>	50
6.2	Components of displacements u_A and w_B , axial force N_B and bending moment M_{YA} for different magnitudes of soil stiffness in reference points <i>A</i> and <i>B</i> at 30 min for $p_R = 270$ kN/m.	51
6.3	Components of displacements at points <i>A</i> and <i>B</i> at $t = 30$ min ($E_{soil} = 30$ MPa).	52
6.4	Components of displacements for different boundary conditions and different values of E_{soil} at points <i>A</i> and <i>B</i> after 30 min of fire ($p_R = 270$ kN/m).	54
6.5	Boundary conditions for heat and mass transfer analysis.	57
6.6	Pore pressures P_G , temperatures T and concrete spalling layers d_{spal} at spalling times t_{spal}	57
6.7	Time steps and time intervals in heat and mass transfer analysis.	58
6.8	Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 2$ cm.	61
6.9	Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 3$ cm.	61
6.10	Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 4$ cm.	62
6.11	Critical times for uncoupled model for spalling cases $d_{spal} = 2$ and $d_{spal} = 4$ cm.	65
6.12	Coordinates of temperature devices in cross-sections P ₁ - P ₄	73
6.13	The parametric study of the fire analysis of curved concrete composite beam. Boundary conditions for heat and mass transfer analysis.	74
6.14	The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points <i>A</i> and <i>B</i> after 113 min of fire.	77
6.15	The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points <i>A</i> and <i>B</i> after 113 min of fire.	78
6.16	The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points <i>A</i> and <i>B</i> after 113 min of fire.	78
6.17	The effect of boundary conditions and longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points <i>A</i> and <i>B</i> after 113 min of fire.	79
6.18	Axial forces and bending moments in reference points <i>A</i> and <i>B</i> ($K_t = 10$ kN/cm ² in $K_n = 100000$ kN/cm ²) due to slip.	80
6.19	Axial forces and bending moments in reference points <i>A</i> and <i>B</i> ($K_t = 100000$ kN/cm ² in $K_n = 10$ kN/cm ²) due to uplift.	80

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Gradbeništvo je bilo skozi čas gonilo razvoja in ena od pomembnejših gospodarskih panog vseh civilizacij. Razvoj gradbeništva je prinesel odkritje in uporabo novih materialov in konstrukcij ter hkrati v novejšem času tudi računskih modelov za analizo konstrukcij. Konstrukcije različnih oblik in iz različnih materialov so nepogrešljiv sestavni del našega vsakdanjega življenja. Uporabljamo jih za bivanje, transport, pridobivanje električne energije in ostale dejavnosti, ki zagotavljajo kakovostno življenje in napredek družbe. Varnost konstrukcij je zaradi neposrednega vpliva na človeška življenja in okolje najpomembnejša zahteva pri projektiranju, gradnji in uporabi konstrukcij. Za oceno stopnje varnosti konstrukcij je potrebno ustrezno znanje in razumevanje odziva konstrukcij predvsem na vplive okolja v vseh fazah obratovanja. Te vplive v gradbeništvu razvrstimo med stalno, spremenljivo in izredno obtežbo. Znanja o obnašanju konstrukcij na vplive okolja pridobivamo z eksperimentalnim delom v laboratorijih, v zadnjem času pa zaradi razvoja računalništva vse več z numeričnim modeliranjem obnašanja konstrukcij oziroma s kombinacijo obeh metod. Spoznanja in ugotovitve teh raziskav so osnova za pripravo tehničnih predpisov in standardov, ki olajšajo delo gradbenim inženirjem, hkrati pa uporaba teh spoznanj zagotavlja zadostno mehansko stabilnost in odpornost konstrukcij oziroma njihovo varnost.

Med številne vplive, ki so jim konstrukcije izpostavljene, sodi tudi požarna obtežba. Ta vpliv je zaradi kompleksne narave požara zelo težko natančno določiti. Požar je intenziven kemični proces, ki je odvisen od številnih dejavnikov, zato sta moč in obseg njegovega učinka na obnašanje konstrukcije zelo nepredvidljiva. To se odraža tudi na področju zakonodaje, kjer trenutno veljajo strogi in relativno neenotni predpisi. Veljavni predpisi temeljijo na standardiziranih eksperimentalnih postopkih in poenostavljenih empiričnih formulah za hitro preverjanje požarne varnosti posameznih elementov konstrukcij. Posledično strokovnjaki in raziskovalci s svojo dejavnostjo nenehno dopolnjujejo in izboljšujejo znanje o vplivu požara na varnost konstrukcij, ki se vključuje tudi v predpise. Kljub zelo aktivnemu delovanju na področju požarnega inženirstva je znanje o projektiranju požarne odpornosti konstrukcij še relativno skromno in potrebuje še veliko eksperimentalnih in teoretičnih raziskav za določitev optimalne požarne varnosti vseh vrst gradbenih konstrukcij.

Pri večini inženirskih konstrukcij, kot so na primer jezovi, mostovi, predori in energetske objekti, je osnovni konstrukcijski material beton oziroma armirani beton. Požarna varnost teh objektov zato v veliki meri zavisi od toplotnih in mehanskih lastnosti betona, ki so pogojene z njegovo mikrostrukturo. Beton je heterogen kompozit sestavljen iz agregata, cementnega kamna ter por, ki so zapolnjene s prosto in kemijsko vezano vodo ter zmesjo suhega zraka in vodne pare. Tako strukturo betona sestavljajo tri faze: trdna (agregat, cementni kamen), kapljevinasta (prosta voda) in plinasta (zmes vodne pare in suhega zraka). V betonu, ki je izpostavljen visokim temperaturam med požarom, se zaradi njegove heterogene strukture pojavijo številni med seboj prepleteni fizikalni in kemijski procesi, kot so: prenos toplote s kondukcijo in konvekcijo zaradi temperaturnega in tlačnega gradienta, tok proste vode, zmesi vodne pare in suhega zraka v porah betona kot posledica tlačnega, vlažnostnega in temperaturnega gradienta, utekočinjanje vodne pare in izparevanje vode, izločanje kemijsko vezane vode ter razkroj cementnega kamna in zrn agregata. Intenziteta in obseg procesov sta odvisna od višine temperature in hitrosti ogrevanja požarnega

prostora, kemijskih, toplotnih in mehanskih lastnosti betona, velikosti mehanske obtežbe in številnih drugih parametrov. Poznavanje omenjenih prepletenih fizikalnih in kemijskih procesov v betonu, ki se v njem dogajajo med požarom, je zato ključno za določitev požarne varnosti betonskih oziroma armirano-betonskih konstrukcij.

Značilen pojav, ki lahko nastopi kot posledica prepletenih fizikalnih in kemijskih procesov v betonu med požarom, je luščenje betona, ki lahko poteka progresivno ali eksplozijsko. Eksplozijska oblika je precej bolj nevarna, saj nastopi v zgodnji fazi požara in povzroči zaporedno odpadanje delov betona ter posledično, v skrajnem primeru, tudi porušitev konstrukcije. Zmanjšanje prostornine oziroma mase (največkrat zmanjševanje krovne sloja betona) konstrukcije pomeni tudi zmanjšano togost, duktilnost in nosilnost konstrukcije, saj postane armatura zaradi odsotnosti krovne sloja neposredno izpostavljena visokim temperaturam, kar povzroči izrazito viskozno lezenje armature. Progresivno luščenje betona lahko nastopi v vogalih oziroma najpogosteje na površini konstrukcijskih elementov, kjer se beton lušči v plasteh. V zelo redkih primerih lahko nastopi tudi luščenje agregata v betonu. V preteklosti je bil vpliv eksplozijskega luščenja betona na določitev požarne varnosti armiranobetonskih konstrukcij praktično zanemarljiv. Šele katastrofalni požari v predorih Mont Blanc, Tauern, St. Gothard in požar v Kanalskem predoru so pokazali, kako nevaren in uničujoč je lahko pojav eksplozijskega luščenja betona za požarno varnost konstrukcij. Posledice požara so bile človeške žrtve in poškodbe predorov, kjer sicer ni prišlo do globalne porušitve, a so bili stroški sanacij kljub temu ogromni. Čas sanacije predorov je dodatno ohromil prometno omrežje ter negativno vplival na lokalno ekonomijo in ekonomijo celotne Evropske unije. Posledično je znanost namenila več pozornosti raziskovanju pogojev za nastanek eksplozijskega luščenja betona v konstrukcijah ter analiziranju vplivov le-tega na požarno varnost konstrukcij. Najnovejše raziskave kažejo, da na pojav eksplozijskega luščenja betona neposredno vplivajo naslednji dejavniki: hitrost ogrevanja konstrukcije, relativna vlažnost betona, prepustnost in poroznost betona, nivo tlačnih napetosti v konstrukciji, velikost oviranih temperaturnih deformacij, vrsta in velikost vgrajenega agregata, oblika in v primeru linijskih konstrukcij tudi velikost prečnega prereza ter številni drugi. Zanimivo je, da eksplozijsko luščenje nastopi že pri relativno nizkih temperaturah v betonu, in sicer med 200 in 250 °C. Pomembna je tudi ugotovitev, da je pojav predvsem lastnost konstrukcije. To raziskovalci utemeljujejo z dejstvom, da zgolj tlačne napetosti in ovirane temperaturne deformacije ustvarijo pogoje v konstrukciji za nastanek eksplozijskega luščenja. Zaradi omenjenih dejavnikov, ki povzročijo eksplozijsko luščenje, je praktično nemogoče postaviti splošen eksperiment, s katerim bi določili izpostavljenost konstrukcij eksplozijskemu luščenju betona. Dragi in težko izvedljivi eksperimenti pri visokih temperaturah in razvoj računalništva so v proces določanja požarne varnosti konstrukcij prinesli razvoj številnih numeričnih modelov, s katerimi raziskovalci modelirajo prepletene fizikalne in kemijske procese v armiranobetonskih konstrukcijah pri visokih temperaturah. Pogosto je osnovni cilj teh metod določitev ključnih parametrov oziroma prepletenost le-teh, ki odločilno vplivajo na nastanek eksplozijskega luščenja betona in s tem na določitev požarne varnosti geometrijsko zahtevnih armiranobetonskih konstrukcij.

Večslojne armiranobetonske konstrukcije se uporabljajo pri gradnji različnih inženirskih objektov. Njihova uporaba je razširjena tudi v predorogradnji, kjer se lahko uporabljajo pri gradnji novih predorov oziroma pri sanaciji starih. Cev predora je pogosto dvoslojna ukrivljena betonska oziroma armiranobetonska lupinasta konstrukcija, kjer zunanji sloj opravlja funkcijo nosilne konstrukcije, medtem ko notranji sloj - obloga deluje kot zaščita predora pred požarom in istočasno kot nosilna konstrukcija. Notranja obloga ščiti konstrukcijo pred požarom tako, da s svojo posebno strukturo prepreči razvoj pogojev za

nastanek eksplozijskega luščenja betona v primarni konstrukciji. Pogosto so inženirski objekti izdelani iz betona oziroma armiranega betona, lahko pa so tudi sovprežne konstrukcije, kjer je beton oziroma armirani beton uporabljen v kombinaciji z jeklom ali lesom. Kot lahko konstrukciji pri sobni temperaturi z ustrezno kombinacijo različnih gradbenih materialov zagotovimo večjo togost, duktilnost in nosilnost, lahko na ta način zagotovimo tudi večjo požarno odpornost konstrukcije. Pri požarni analizi delno razslojenih armiranobetonskih konstrukcij moramo posebno pozornost nameniti stikom med sloji, saj se veznim sredstvom zaradi povišanih temperatur bistveno poveča podajnost, kar zmanjša požarno varnost konstrukcij.

1.1 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju

Numerično modeliranje vpliva požara na obnašanje vseh vrst gradbenih konstrukcij je zaradi prepletenih procesov gorenja, širjenja toplote in plinov po prostoru, radiacije, vnosa toplote v konstrukcijo ter njenega odziva na sočasno delovanje mehanske obtežbe in temperature, izredno kompleksno in zahtevno. Zaradi tega obravnavajo praktično vsi numerični modeli, ki jih zasledimo v znanstveni literaturi za modeliranje vpliva požara na gradbene konstrukcije, ta vpliv ločeno oziroma v matematično nepovezanih fazah. Pri vseh teh modelih je potrebno v prvi fazi požarne analize določiti količino gorljive snovi in s tem razpoložljive toplote v požarnem prostoru ter v nadaljevanju razporeditev temperatur in koncentracij plinov v požarnem prostoru. Prenos toplote po požarnem prostoru poteka s konvekcijo in radiacijo, toda tudi ta faza požarne analize je zaradi omenjenih prepletenih procesov zelo kompleksna in zapletena, zato se ji v požarni analizi pogosto izognemo z vpeljavo eksperimentalno določenih požarnih krivulj [1–4]. Kljub tem pa uporaba požarnih krivulj za požarno analizo nekaterih konstrukcij ni ustrezna, kar velja za konstrukcije s specifično in razgibano geometrijo ter v primerih, ko veliko število dejavnikov intenzivno vpliva na potek požara v konstrukciji. Med tovrstne konstrukcije prav gotovo spadajo predori. V takšnih primerih je za numerično modeliranje gorenja in širjenja požara po požarnem prostoru in s tem za določitev temperatur v požarnem prostoru potrebno uporabiti napredne tridimenzionalne CFD (ang. Computational Fluid Dynamics) modele [5]. Ti so časovno potratni in zahtevajo veliko število, pogosto relativno nezanesljivih, vhodnih parametrov, a so kljub temu nujni za požarno analizo konstrukcij, ki so izpostavljene kompleksnim požarnim scenarijem. Ko določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur in po potrebi tudi plinov v požarnem prostoru, sledi druga faza požarne analize. V tej fazi določimo odziv konstrukcije ob sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe, vpliv prve faze analize pa upoštevamo v obliki robnih in začetnih pogojev.

Tudi v drugi fazi požarne analize je zahtevnost numeričnih modelov lahko zelo različna. V znanstveni literaturi to fazo raziskovalci pogosto matematično ločijo na toplotno-vlažnostno in mehansko. To utemeljujejo z dejstvom, da je vpliv mehanskega dela na razporeditev temperatur v betonu med požarom zanemarljiv glede na vpliv zaradi prenosa toplote. Še enostavnejši pa so numerični modeli, v katerih zanemarimo tudi vpliv transporta vlage na časovno in krajevno razporeditev temperatur v betonu med požarom. Te najpreprostejše numerične modele uporabljamo le za požarno analizo najpreprostejših gradbenih konstrukcij. Med prvimi je povezan prehod vlage in toplote v kapilarno poroznih materialih raziskoval Luikov [6], kasneje pa so ta pojav raziskovali še številni drugi [7–19]. Kot že omenjeno, večina teh raziskovalcev toplotno-vlažnostno in mehansko fazo požarne analize obravnava matematično ločeno, kljub temu pa ti numerični modeli niso primerni za analizo tistih betonskih oziroma armiranobe-

tonskih konstrukcij, ki so izpostavljene eksplozijskemu luščenju betona. Ti najbolj zahtevni numerični modeli za drugo fazo požarne analize so predstavljeni v virih [13, 20–22].

Povezano toplotno-vlažnostno in mehansko fazo požarne analize praviloma uporabljamo za betonske konstrukcije z visoko koncentracijo vlage ter konstrukcije iz betona z majhno propustnostjo in poroznostjo. Med takšne uvrščamo prednapete betonske konstrukcije in konstrukcije iz visoko trdnih betonov. V teh konstrukcijah se lahko razvijejo pogoji za nastanek eksplozijskega luščenja betona [23–25]. Raziskovanje nastanka eksplozijskega luščenja betona [17, 26, 27] in njegovega vpliva na požarno varnost konstrukcij je zelo živo raziskovalno področje, kar je posledica vse večje uporabe visoko trdnih betonov v zelo vlažnih okoljih, kot je to na primer v predorogradnji, in nerazumevanja samega pojava. V znanstveni literaturi prevladujeta dve tezi o vzrokih za nastanek eksplozijskega luščenja betona. Prva pravi, da je eksplozijsko luščenje betona posledica povečanih pornih tlakov v betonskih konstrukcijah [16, 27]. Povečanje pornih tlakov je značilno za konstrukcije iz visoko trdnih betonov (slaba prepustnost in poroznost) in konstrukcije iz betonov z visoko vsebnostjo vlage (nad 3 %). Druga teza temelji na ideji, da je eksplozijsko luščenje betona posledica oviranih temperaturnih deformacij, ki povzročijo velike tlačne napetosti vzporedno z ogrevano površino konstrukcije. Te skupaj s prečnimi nateznimi napetostmi povzročijo vzdolžne razpoke in posledično luščenje betona [19, 26, 28, 29]. Gawin in sodelavci [28] utemeljujejo ovirane temperaturne deformacije kot primarni vzrok za nastanek eksplozijskega luščenja betona. Ob tem izpostavijo, da se s poškodbami betona med požarom povečata njegova poroznost in propustnost, kar povzroči zmanjšanje pornih tlakov, zato le-ti ne morejo biti glavni vzrok za nastanek eksplozijskega luščenja. Poleg omenjenih tez za nastanek eksplozijskega luščenja betona med požarom, pa obstaja tudi teza, da je eksplozijsko luščenje posledica obeh pojavov [22, 28, 30]. V znanstveni in strokovni literaturi zasledimo poleg matematičnih in numeričnih modelov za oceno nastanka eksplozijskega luščenja tudi različne predloge, kako preprečiti nastanek eksplozijskega luščenja v betonskih konstrukcijah [30, 31]. Witek in sodelavci predlagajo tri načine za zaščito nosilne armiranobetonske konstrukcije pred luščenjem [30]: (i) z uporabo odbojnih premazov, (ii) z uporabo dodatnega betonskega sloja, ki ima zelo porozno strukturo in (iii) z dodajanjem polipropilenskih vlaken betonu. Odbojni premazi, ki opravljajo funkcijo toplotne ovire, zmanjšujejo vnos radiacijskega toplotnega toka v beton. Le-ta pa predstavlja zelo pomemben delež vnosa toplote v beton. Porozna struktura dodatnega zaščitnega betonskega sloja omogoča hitrejšo prerazporejanje proste vode ter zmesi vodne pare in suhega zraka zaradi povišanih temperatur. Za polipropilenska vlakna pa je značilno, da se pri povišanih temperaturah (približno 170 °C) stalijo in s tem povečajo poroznost in prepustnost betona. Posledično se v segretem betonu zmanjšajo porni tlaki in verjetnost nastanka eksplozijskega luščenja je manjša.

Obnašanje kompozitnih konstrukcij, ki so izpostavljene mehanski in/ali požarni obtežbi, je v veliki meri odvisno od lastnosti veznih sredstev med sloji. Ti so zaradi povišanih temperatur še bolj podajni, kot so pri sobni temperaturi. V literaturi zasledimo številne raziskave o vplivu mehanske obtežbe na togost, duktilnost in nosilnost vseh vrst kompozitnih konstrukcij pri sobni temperaturi. Detajlni pregled numeričnih modelov in analizo vpliva podajnosti stika med sloji kompozitne konstrukcije pri sobni temperaturi na njeno togost, duktilnost in nosilnost so predstavili Čas in sodelavci [32], Girhammar in Gopu [33] ter Wheat in Calixto [34]. V teh raziskavah so raziskovalci analizirali ravne in le vzdolžno razslojene dvoslojne nosilce. V manjšem obsegu pa v znanstveni literaturi zasledimo raziskave, kjer so avtorji analizirali vpliv tako vzdolžne kot prečne razslojenosti slojev na njihovo togost, duktilnost in nosilnost. Med te sodijo Kroflič in sodelavci [35, 36], Robinson in Narain [37] ter Gara s sodelavci [38]. V pogojih

požara pa je teh raziskav še bistveno manj. Večinoma zasledimo numerične modele za požarno analizo ravnih sovprežnih nosilcev iz jekla in betona, kjer je med slojema omogočena le vzdolžna delaminacija [18, 39–41]. Kljub temu da je vpliv prečnega razmika med sloji kompozitnih konstrukcij praviloma zanemarljiv za njihovo obnašanje pri sobni temperaturi [36], je lahko ta vpliv pomemben za požarno varnost kompozitnih konstrukcij [42]. Raziskav o obnašanju delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih nosilcev, kjer bi v požarni analizi upoštevali vzdolžno in prečno razslojenost slojev, v znanstveni literaturi nismo zasledili. Obstaja le analiza ukrivljenih dvoslojnih nosilcev iz jekla in betona v pogojih požara z upoštevanjem vzdolžnega zdrsa med slojema [43].

1.2 Vsebina dela

V doktorski disertaciji predstavljamo nov delno povezan numerični model za geometrijsko in materialno nelinearno analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij ob sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. Predstavljeni model je dvofazen. V prvi fazi s pomočjo požarnih krivulj ali CFD modelov [5] določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur in dima v požarnem prostoru. Ta del metode je standarden in se uporablja praktično v vseh numeričnih modelih za požarno analizo gradbenih konstrukcij, ki jih zasledimo v znanstveni literaturi. Novost razvitega numeričnega modela predstavlja druga faza požarne analize. V tej fazi določimo razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij proste vode in zmesi suhega zraka in vodne pare ter deformacij in napetosti v delno razslojeni ukrivljeni armiranobetonski konstrukciji. Da lahko z modelom analiziramo tudi vpliv eksplozijskega luščenja na požarno varnost obravnavanih armiranobetonskih konstrukcij, obravnavamo v predstavljenem modelu toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize povezano. Ker so zaenkrat popolnoma povezani modeli, kot so jih predstavili Schrefler in sodelavci [22], numerično prezahtevni za analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij kompleksnih geometrij, smo prepletena toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize obravnavali delno povezano. To delno povezano fazo požarne analize smo v modelu upoštevali z vzajemnim upoštevanjem spremenjene geometrije konstrukcije, ki je posledica luščenja betona med toplotno-vlažnostnim in mehanskim delom. Na ta način lahko določimo vpliv odlučenega betona na požarno varnost geometrijsko zahtevnih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij, kot tudi uklonsko varnost. Seveda pa na ta način manj natančno določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur, zlasti pornih tlakov, koncentracij proste vode in zmesi suhega zraka ter deformacij in napetosti v armiranobetonski konstrukciji med požarom. Ti podatki so bistveni za oceno izpostavljenosti konstrukcije eksplozijskemu luščenju. Poleg delno povezanega numeričnega modela za požarno analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij predstavlja pomembno novost disertacije tudi mehanski del druge faze požarne analize. V tem sklopu smo razvili novo družino deformacijskih končnih elementov za analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Končni elementi so zasnovani na geometrijsko točni Reissnerjevi teoriji ukrivljenih ravninskih nosilcev [44]. Poleg geometrijske in materialne nelinearnosti v modelu upošteevamo tudi nelinearne modele stika med slojema v prečni in vzdolžni smeri ter vse bistvene nelinearne pojave armature in betona pri visokih temperaturah, kot so temperaturne deformacije, viskozno lezenje armature, lezenje betona in prehodne deformacije betona. Disertacija ima poleg uvoda (prvo poglavje) še osem poglavij. V drugem poglavju na kratko predstavimo značilne požarne krivulje in postopek za določitev krajevne in časovne razporeditve temperatur in dima v požarnem pro-

storu s pomočjo CFD programov. Osrednjo temo disertacije predstavljajo tretje, četrto in še posebej peto poglavje. Zaradi večje preglednosti osnovne enačbe za toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize predstavimo v ločenih poglavjih. Tako v tretjem poglavju predstavimo osnovne enačbe za določitev časovne in krajevne razporeditve temperature, pornih tlakov ter koncentracije proste vode in zmesi vodne pare in suhega zraka v betonu med požarom. Enačbe povzamemo po Davieju s sodelavci [17] kot so predstavljene v doktorski disertaciji Kolškove [45]. V četrtem poglavju detajlno predstavimo osnovne enačbe za analizo delno razslojenih dvoslojnih ukrivljenih armiranobetonskih nosilcev v pogojih požara. Poleg geometrijsko točnih kinematičnih in ravnotežnih enačb detajlno predstavimo tudi vse konstitucijske enačbe. Tako najprej predstavimo temperaturno odvisne materialne modele betona in armature ter stika med slojema, v sklopu adicijskega razcepa geometrijskih deformacij pa temperaturne deformacije betona in jekla, viskozno lezenje armature pri povišanih temperaturah, lezenje betona pri povišanih temperaturah ter prehodne deformacije betona. Dodatno v modelu v primeru tunelskih konstrukcij z nelinearnimi diskretnimi vzmetmi upoštevamo tudi vpliv okoliške zemljine na deformacijsko in napetostno stanje delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij. S predstavljenim numeričnim modelom lahko ocenimo tudi požarno varnost predorov. V petem poglavju, ki predstavlja osrednjo temo disertacije, detajlno predstavimo delno povezan numerični model za požarno analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij. Poleg globalnega numeričnega modela v tem poglavju podrobno predstavimo tudi numerični model za mehanski del požarne analize delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij. V tem sklopu predstavimo novo družino deformacijskih končnih elementov, ki so zasnovani na Galerkinovi metodi končnih elementov. Natančnost in primernost predstavljenega delno povezanega numeričnega modela za požarno analizo vseh vrst ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij predstavimo v šestem poglavju. V tem poglavju z obsežnimi parametričnimi študijami analiziramo vpliv mehanske obtežbe, robnih pogojev, kvalitete okoliške zemljine v predorih, togosti stika ter številnih drugih materialnih in geometrijskih parametrov na obnašanje delno razslojenih in homogenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij med požarom. V sedmem poglavju podamo zaključke disertacije ter v osmem in devetem poglavju povzetek v slovenskem in angleškem jeziku.

2 TEMPERATURNO POLJE POŽARNEGA PROSTORA

2.1 Uvod

Določitev temperaturnega polja požarnega prostora predstavlja prvo fazo delno povezane numerične metode za požarno analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij. Z izbranim požarnim scenarijem opišemo kvalitativen potek požara s časovno opredeljenimi ključnimi dogodki, ki zaznamujejo požar ter ga ločijo od drugih požarov. Požarni scenarij običajno definira proces vžiga in širjenja požara, stopnjo polno razvitega požara ter proces pojemanja požara, pri čemer upošteva lastnosti požarnega prostora in konstrukcije, ki vplivajo na požar. V disertaciji za izračun temperaturnega polja v požarnem prostoru izberemo dva pristopa: v prvem uporabimo eksperimentalno določeno standardizirano požarno krivuljo, v drugem pa računalniški program FDS (ang. Fire Dynamics Simulator) [5], ki temelji na razširjenem hidrodinamičnem računskem modelu za analizo požara v konstrukcijah. Na ta način določimo krajevno in časovno razporeditev temperatur v požarnem prostoru, kar v drugi fazi požarne analize uporabimo kot začetne in robne pogoje.

2.2 Standardizirane požarne krivulje

Požarne krivulje prikazujejo časovne spremembe temperatur, ki jih izmerimo v požarnih testih (npr. Cardingtonov požarni test, leta 1995-1997). Poznamo več vrst požarnih krivulj, ki jih razvrstimo v dve skupini:

- **Nominalne požarne krivulje**

Med te sodijo standardna požarna krivulja oziroma krivulja ISO 834 [2], požarna krivulja zunanjega požara [2], ogljikovodikova (HC) krivulja [2] in druge.

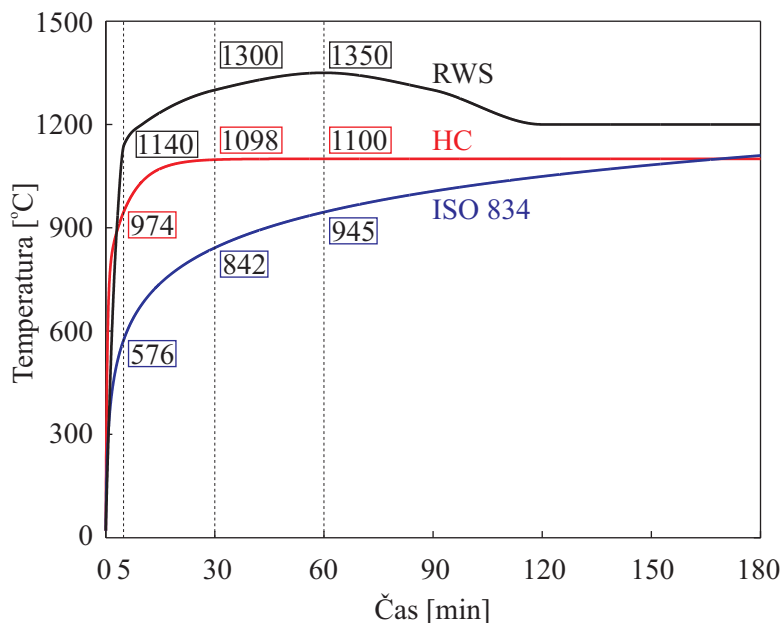
- **Parametrične požarne krivulje**

To je skupina posebnih požarnih krivulj, ki na osnovi specifičnih fizikalnih parametrov opisujejo realne požare. V primerjavi z nominalnimi požarnimi krivuljami vsebujejo tudi fazo ohlajanja. Tudi v standardu SIST EN 1991-1-2 [2] je podan primer parametrične požarne krivulje.

Na sliki 2.1 so prikazane značilne požarne krivulje. Standardna krivulja (ISO 834) predstavlja model polno razvitega požara za primer celuloznega tipa požarne obtežbe in se uporablja za modeliranje gorenja materialov v običajnih stavbah. Ker le-ta ni primerna za modeliranje gorenja ogljikovodikov (bencina in ostalih goriv) in kemičnih spojin, je bila razvita HC požarna krivulja. RWS (niz. Rijkswaterstaat) požarno krivuljo je razvilo Ministrstvo za promet na Nizozemskem, in sicer z namenom simuliranja gorenja goriva, vendar pri bolj ekstremnih pogojih kot veljajo za HC požarno krivuljo. Obe se uporabljata za modeliranje gorenja snovi v predorih. V disertaciji v parametričnih študijah uporabimo HC požarno krivuljo [2], ki je podana z izrazom:

$$T_{\infty} = 1080 (1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20, \quad (2.1)$$

kjer je T_{∞} temperatura plinov v požarnem prostoru v [°C], t pa čas trajanja požara v [min]. Pri tem velja, da je celotna požaru izpostavljena površina konstrukcije izpostavljena isti temperaturi. Za krivuljo je značilno izrazito naraščanje temperature na začetku požara in visoka temperatura (približno 1000 °C po 5 min požara), kar ustreza gorenju ogljikovodikov v predorih.

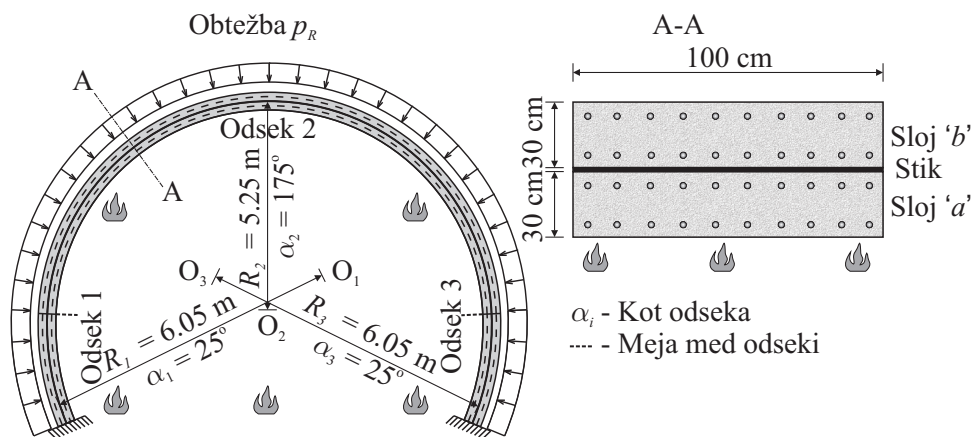


Slika 2.1: Značilne požarne krivulje.

Figure 2.1: Fire temperature-time curves.

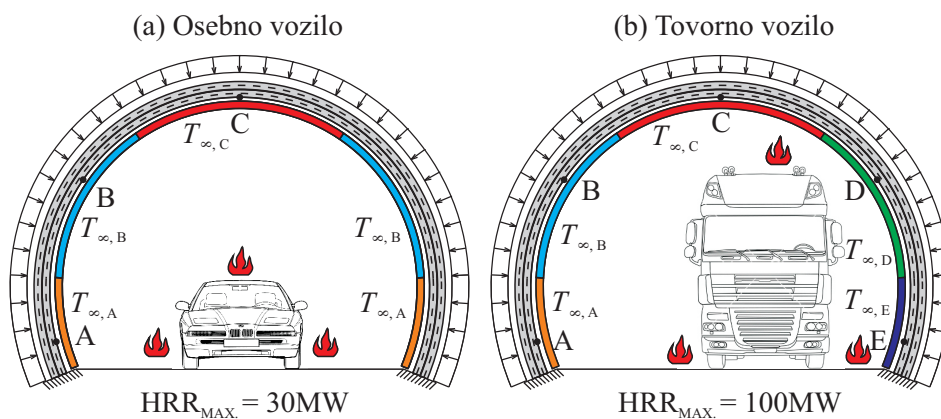
2.3 Hidrodinamični računski modeli (CFD metode)

Kadar želimo natančneje določiti časovno in krajevno razporeditev temperatur ter plinov v požarnem prostoru, moramo pri tem upoštevati vse bistvene parametre, ki vplivajo na intenziteto, razvoj in potek požara. V takih primerih uporabimo t.i. CFD modele. CFD so matematični oziroma numerični modeli za analizo gibanja tekočin. Za te numerične modele je značilno, da so zelo kompleksni in zato časovno potratni, hkrati pa za reševanje zahtevajo veliko število vhodnih, pogosto nepredvidljivih, parametrov. Eden izmed CFD modelov, ki je prirejen za požarno analizo, je računalniški program FDS [5] (verzija 6.0). Le-ta je danes najbolj razširjen računalniški program za določitev temperatur in koncentracije dima v požarnem prostoru. Osnovne predpostavke programa FDS [5] predstavimo v nadaljevanju. Kot model izgorevanja snovi je uporabljen model t.i. mešalnih razmerij. Pri gorenju snovi se krajevni delež sproščene toplote izračuna iz krajevne porabe kisika na površini plamena. Oddana toplota, ki se sprošča pri gorenju, se po prostoru prenaša s konvekcijo in radiacijo. Enačbe za prenos toplote z radiacijo se v programu rešujejo z metodo končnih volumnov, ki uporablja diskretizacijsko metodo končnih razlik, pri čemer so prostorski odводи poenostavljeni s sredinsko shemo drugega reda, časovni odводи pa po eksplisitni shemi prediktor-korektor. Ovire in odprtine so obravnavane kot črna telesa, zato je sevalna jakost odvisna le od valovne dolžine sevanja in temperature. Program FDS [5] požarni prostor razdeli na veliko število prostorskih elementov, znotraj katerih ločeno rešuje osnovne enačbe. Program



Slika 2.2: Značilni prečni prerez predora in nosilne konstrukcije .

Figure 2.2: Cross section of a tunnel tube and.

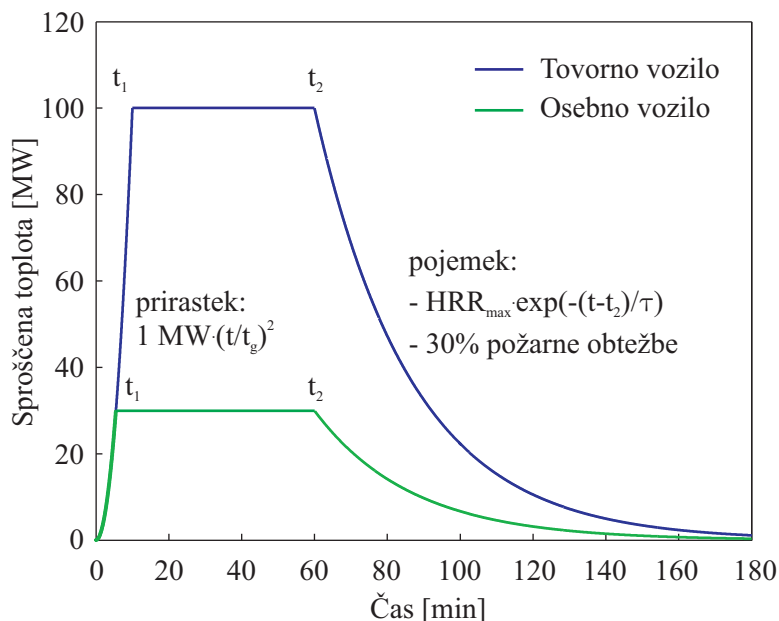


Slika 2.3: Možna požarna scenarija požarov v predoru: (a) zagori oseбно vozilo; (b) zagori tovorno vozilo. Označene so referenčne točke za določitev temperaturnega polja požarne prostora.

Figure 2.3: Possible fire scenarios: (a) burning family car; (b) burning heavy goods vehicle. Reference points for calculating the temperature field of fire compartment.

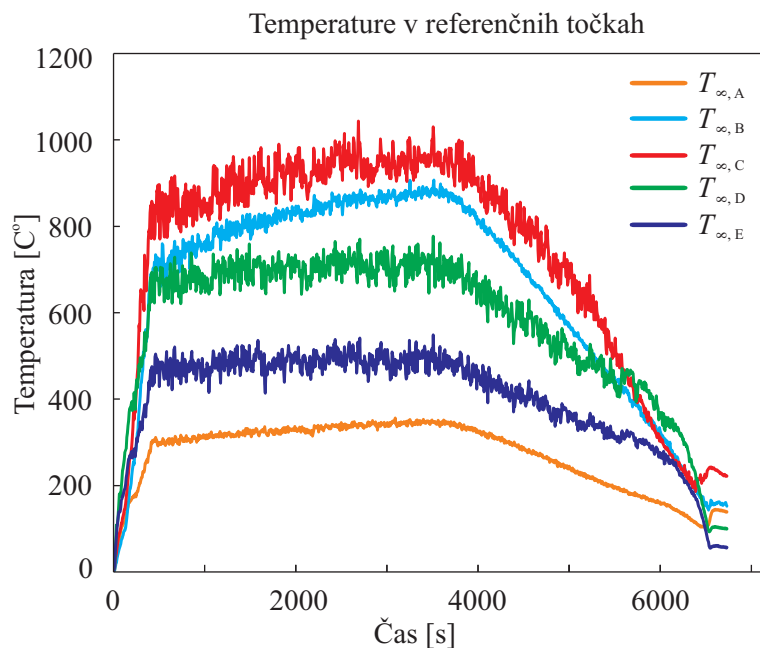
vsebuje geometrijsko omejene prostorske elemente, saj so le-ti lahko le pravokotne oblike. Kljub tej omejitvi je računalniški program še vedno računsko učinkovit in robusten [46]. Z rezultati FDS-a [5] lahko ocenimo prenos toplote, gibanje dima, širjenje plamenov, razvoj temperature, ogljikovega dioksida ter drugih snovi v požarnem prostoru. Poleg tega omogoča še izračun napovedi odkrivanja požara s toplotnim javljalnikom, gašenje požara s šprinklerji ali vodno meglo, analizo evakuacije ljudi in modeliranje prezračevanja v objektih. Uporaba programa je primarno namenjena požarnemu projektiranju konstrukcij, oceni požarne varnosti obstoječih konstrukcij, rekonstrukciji verjetnih požarov po nesrečah ter usposabljanju gasilskih enot. Kot že omenjeno uporabljamo program FDS [5] za določitev krajevne in časovne razporeditve temperatur in koncentracij dima v požarnem prostoru za geometrijsko zahtevne konstrukcije. Mednje prav gotovo sodijo tudi predori, zato v nadaljevanju prikažemo uporabo programa FDS [5] za določitev temperaturnega polja med požarom v predoru. Podatke za FDS analizo pripravimo z grafičnim vmesnikom PyroSim [47]. Uporaba računalniškega programa PyroSim [47] z razlago je pri-

kazana na primeru stanovanjskega objekta v [48]. Značilni prečni prerez predorne cevi je prikazan na sliki 2.2.



Slika 2.4: HRR krivulji za gorenje osebnega in tovornega vozila. Pripadajoči parametri so: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s (tovorno vozilo), $t_1 = 329$ s (osebno vozilo), $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s.

Figure 2.4: HRR curves for a family car and heavy goods vehicle. Parameter values are: $t_g = 60$ s, $t_1 = 600$ s (heavy goods vehicle), $t_1 = 329$ s (family car), $t_2 = 3600$ s, $\tau = 1600$ s.



Slika 2.5: Časovno spreminjanje temperatur v referenčnih točkah predora za gorenje tovornega vozila.

Figure 2.5: The time development of temperatures in reference points in case of burning heavy goods vehicle.

V obravnavanem predoru predstavimo dva različna požarna scenarija: gorenje osebnega in tovornega vozila. S tem želimo raziskati vpliv intenzitete požara ter lege vira toplote na temperaturno polje v predoru. Slika 2.3 prikazuje oba požarna scenarija, ki ju določa prikazana lega vozil v predoru, referenčne točke za meritev temperature med požarom ter temperaturna polja na izbranih delih predora. Razvoj požara opišemo s HRR (ang. heat release rate) krivuljo [49]. Slika 2.4 prikazuje HRR krivulji s pripadajočimi parametri za oba proučevana požarna scenarija. Največja sproščena toplota med požarom predstavlja plato HRR krivulje, ki se v požarnih scenarijih razlikuje glede na velikost vozila, ki gori. V analizi primerjamo HRR krivulji za gorenje osebnega in tovornega vozila. Dodatno slika 2.3 prikazuje referenčne točke A-E računskega modela za določitev temperaturnega polja v prostorskih elementih predora. Na osnovi teh temperatur v referenčnih točkah oblikujemo temperaturna polja v prečnem prerezu predora. Kot vidimo so temperature znotraj vsakega odseka enake. Slika 2.5 prikazuje časovno spreminjanje temperatur v referenčnih točkah predora za gorenje tovornega vozila (slika 2.3b), saj v nadaljevanju obravnavamo le požarni scenarij gorenja tovornega vozila, ki ima bolj neugoden vpliv na konstrukcijo kot gorenje osebnega vozila.

3 TOPLOTNO-VLAŽNOSTNI DEL POŽARNE ANALIZE

3.1 Uvod

V tem poglavju predstavimo osnovne enačbe za povezan prenos toplote in vlage (pretok vode in zmesi suhega zraka ter vodne pare) v betonu med požarom. Ti povezani fizikalni pojavi so posledica heterogene mikrostrukture betona, ki je sestavljena iz trdne betonske osnove in por, ki so zapolnjene z vodo in plinasto zmesjo suhega zraka in vodne pare. Pore v betonu opazimo v agregatu ter v cementnem kamnu kot kapilarne in gelne pore. Kapilarne pore zapolnijo prosta voda, vodna para in suh zrak, medtem ko gelne pore zapolni kemijsko vezana voda, ki nastane v procesu strjevanja betona (hidratacije). V betonu, ki je med požarom izpostavljen visokim temperaturam, se sprožijo tudi različni kemijski procesi, ki spremenijo mikrostrukturo betona in s tem njegove materialne lastnosti. Intenziteta in hitrost teh procesov sta odvisna od temperature, hitrosti ogrevanja, mehanske obtežbe, prepustnosti betona, količine vlage v betonu ter drugih dejavnikov. V ogretem betonu se toplota prevaja s kondukcijo, medtem ko je transport (pretok) proste vode in zmesi suhega zraka ter vodne pare posledica tlačnega, vlažnostnega in temperaturnega gradienta. Zaradi transporta omenjenih snovi se toplota po betonu prevaja tudi s konvekcijo. Z naraščanjem temperature v betonu začne prosta voda izhlapevati, kemijsko vezana voda se izloča v procesu dehidratacije, cementni kamen in agregat pa sta izpostavljena temperaturni degradaciji (razgradnji). Posledice se odražajo v spremenjenih materialnih lastnostih betona (zmanjšajo se tlačna trdnost betona ter tudi elastični in strižni modul). Transport proste vode ter zmesi suhega zraka in vodne pare poteka zaradi vlažnostnega, temperaturnega in tlačnega gradienta, zato prosta voda blizu ogrevane površine betona izhlapeva v okolico, hkrati pa se v hladnejši notranjosti betona vodna para zopet utekočinja. Tako se oblikuje suho območje in polno zasičen sloj (ang. moisture clog) ob njem [29]. Kot ugotavljajo številni raziskovalci porni tlaki v betonu med požarom skokovito narastejo in v povezavi z oviranimi temperaturnimi deformacijami lahko povzročijo luščenje betona. Še posebej je nevarno eksplozijsko luščenje, kjer v hipu odpade krovni (zaščitni) del konstrukcije. Zaradi odlučene betona postane armatura izpostavljena visokim temperaturam. S tem se zaradi viskoznega lezenja jekla močno zmanjša nosilnost in stabilnost konstrukcije, kar lahko pomeni tudi trenutno porušitev konstrukcije. Mnenja glede vzrokov za nastanek eksplozijskega luščenja betona so v znanstveni literaturi deljena. Nekateri zagovarjajo tezo, da je hitro povečanje pornih tlakov v betonskih konstrukcijah glavni vzrok za nastanek eksplozijskega luščenja [16, 27], medtem ko ostali trdijo, da je eksplozijsko luščenje betona posledica oviranih temperaturnih deformacij [19, 26, 28, 29]. Omenjena vzroka zagotovo nista osamljena povzročitelja eksplozijskega luščenja betona, temveč nastopata v kombinaciji s številnimi drugimi vplivi, kot so na primer količina vlage v betonu, prepustnost betona, hitrost ogrevanja požarnega prostora in posledično konstrukcije, velikost in oblika prečnega prereza konstrukcije, lastnosti agregata, količina in lega armature ter napetostno stanje konstrukcije kot posledica zunanje mehanske obtežbe in oviranih temperaturnih deformacij [24, 25]. Zlasti so eksplozijskemu luščenju izpostavljene konstrukcije z visoko vsebnostjo vlage in tiste v katerih prevladuje tlačno napetostno stanje. Tlačno napetostno stanje zmanjšuje prepustnost betona in s tem ovira pretok proste vode in zmesi vodne pare ter suhega zraka med požarom in s tem dodatno poviša velikost pornih tlakov. Značilne tovrstne konstrukcije so predori. Ker napetostno

stanje v konstrukciji neposredno vpliva tudi na termodinamične procese v betonu med požarom, je za natančno požarno analizo potrebna uporaba povezanih mehanskih in toplotno-vlažnostnih matematičnih modelov [19, 20, 22, 28, 30, 50, 51]. Takšni povezani modeli so numerično izredno zahtevni in zato zaenkrat še niso primerni za požarno analizo geometrijsko zahtevnih gradbenih konstrukcij. So pa seveda nujni za pravilno določitev številnih mehanskih in toplotnih parametrov, ki vplivajo na nastanek eksplozijskega luščenja betona. Ker je tema doktorske disertacije le analiza vpliva eksplozijskega luščenja betona na požarno varnost ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij, obravnavamo toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize delno povezano. Skladno s tem za analizo povezanega prenosa toplote in pretoka vlage v betonu med požarom uporabimo matematični model, ki so ga predstavili Davie in sodelavci [17] oziroma Kolškova [45]. Ta matematični model za povezan prenos toplote in pretok proste vode ter zmesi vodne pare in suhega zraka v betonu med požarom predstavimo v nadaljevanju. Pri tem predpostavimo, da deformirana lega konstrukcije ne vpliva na natančnost modela, zato osnovne enačbe zapišemo v začetni nedeformirani legi konstrukcije. Upoštevamo pa, da se zaradi luščenja betona spreminja geometrija konstrukcije. To v modelu upoštevamo s časovno spremenljivim definicijskim območjem osnovnih enačb in pripadajočih robnih pogojev. Zaradi večje preglednosti konstitucijske enačbe modela predstavimo v ločenih poglavjih (3.2-3.3).

3.2 Osnovne enačbe za povezan prenos toplote in pretok vlage

Osnovne enačbe matematičnega modela za krajevno in časovno razporeditev temperatur, proste vode in zmesi suhega zraka ter vodne pare sestavljajo kontinuitetne enačbe za vsako fazo betona ter enačba za ohranitev energije [17]:

kontinuitetna enačba za ohranitev mase proste vode:

$$\frac{\partial(\varepsilon_{FW}\rho_{FW})}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_{FW} - \dot{E}_{FW} + \frac{\partial(\varepsilon_D\rho_{FW})}{\partial t}, \quad (3.1)$$

kontinuitetna enačba za ohranitev mase vodne pare:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_V)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_V + \dot{E}_{FW}, \quad (3.2)$$

kontinuitetna enačba za ohranitev mase suhega zraka:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (3.3)$$

enačba za ohranitev energije:

$$(\rho C) \frac{\partial T}{\partial t} = -\nabla \cdot (-k\nabla T) - (\rho C \mathbf{v}) \cdot \nabla T - \lambda_E \dot{E}_{FW} - \lambda_D \frac{\partial(\varepsilon_D\rho_{FW})}{\partial t}. \quad (3.4)$$

V enačbah (3.1)–(3.4) oznaka ε_i predstavlja volumski delež i -te faze, ρ_i gostoto faze i na m^3 plinske zmesi ter \mathbf{J}_i masni tok faze i . Oznaka $i = FW, V, A$ predstavlja posamezno fazo, in sicer FW se nanaša na prosto vodo (tekočo in adsorbirano), V na vodno paro ter A na suh zrak. \dot{E}_{FW} označuje količino izparjene proste vode, ε_D pomeni volumski delež kemijsko vezane vode v gelnih porah, ρ_L je gostota vode in t je čas. V enačbi (3.4) je ρC specifična toplota betona, k je koeficient toplotne prevodnosti betona, $\rho C \mathbf{v}$ označuje notranjo energijo v betonu zaradi toka tekočin, λ_E in λ_D latentno toploto zaradi izparevanja (utekočinjenja) oziroma dehidracije ter T temperaturo.

3.3 Konstitucijski zakoni za povezan prenos toplote in pretok vlage

V nadaljevanju podrobno predstavimo konstitucijske zakone, ki so jih v svojem modelu za povezan prenos toplote in pretok vlage v betonu med požarom uporabili Davie in sodelavci [17]. Masne tokove suhega zraka, vodne pare in proste vode po porah betona povzročata gradienta tlaka in koncentracije snovi. Opišemo jih z Darcyjevim in Fickovim zakonom:

$$\mathbf{J}_A = \varepsilon_G \tilde{\rho}_A \mathbf{v}_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{AV} \nabla \left(\frac{\tilde{\rho}_A}{\tilde{\rho}_G} \right), \quad (3.5)$$

$$\mathbf{J}_V = \varepsilon_G \tilde{\rho}_V \mathbf{v}_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{VA} \nabla \left(\frac{\tilde{\rho}_V}{\tilde{\rho}_G} \right), \quad (3.6)$$

$$\mathbf{J}_{FW} = \left(1 - \frac{S_B}{S} \right) \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_L + \left(\frac{S_B}{S} \right) \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_B. \quad (3.7)$$

V enačbi (3.7) tok proste vode sestavljata tekoča voda in fizikalno vezana ali adsorbirana voda na stenah por. Oznaka S označuje stopnjo zasičenosti kapilarnih por betona s prosto vodo in S_B stopnjo zasičenosti sten kapilarnih por v betonu z adsorbirano vodo. Stopnja zasičenosti S je definirana kot volumsko razmerje med deležem proste vode in poroznostjo betona:

$$S = \frac{\varepsilon_{FW}}{p_{or}}, \quad (3.8)$$

medtem ko je stopnja zasičenosti sten kapilarnih por v betonu z adsorbirano vodo S_B enaka:

$$S_B = \begin{cases} S; & S \leq S_{SSP} \\ S_{SSP}; & S > S_{SSP} \end{cases}. \quad (3.9)$$

S_{SSP} označuje zgornjo mejo zasičenosti sten kapilarnih por z adsorbirano vodo. Iz enačb (3.7)–(3.9) lahko sklepamo, da je masni tok proste vode enak toku adsorbirane vode, dokler se stene por z adsorbirano vodo popolnoma ne zasičijo. Masni tok tekoče vode nastopi šele, ko je izpolnjen pogoj $S > S_{SSP}$. Ugotovitev se ujema s predpostavko Gawina in sodelavcev [13], ki pravi, da se v betonu z vodo najprej zapolnijo gelne pore, nato se voda adsorbira na stene kapilarnih por do maksimalne zasičenosti, šele potem se preostala voda razporedi v kapilarnih porah.

V enačbah (3.5)–(3.6) D_{AV} označuje difuzijski koeficient zraka v vodni pari ter D_{VA} difuzijski koeficient vodne pare v zraku. Odvisna sta od temperature in pornega tlaka ter ju določimo po [52] z enačbo:

$$D_{AV} = D_{VA} = D_{if} \frac{\delta}{\tau^2}, \quad (3.10)$$

kjer je

$$D_{if} = 1.87 \cdot 10^{-5} \left(\frac{T^{2.072}}{P_G} \right). \quad (3.11)$$

Faktorja $\delta = 0.5$ in $\tau = 3$ v enačbi (3.10) zagotavljata, da je zaradi zapletene strukture por difuzijski koeficient v betonu manjši od atmosferskega. $\varepsilon_G \tilde{\rho}_G$ je masna koncentracija plinske zmesi (suhega zraka in vodne pare) ter \mathbf{v}_G in \mathbf{v}_L sta hitrosti plinske zmesi in proste vode, ki ju določimo s pomočjo Darcyjevega zakona:

$$\mathbf{v}_G = - \frac{KK_G}{\mu_G} \nabla P_G, \quad (3.12)$$

$$\mathbf{v}_L = - \frac{KK_L}{\mu_L} \nabla P_L. \quad (3.13)$$

Parametra μ_G in μ_L v enačbah (3.12) in (3.13) predstavljata dinamični viskoznosti posameznih faz, P_G in P_L sta pripadajoča tlaka, K je prava prepustnost suhega betona ter K_G in K_L označujeta relativni prepustnosti plinaste in kapljevinaste faze v betonu. K_G in K_L sta funkciji stopnje zasičenosti S ter sta definirani po [53] z enačbama:

$$K_L = \sqrt{S} \left(1 - \left(1 - S^{1/m} \right)^m \right)^2, \quad (3.14)$$

$$K_G = \sqrt{1-S} (1 - S^{1/m})^{2m}. \quad (3.15)$$

Koeficient m ima vrednost $m = 1/2.2748 = 0.439599$. V enačbi (3.7) predstavlja v_B hitrost adsorpcije vode, ki jo določimo z enačbo:

$$v_B = -D_B \nabla S_B, \quad (3.16)$$

kjer D_B označuje difuzijski koeficient adsorbirane vode. Določimo ga z empirično zvezo [17]:

$$D_B = D_B^0 \exp \left(-2.08 \frac{S}{S_{SSP}} \frac{T}{T_{ref}} \right), \quad (3.17)$$

kjer je $D_B^0 = 1.57 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ in $T_{ref} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Pomembna predpostavka pri formulaciji matematičnega modela za prenos toplote in pretok vlage v betonu med požarom je tudi ta, da se suh zrak in vodna para v betonu obnašata kot idealna plina. Zato skladno z Daltonovim zakonom upoštevamo, da je tlak plinaste zmesi pri dani prostornini in dani temperaturi enak vsoti delnih tlakov:

$$P_A = R_A \tilde{\rho}_A T, \quad (3.18)$$

$$P_V = R_V \tilde{\rho}_V T, \quad (3.19)$$

$$P_G = P_A + P_V \quad \text{ter} \quad \tilde{\rho}_G = \tilde{\rho}_A + \tilde{\rho}_V, \quad (3.20)$$

kjer je R_A plinska konstanta suhega zraka in R_V plinska konstanta vodne pare ter P_A in P_V pripadajoča tlaka. P_G označuje tlak plinaste zmesi, ki jo sestavljata suhi zrak in vodna para.

Delež proste vode, $\bar{\rho}_{FW} = \varepsilon_{FW} \rho_L$, se določi s sorpcijskimi izotermami, ki sta jih definirala Bažant in Kaplan [10]. Le-te so odvisne od: (i) relativne vlažnosti zraka v betonu, $\text{RH} = \frac{P_V}{P_{sat}}$, (ii) količine cementa, $\varepsilon_{cem} \rho_{cem}$, (iii) temperature, T , in (iv) mase proste vode pri polni zasičenosti zraka v betonu ($\text{RH} = 100 \%$) in temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$, $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}$. Te zveze predstavljajo naslednje enačbe:

$$\bar{\rho}_{FW} = \begin{cases} \varepsilon_{cem} \rho_{cem} \left(\frac{\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}}{\varepsilon_{cem} \rho_{cem}} \frac{P_V}{P_{sat}} \right)^{1/m} & \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) \leq 0.96 \\ \bar{\rho}_{FW,0}^{sat} \left[1 + 0.12 \left(\frac{P_V}{P_{sat}} - 1.04 \right) \right] & \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) \geq 1.04 \\ \bar{\rho}_{FW,0.96} + \left(\frac{P_V}{P_{sat}} - 0.96 \right) \frac{\bar{\rho}_{FW,1.04} - \bar{\rho}_{FW,0.96}}{0.08} & 0.96 < \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) < 1.04 \end{cases}. \quad (3.21)$$

Parameter m je v enačbah (3.21) definiran z izrazom:

$$m = 1.04 - \frac{(T_C + 10)^2}{(T_C + 10)^2 + 22.3(25 + 10)^2}. \quad (3.22)$$

$\bar{\rho}_{FW,1.04}$ označuje količino proste vode v porah betona pri trenutni temperaturi T in razmerju tlakov $\frac{P_V}{P_{sat}} = 1.04$, $\bar{\rho}_{FW,0.96}$ pomeni količino proste vode pri razmerju tlakov $\frac{P_V}{P_{sat}} = 0.96$. Razmerje tlakov

$\left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right) \geq 1.04$ določa polno zasičen beton (voda zapolni ves prostor v porah), delno zasičen beton pa je določen z razmerjem tlakov $\left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right) \leq 0.96$. V enačbah za sorpcijske izoterme, ki jih predlagata Bažant in Kaplan [10], je stanje med zasičenim in delno zasičenim betonom opisano z linearno zvezo. Kot poročajo Tenchev [12], Davie in sodelavci [17] ter Hozjan [18], je konvergenca numeričnega modela boljša, če prehodno fazo modeliramo s polinomom višje stopnje in če so odvodi $\partial\varepsilon_{FW}/\partial\left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right)$, $\partial\varepsilon_{FW}/\partial T$ in $\partial\varepsilon_{FW}/\partial\tilde{p}_V$ zvezni na začetku in na koncu vmesnega intervala. Posledično se količina proste vode v porah betona na intervalu $0.96 < \left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right) < 1.04$ izračuna z naslednjim izrazom [54]:

$$\varepsilon_{FW} = a \left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right)^3 + b \left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right)^2 + c \left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right) + d. \quad (3.23)$$

Temperaturno odvisne parametre polinoma a , b in c v enačbi (3.23) pa določimo s pomočjo zahteve o zveznosti odvodov na začetku in koncu intervala. Enačbe (3.21) veljajo za določitev proste vode pod kritično točko vode ($T \leq 374.15$ °C).

Prostorninski delež plinaste zmesi v betonu, ε_G , se izračuna s pomočjo izračunanega deleža proste vode v kapilarnih porah betona. Odvisen je od temperaturno odvisne poroznosti betona, p_{or} :

$$\varepsilon_G = p_{or} - \varepsilon_{FW}, \quad (3.24)$$

Betonu se pri povišanih temperaturah zaradi kemijskih procesov spreminja mikrostruktura. Najizrazitejša procesa sta sproščanje kemijsko vezane vode v cementnem kamnu in kemijski razkroj agregata. Posledično se poveča tudi začetna poroznost betona p_{or}^0 . Začetna in trenutna poroznost sta odvisni od vodocementnega faktorja; trenutna pa tudi od temperature. Odvisnost trenutne poroznosti od temperature sta definirala Bažant in Kaplan [10]:

$$p_{or} = p_{or}^0 \cdot \begin{cases} 1 & T_C < 100 \text{ °C} \\ aT_C^3 + bT_C^2 + cT_C + d & 100 \text{ °C} \leq T_C \leq 800 \text{ °C} \\ 3 & T_C > 800 \text{ °C} \end{cases}. \quad (3.25)$$

Koeficiente a , b , c in d v enačbi (3.25) izračunamo tako, da se poroznost spreminja zvezno in da so zvezni tudi njeni odvodi $\partial p_{or}/\partial T$. Z naraščanjem temperature se spreminja tudi prepustnost betona K . To odvisnost opišemo skladno z [12] v odvisnosti od poroznosti betona z enačbo:

$$K = \left(\frac{p_{or}}{p_{or}^0}\right)^{2/3} K^0, \quad (3.26)$$

kjer je K^0 začetna prepustnost betona tj. prepustnost betona pri sobni temperaturi.

Model, ki so ga predstavili Davie in sodelavci [17], upošteva za določitev prenosa toplote in pretoka vlage tudi vpliv kapilarnih tlakov. Na predlog Kolškove [45] vpliv kapilarnih tlakov P_C v predstavljenem modelu zanemarimo, zato velja:

$$P_L = P_G. \quad (3.27)$$

Izraz $\underline{\rho cv}$, ki nastopa v enačbi (3.4), predstavlja spreminjanje notranje energije betona zaradi toka tekočin. Skladno s Tenchevom in sodelavci [12] ga v modelu upoštevamo le, če je za prevodnost betona k privzeta vrednost absolutno suhega betona. Ko za k privzamemo vrednost za vlažen beton, lahko izraz $\underline{\rho cv}$ v modelu zanemarimo.

3.3.1 Formulacija robnega problema

Ko seštejemo enačbi (3.1) in (3.2), so osnovne enačbe za pretok vode, zmesi suhega zraka in vodne pare ter prenosa toplote v betonu med požarom naslednje:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (3.28)$$

$$\frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_V)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_{FW} \rho_{FW})}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\mathbf{J}_{FW} + \mathbf{J}_V), \quad (3.29)$$

$$(\underline{\rho c}) \frac{\partial T}{\partial t} - \lambda_E \frac{\partial(\varepsilon_{FW} \rho_L)}{\partial t} + (\lambda_D + \lambda_E) \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = \nabla \cdot (k \nabla T) + \lambda_E \nabla \cdot \mathbf{J}_L - (\underline{\rho c v}) \cdot \nabla T. \quad (3.30)$$

Osnovne spremenljivke tega sistema parcialnih diferencialnih enačb so temperatura, T , tlak plinaste zmesi, P_G , in gostota vodne pare, $\tilde{\rho}_V$. Ko enačbe (3.28)–(3.30) izrazimo z osnovnimi spremenljivkami, te dobijo obliko:

$$C_{TT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{TP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{TV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{TT} \nabla T + K_{TP} \nabla P_G + K_{TV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (3.31)$$

$$C_{AT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{AP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{AV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{AT} \nabla T + K_{AP} \nabla P_G + K_{AV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (3.32)$$

$$C_{MT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{MP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{MV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{MT} \nabla T + K_{MP} \nabla P_G + K_{MV} \nabla \tilde{\rho}_V). \quad (3.33)$$

Koeficienti C_{ij} in K_{ij} ($i = T, A, M, j = T, P, V$) določimo s pomočjo konstitucijskih modelov, ki so opisani v prejšnjem podglavju. Opis in izpeljave členov v enačbah (3.31)–(3.33) so podrobno predstavljeni v [17].

Sistem diferencialnih enačb (3.31)–(3.33) rešimo s pomočjo začetnih in robnih pogojev. Začetni pogoji so: $T(t = 0) = T^0$, $P_G(t = 0) = P_G^0$, $\tilde{\rho}_V(t = 0) = \tilde{\rho}_V^0$, $\varepsilon_{FW} \rho_L(t = 0) = \varepsilon_{FW}^0 \rho_L$, $P_V(t = 0) = P_{sat}(T^0)$. Robne pogoje sistema parcialnih diferencialnih enačb (3.31)–(3.33) ločimo v dve skupini. V prvi skupini so na robu obravnavane konstrukcije predpisane osnovne spremenljivke problema $T = \hat{T}(t)$, $P_G = \hat{P}_G(t)$, $\tilde{\rho}_V = \hat{\rho}_V(t)$, medtem ko sta v drugi skupini robnih pogojev na robu predpisana gostota toplotnega toka oziroma masnega toka. Gostoto toplotnega toka določa enačba:

$$\mathbf{n} \cdot \nabla T \equiv \frac{\partial T}{\partial n} = \frac{h_{qr}}{k} (T_\infty - T), \quad (3.34)$$

kjer \mathbf{n} označuje enotski vektor normale na površini, T_∞ temperaturo okolice, k toplotno prevodnostni koeficient betona in $h_{qr} = h_q + h_r$ prestopni koeficient, ki ga sestavljata konvekcijski, h_q , in radiacijski del, h_r . Gostoto masnega toka opiše enačba:

$$\mathbf{J}_V \cdot \mathbf{n} = -\beta(\tilde{\rho}_{V,\infty} - \tilde{\rho}_V), \quad (3.35)$$

kjer sta $\tilde{\rho}_{V,\infty}$ gostota vodne pare na robu in β masni prestopni koeficient, ki je določen z izrazom [52]:

$$\beta = \frac{h_q}{(\rho C)_{\text{air}}} \left(\frac{D_{AV}(T_\infty)}{\alpha_{\text{air}}} \right)^{2/3}. \quad (3.36)$$

V enačbi (3.36) $(\rho C)_{\text{air}}$ in α_{air} označujeta specifično toploto in difuzijski koeficient zraka. Na toplotno izoliranem robu velja, da sta toplotni tok ($\frac{\partial T}{\partial n} = 0$) in masni tok enaka nič.

Zaradi zahtevnosti rešimo sistem parcialnih diferencialnih enačb (3.31)–(3.33) s pripadajočimi začetnimi in robnimi pogoji (3.34)–(3.35) numerično, in sicer z Galerkinovo metodo končnih elementov. Algoritem

reševanja je prikazan v petem poglavju. Detajlni numerični model in pripadajoči računalniški program je v svoji doktorski disertaciji predstavila Kolškova [45]. Program je poimenovala `MoistureHeat2` in je nadgradnja računalniškega programa `MoistureHeat` [18]. Oba programa sta napisana v programskem okolju `MatLab`.

4 MEHANSKI DEL POŽARNE ANALIZE

4.1 Uvod

V tem poglavju detajlno predstavimo osnovne enačbe mehanskega dela delno povezanega numeričnega modela za delno razslojene ukrivljene armiranobetonske linijske konstrukcije. Osnovne enačbe izpeljemo s pomočjo Reissnerjevega modela ravninskega ukrivljenega nosilca, ki ga ločeno uporabimo za vsak sloj posebej. V celoto ju povežemo s pomočjo veznih enačb na stiku. Pri tem upoštevamo, da se sloja lahko zamakneta v vzdolžni smeri in razmakneta v prečni smeri. Pri izpeljavi osnovnih enačb upoštevamo vse značilne nelinearne pojave armiranobetonskih konstrukcij: nelinearne in temperaturno odvisne materialne modele betona, jekla in veznih sredstev ter v sklopu adicijskega razcepa geometrijskih deformacij tudi temperaturne deformacije betona in jekla, viskozno lezenje armature in lezenje betona pri povišanih temperaturah ter prehodne deformacije betona. Osnovne enačbe zapišemo v deformirani legi, spremenjeno geometrijo konstrukcije zaradi eksplozijskega luščenja betona pa upoštevamo podobno kot pri toplotno-vlažnostnem delu predstavljene požarne analize s spremenjenim definicijskim območjem enačb. Pogosto deformiranje konstrukcij ovirajo druge konstrukcije ali pa zemljina, kot je to primer pri predorih. Da lahko z modelom opišemo te pojave, smo v model vključili tudi diskretne nelinearne vzmeti. Takšen splošen matematični model mehanskega dela požarne analize nam omogoča določitev požarne varnosti predorov, pri katerih sta primarna nosilna konstrukcija in sekundarna konstrukcija delno povezani. To dokazujejo sanacijska dela v predorih, kjer so opazili poškodbe hidroizolacije na stiku med slojema. Hkrati pa upoštevanje spremenjene geometrije konstrukcije med požarom, ki je posledica luščenja betona, omogoča natančno oceno požarne varnosti homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. Zaradi večje preglednosti smo smiselne sklope osnovnih enačb v nadaljevanju predstavili v ločenih podpoglavjih. Ker je analiza homogenih nosilcev samo poseben primer delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih nosilcev, osnovne enačbe homogenih nosilcev v disertaciji niso prikazane.

4.2 Kinematične in ravnotežne enačbe

Deformiranje delno razslojenega ukrivljenega armiranobetonskega nosilca opazujemo v ravnini (X, Z) prostorskega kartezijskega desnosučnega koordinatnega sistema (X, Y, Z) z baznimi vektorji \mathbf{E}_X , \mathbf{E}_Z in $\mathbf{E}_Y = \mathbf{E}_X \times \mathbf{E}_Z$. Sloja označimo z 'a' in 'b'. Za referenčno os obeh slojev izberemo krivuljo na stiku. V nedeformirani legi naravni parameter te krivulje označimo s s . Deformirano lego določata deformirani referenčni osi in družine prečnih prerezov za vsak sloj ukrivljenega nosilca posebej. Vektorja, ki sta pravokotna na ravnino prečnega prereza, označimo z \mathbf{e}_ξ^j , $j = a, b$, vektorje, ki ležijo v ravnini prečnega prereza pa z \mathbf{e}_η^j in \mathbf{e}_ζ^j . Opozorimo, da vektorja \mathbf{e}_ξ^j nista identična z vektorjema \mathbf{e}_t^j , ki predstavljata tangentna vektorja deformiranih referenčnih osi. Ker sta \mathbf{e}_n^j pravokotna na \mathbf{e}_t^j , posledično vektorja \mathbf{e}_n^j nista enaka vektorjema \mathbf{e}_ξ^j . Zasuki vektorjev \mathbf{e}_ξ^j in \mathbf{e}_ζ^j se razlikujejo od zasukov vektorjev \mathbf{e}_t^j in \mathbf{e}_n^j za zasuk, ki je posledica vpliva striga. Deformirano lego poljubnih delcev na referenčnih oseh slojev 'a' in 'b'

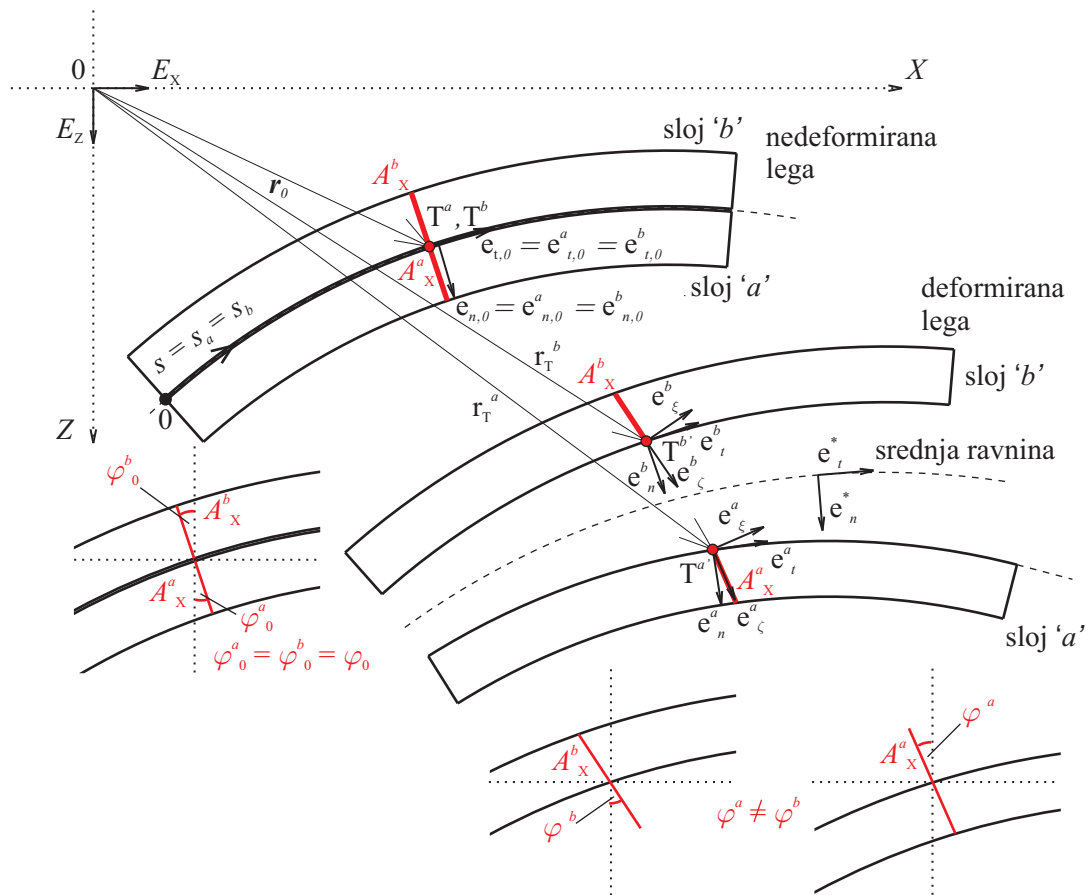
določata krajevna vektorja ($j = a, b$):

$$\mathbf{r}_0^j(s) = [X(s) + w^j(s)] \mathbf{E}_X + [Z(s) + w^j(s)] \mathbf{E}_Z. \quad (4.1)$$

Deformirano lego poljubnega delca sloja 'a' oziroma sloja 'b' pa določata krajevna vektorja:

$$\mathbf{r}^j(s, y^j, z^j) = \mathbf{r}_0^j + y^j \mathbf{e}_\eta^j + z^j \mathbf{e}_\zeta^j = [X(s) + w^j(s)] \mathbf{E}_X + y^j \mathbf{e}_\eta^j + [Z(s) + w^j(s)] \mathbf{E}_Z + z^j \mathbf{e}_\zeta^j. \quad (4.2)$$

V zgornjih enačbah smo z $w^j(s)$ in $w^j(s)$, ($j = a, b$) označili komponenti vektorja pomikov referenčne osi slojev 'a' in 'b' v smeri \mathbf{E}_X in \mathbf{E}_Z . Slika 4.1 prikazuje nedeformirano in deformirano lego dvoslojnega ukrivljenega nosilca in značilne geometrijske količine. Dodatno slika prikazuje tudi srednjo ravnino stika in pripadajoči tangenti vektor \mathbf{e}_t^* in pravokotni vektor \mathbf{e}_n^* .



Slika 4.1: Nedeformirana in deformirana lega dvoslojnega ukrivljenega nosilca.

Figure 4.1: Undeformed and deformed configuration of two-layered curved composite beam.

S kinematičnimi enačbami opišemo zvezo med kinematičnimi količinami (u^j , w^j , φ^j) in deformacijskimi količinami (ε^j , γ^j , κ^j). Kot že omenjeno predstavljajo u^j in w^j komponente vektorja pomikov slojev 'a' in 'b' v smeri \mathbf{E}_X in \mathbf{E}_Z , φ^j pa predstavlja zasuk prečnega prereza sloja 'a' in sloja 'b' okoli osi \mathbf{E}_Y . ε^j predstavlja osno, γ^j strižno in κ^j upogibno deformacijo posameznega sloja. Skladno z Reissnerjevim modelom ukrivljenega nosilca so kinematične enačbe za vsak sloj posebej enake izrazom

($j = a, b$):

$$X' + w^j - (1 + \varepsilon^j) \cos \varphi^j - \gamma^j \sin \varphi^j = 0, \quad (4.3)$$

$$Z' + w^j + (1 + \varepsilon^j) \sin \varphi^j - \gamma^j \cos \varphi^j = 0, \quad (4.4)$$

$$\varphi^j - \kappa_0 - \kappa^j = 0, \quad (4.5)$$

Ravnotežne enačbe predstavljajo zveze med notranjimi stičnimi količinami in zunanjo obtežbo. Vektorja notranjih sil za vsak sloj nosilca sta ($j = a, b$):

$$\mathbf{N}_s^j = R_X^j \mathbf{E}_X + R_Z^j \mathbf{E}_Z = N^j \mathbf{e}_\xi^j + Q^j \mathbf{e}_\zeta^j, \quad (4.6)$$

$$\mathbf{M}_s^j = M_Y^j \mathbf{E}_Y. \quad (4.7)$$

Tu smo z N^j , Q^j in M_Y^j ($j = a, b$) označili osni sili, prečni sili in upogibna momenta slojev 'a' in 'b' ukrivljenega nosilca. Linijsko obtežbo sestavljajo komponente zunanje obtežbe \mathbf{p}_X^j , \mathbf{p}_Z^j , \mathbf{m}_Y^j in komponente kontaktne obtežbe \mathbf{q}_X^j in \mathbf{q}_Z^j . Komponente z indeksom X so v smeri \mathbf{E}_X , z indeksom Z v smeri \mathbf{E}_Z in m_Y so komponente okoli \mathbf{E}_Y . Zveze med komponentami notranjih sil ($j = a, b$)

$$N^j = R_X^j \cos \varphi^j - R_Z^j \sin \varphi^j, \quad (4.8)$$

$$Q^j = R_X^j \sin \varphi^j + R_Z^j \cos \varphi^j, \quad (4.9)$$

predstavljajo skupaj z enačbami ($j = a, b$)

$$R_X^{j'} + p_X^j + q_X^j = 0, \quad (4.10)$$

$$R_Z^{j'} + p_Z^j + q_Z^j = 0, \quad (4.11)$$

$$M_Y^{j'} - (1 + \varepsilon^j) Q^j + \gamma^j N^j + m_Y^j = 0, \quad (4.12)$$

ravnotežne enačbe dvoslojnega kompozitnega nosilca. Osnovne enačbe sestavljajo tudi konstitucijske enačbe vsakega sloja nosilca posebej. V formalni obliki jih zapišemo z enačbami ($j = a, b$):

$$N_C^j - N^j = 0, \quad (4.13)$$

$$Q_C^j - Q^j = 0, \quad (4.14)$$

$$M_C^j - M_Y^j = 0. \quad (4.15)$$

Detajlneje bomo konstitucijske enačbe (4.13)–(4.15) opisali v poglavju 4.4.

4.3 Vezne enačbe

Kompozitno delovanje delno razslojenega ukrivljenega armiranobetonskega nosilca pod vplivom mehanske in temperaturne obtežbe določajo vezna sredstva. Obnašanje veznih sredstev opišemo z veznimi enačbami. Praviloma se vezna sredstva na stiku zamaknejo, lahko pa tudi razmaknejo. Velikost zdrsov oziroma razmikov med sloji je odvisna od lastnosti veznih sredstev na stiku. V literaturi zasledimo veliko primerov, kjer so vezne enačbe prirejene za geometrijsko linearne matematične modele dvoslojnih ravnih kompozitnih nosilcev ([35], [55], [56], [57]). Ti modeli seveda niso primerni za geometrijsko nelinearne modele, kjer je lahko razslojenost velika. Matematične formulacije veznih enačb za geometrijsko nelinearne dvoslojne ravne kompozitne nosilce sta predstavila Kroflič [58] in Kolškova [45]. Vezne enačbe sta

zapisala v ‘povprečni’ deformirani bazi na stiku med slojema. V disertaciji ideje Krofliča in Kolškove priredimo za delno razslojene ukrivljene nosilce.

‘Povprečna’ baza je določena z vektorjema \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_t^* , ki sta definirana kot povprečje vektorjev v naravni bazi na stiku med slojema ‘a’ in ‘b’:

$$\mathbf{e}_n^*(s) = \frac{k\mathbf{e}_n^a(s) + (1-k)\mathbf{e}_n^b(s)}{\|k\mathbf{e}_n^a(s) + (1-k)\mathbf{e}_n^b(s)\|} = e_{nX}^*(s)\mathbf{E}_X + e_{nZ}^*(s)\mathbf{E}_Z, \quad (4.16)$$

$$\mathbf{e}_t^*(s) = \frac{k\mathbf{e}_t^a(s) + (1-k)\mathbf{e}_t^b(s)}{\|k\mathbf{e}_t^a(s) + (1-k)\mathbf{e}_t^b(s)\|} = e_{tX}^*(s)\mathbf{E}_X + e_{tZ}^*(s)\mathbf{E}_Z. \quad (4.17)$$

V enačbah (4.16)–(4.17) k predstavlja utež, ki ima vrednosti med 0 in 1. \mathbf{e}_t^a in \mathbf{e}_t^b označujeta tangenta ter \mathbf{e}_n^a in \mathbf{e}_n^b na njiju pravokotna normalna vektorja deformirane referenčne osi slojev ‘a’ in ‘b’. e_{nX}^* , e_{nZ}^* , e_{tX}^* , e_{tZ}^* so smerni kosinusi oziroma komponente v X in Z smeri enotskih vektorjev \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_t^* , ki določata ‘povprečno’ bazo stika.

Skladno s tretjim Newtonovim zakonom mora kontaktna obtežba na stiku zadostiti ravnotežju:

$$\mathbf{q}^a(s)dS^a + \mathbf{q}^b(s)dS^b = \mathbf{0}, \quad (4.18)$$

kjer \mathbf{q}^a in \mathbf{q}^b predstavljata vektorja napetosti na stiku med slojema ‘a’ in ‘b’, dS^a in dS^b pa označujeta diferencial stične površine slojev v nedeformirani legi. Ker je $dS^a = dS^b$, velja:

$$\mathbf{q}^a(s) + \mathbf{q}^b(s) = \mathbf{0}. \quad (4.19)$$

Ko vektorja statično enakovredno prenesemo na referenčne osi slojev, dobimo linijsko kontaktno obtežbo na stiku med slojema ‘a’ in ‘b’. S prehodom na linijsko obtežbo ne izgubimo na splošnosti, če ohranimo isto oznako. Tako dobimo

$$\mathbf{q}(s) = \mathbf{q}^a(s) = -\mathbf{q}^b(s) = q_X(s)\mathbf{E}_X + q_Z(s)\mathbf{E}_Z, \quad (4.20)$$

kjer sta q_X in q_Z komponenti vektorja \mathbf{q} v prostorskem (globalnem) koordinatnem sistemu. Linijsko kontaktno obtežbo lahko izrazimo tudi s komponentami q_t^* in q_n^* v naravni bazi \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_t^* . Z ureditvijo izrazov so zveze med komponentami

$$q_X(s) = q_t^*(s)e_{tX}^*(s) + q_n^*(s)e_{nX}^*(s), \quad (4.21)$$

$$q_Z(s) = q_t^*(s)e_{tZ}^*(s) + q_n^*(s)e_{nZ}^*(s). \quad (4.22)$$

Preden definiramo konstitucijske enačbe veznih sredstev, zapišemo še kinematične zveze na stiku. Kinematične zveze na stiku predstavljajo razliko pomikov delcev, ki sta v nedeformirani legi istoležna. Pomik referenčne osi sloja ‘a’ je

$$\mathbf{u}^a(s) = u_X^a(s)\mathbf{E}_X + u_Z^a(s)\mathbf{E}_Z, \quad (4.23)$$

oziroma referenčne osi sloja ‘b’:

$$\mathbf{u}^b(s) = u_X^b(s)\mathbf{E}_X + u_Z^b(s)\mathbf{E}_Z. \quad (4.24)$$

Vektorja pomikov slojev ‘a’ in ‘b’ imata v ‘povprečni’ bazi stika naslednjo obliko

$$\mathbf{u}^a(s) = u_t^{a*}\mathbf{e}_t^* + u_n^{a*}\mathbf{e}_n^*, \quad (4.25)$$

$$\mathbf{u}^b(s) = u_t^{b*}\mathbf{e}_t^* + u_n^{b*}\mathbf{e}_n^*. \quad (4.26)$$

Komponente vektorjev pomikov na stiku v naravni bazi izračunamo s skalarnim produktom:

$$w_n^{a*}(s) = \mathbf{u}^a(s) \cdot \mathbf{e}_n^*(s), \quad (4.27)$$

$$u_t^{a*}(s) = \mathbf{u}^a(s) \cdot \mathbf{e}_t^*(s), \quad (4.28)$$

$$w_n^{b*}(s) = \mathbf{u}^b(s) \cdot \mathbf{e}_n^*(s), \quad (4.29)$$

$$u_t^{b*}(s) = \mathbf{u}^b(s) \cdot \mathbf{e}_t^*(s). \quad (4.30)$$

S pomočjo teh komponent vektorjev pomikov w_n^{a*} , w_n^{b*} , u_t^{a*} in u_t^{b*} , definiramo še 'povprečni' zdrs, Δ^* , in 'povprečni' razmik, d^* , na stiku med slojema 'a' in 'b' z izrazoma [45, 58]:

$$\Delta^*(s) = u_t^{a*}(s) - u_t^{b*}(s), \quad (4.31)$$

$$d^*(s) = w_t^{a*}(s) - w_t^{b*}(s). \quad (4.32)$$

Konstitucijske enačbe veznih sredstev opišemo z zvezami med količinami: q_t^* , q_n^* , Δ^* in d^* . Te zveze določimo z eksperimenti in so odvisne od mehanskih lastnosti veznih sredstev in tudi od temperature. Različne konstitucijske zveze na stiku med sloji sta predstavila Alfano in Crisfield [59]. Formalno lahko to zvezo opišemo z enačbama:

$$q_t^* = \mathcal{F}_1^*(\Delta^*(s), d^*(s), T), \quad (4.33)$$

$$q_n^* = \mathcal{F}_2^*(\Delta^*(s), d^*(s), T). \quad (4.34)$$

Funkciji \mathcal{F}_1 in \mathcal{F}_2 v enačbah (4.33) in (4.34) sta v splošnem nelinearni in odvisni tudi od temperature. Za gradbene kompozitne konstrukcije lahko enačbi (4.33) in (4.34) še dodatno poenostavimo. Kot ugotavljajo raziskovalci [38, 55] je povezano delovanje veznih sredstev v vzdolžni in prečni smeri zanemarljivo, zato v disertaciji konstitucijsko zvezo veznih sredstev na stiku zapišemo z enačbama:

$$q_t^* = F(\Delta^*(s), T), \quad (4.35)$$

$$q_n^* = G(d^*(s), T). \quad (4.36)$$

Kljub poenostavitvi pa sta enačbi (4.35) in (4.36) dovolj splošni in tako primerni za modeliranje različnih veznih sredstev. Vezne enačbe delno razslojenih ukrivljenih dvoslojnih nosilcev sestavlja dvanajst enačb ($j = a, b$):

$$q_X^a = -q_X^b = q_X \quad (4.37)$$

$$q_Z^a = -q_Z^b = q_Z \quad (4.38)$$

$$q_X = q_t^* e_{tX}^* + q_n^* e_{nX}^* \quad (4.39)$$

$$q_Z = q_t^* e_{tZ}^* + q_n^* e_{nZ}^* \quad (4.40)$$

$$w_n^{j*} = \mathbf{u}^j \cdot \mathbf{e}_n^*, \quad (4.41)$$

$$u_t^{j*} = \mathbf{u}^j \cdot \mathbf{e}_t^*, \quad (4.42)$$

$$\Delta^* = u_t^{a*} - u_t^{b*}, \quad (4.43)$$

$$d^* = w_n^{a*} - w_n^{b*}, \quad (4.44)$$

$$q_t^* = F(\Delta^*, T), \quad (4.45)$$

$$q_n^* = G(d^*, T), \quad (4.46)$$

za prav toliko neznanih funkcij: $q_X^a, q_X^b, q_Z^a, q_Z^b, q_t^*, q_n^*, w_n^{a*}, w_n^{b*}, u_t^{a*}, u_t^{b*}, \Delta^*$ in d^* .

Pri gradbenih konstrukcijah so pomiki, zasuki in deformacije pogosto majhne količine. V takšnih primerih govorimo o geometrijsko linearnih matematičnih modelih. Posledično so tudi zamiki in razmiki med sloji kompozitnih konstrukcij majhne količine, zato lahko vezne enačbe (4.37)–(4.46) poenostavimo. Ker so pomiki majhni, predpostavimo, da je ‘povprečna’ baza določena kar z vektorjema $\mathbf{e}_{n,0}^a = \mathbf{e}_{n,0}^b = \mathbf{e}_{n,0}$ in $\mathbf{e}_{t,0}^a = \mathbf{e}_{t,0}^b = \mathbf{e}_{t,0}$. Podobno se poenostavijo tudi smerni kosinusi $e_{tX}^*, e_{nX}^*, e_{tZ}^*$ in e_{nZ}^* , ki jih sedaj določata kar zasuka prečnih prerezov slojev ‘a’ in ‘b’, ki sta enaka in ustrezata zasukom prečnih prerezov v nedeformirani legi. Ko zgornji indeks * v veznih enačbah opustimo, dobijo le-te obliko:

$$q_X^a = -q_X^b = q_X, \quad (4.47)$$

$$q_Z^a = -q_Z^b = q_Z, \quad (4.48)$$

$$q_X = q_t e_{tX} + q_n e_{nX}, \quad (4.49)$$

$$q_Z = q_t e_{tZ} + q_n e_{nZ}, \quad (4.50)$$

$$w_n^a = \mathbf{u}^a \cdot \mathbf{e}_{n,0}, \quad (4.51)$$

$$w_n^b = \mathbf{u}^b \cdot \mathbf{e}_{n,0}, \quad (4.52)$$

$$u_t^a = \mathbf{u}^a \cdot \mathbf{e}_{t,0}, \quad (4.53)$$

$$u_t^b = \mathbf{u}^b \cdot \mathbf{e}_{t,0}, \quad (4.54)$$

$$\Delta = u_t^a - u_t^b, \quad (4.55)$$

$$d = w_n^a - w_n^b, \quad (4.56)$$

$$q_t = F(\Delta, T), \quad (4.57)$$

$$q_n = G(d, T). \quad (4.58)$$

Konstitucijski vezni enačbi (4.57)–(4.58) določimo s pomočjo eksperimentov. Podrobno obliko konstitucijskih veznih enačb bomo predstavili v konkretnem računskem primeru.

4.4 Konstitucijske enačbe

Pri požarni analizi delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij ločimo dve vrsti konstitucijskih enačb. Prva skupina je standardna in predstavlja zveze med napetostmi in deformacijami ter konstitucijske vezne enačbe. V sklopu linijskih konstrukcij se zveze med napetostmi in deformacijami pretvorijo v zveze med statičnimi in deformacijskimi količinami ($j = a, b$):

$$N_C^j = \int_{A^j} \sigma^j(D_\sigma^j, T) dA^j, \quad (4.59)$$

$$Q_C^j = \int_{A^j} \tau^j(\gamma_\sigma^j, T) dA^j, \quad (4.60)$$

$$M_C^j = \int_{A^j} z^j \sigma^j(D_\sigma^j, T) dA^j, \quad (4.61)$$

kjer N_C^j označuje konstitucijsko osno silo, Q_C^j konstitucijsko prečno silo in M_C^j konstitucijski upogibni moment za posamezen sloj ($j = a, b$) ukrivljenega dvoslojnega nosilca. V enačbah (4.59)–(4.61) A^j označuje prečni prerez posameznega sloja j kompozitnega nosilca, σ^j in τ^j normalno in strižno napetost, D_σ^j vzdolžno mehansko ter γ_σ^j strižno deformacijo. σ^j in τ^j določimo z eksperimenti. Formalno te zveze

zapišemo z izrazi:

$$\sigma^j(s, z^j) = \mathcal{H}_1(D_\sigma^j(s, z^j), T(s, y^j, z^j)), \quad (4.62)$$

$$\tau^j(s, z^j) = \mathcal{H}_2(\gamma^j(s, z^j), T(s, y^j, z^j)), \quad (4.63)$$

kjer sta funkciji \mathcal{H}_1 in \mathcal{H}_2 lahko poljubni. V sklopu Reissnerjevega modela nosilcev enačbo (4.60) praviloma zapišemo z izrazom [60]

$$Q_C^j(\gamma^j(s)) = \int_{A^j} \tau^j(s, \gamma^j(s, z^j), T(s, y^j, z^j)) dA^j = G^j(T) A_s^j \gamma^j, \quad (4.64)$$

kjer G^j predstavlja temperaturno odvisen strižni modul materiala in A_s^j strižni prečni prerez sloja $j = a, b$.

Z enačbo (4.62) opišemo poljubno zvezo med vzdolžno mehansko deformacijo materialnega vlakna vsakega sloja kompozitnega nosilca in pripadajočimi normalnimi napetostmi σ^j . Tako splošno formulirana zveza nam omogoča opisati elastično, hiperelastično, plastično in viskoplastično obnašanje kompozitnih konstrukcij.

Drugo skupino konstitucijskih enačb sestavljajo: (i) temperaturne deformacije betona in jekla, (ii) viskozno lezenje jekla pri visokih temperaturah, (iii) deformacije lezenja betona pri visokih temperaturah ter (iv) prehodne deformacije betona. Kot poročajo številni raziskovalci so te konstitucijske zveze ključne za ustrezno oceno požarne varnosti vseh vrst betonskih konstrukcij. V disertaciji bomo te enačbe upoštevali z aditivnim razcepom geometrijske deformacije [18, 61, 62], kjer prirastek celotne (geometrijske) deformacije materialnega vlakna D^j ($j = a, b$) v poljubnem koraku inkrementno-iteracijskega računa predstavlja vsoto prirastkov opisanih deformacij ($j = a, b$):

$$\Delta D_c^j = \Delta D_{c,th}^j + \Delta D_{c,\sigma}^j + \Delta D_{c,cr}^j + \Delta D_{c,tr}^j, \quad (4.65)$$

$$\Delta D_s^j = \Delta D_{s,th}^j + \Delta D_{s,\sigma}^j + \Delta D_{s,cr}^j, \quad (4.66)$$

kjer sta ΔD_c^j in ΔD_s^j prirastka geometrijske deformacije betona oziroma armaturnega jekla. $\Delta D_{c,th}^j$ v enačbi (4.65) označuje prirastek temperaturne deformacije betona, $\Delta D_{c,\sigma}^j$ prirastek mehanske deformacije betona, $\Delta D_{c,cr}^j$ prirastek deformacije lezenja betona pri visokih temperaturah in $\Delta D_{c,tr}^j$ prirastek prehodnih deformacij betona. V enačbi (4.66) je prirastek temperaturne deformacije jekla označen z $\Delta D_{s,th}^j$, prirastek viskoznega lezenja jekla pri visokih temperaturah z $\Delta D_{s,cr}^j$ in prirastek mehanskih deformacij jekla z $\Delta D_{s,\sigma}^j$.

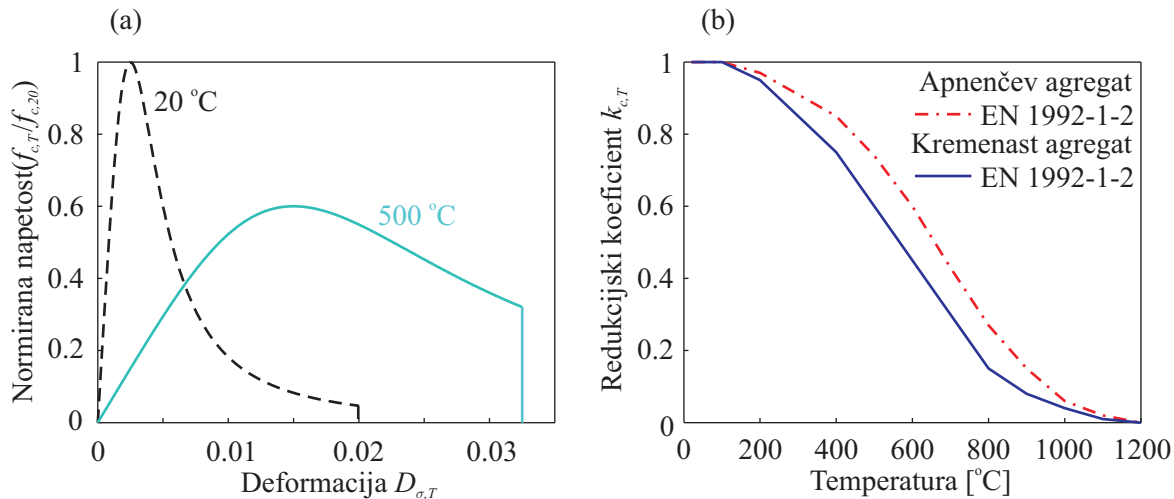
V nadaljevanju v podpoglavjih detajlneje predstavimo vse konstitucijske enačbe. Zaradi preglednosti enačb opustimo indeks 'a' oziroma 'b'. Veljajo pa enačbe tako za sloj 'a' kot za sloj 'b' ukrivljene armiranobetonske linijske konstrukcije.

4.4.1 Konstitucijski zakon betona

Konstitucijski zakon (4.62) betona pri povišanih temperaturah je povzet po standardu SIST EN 1992-1-2 [63]:

$$\sigma_c(D_{c,\sigma}) = \begin{cases} 0; & D_\sigma > 0 \\ -\frac{3D_{c,\sigma} f_{c,T}}{D_{\sigma,c1,T} \left(2 + \left(\frac{D_{c,\sigma}}{D_{\sigma,c1,T}}\right)^3\right)}; & D_{\sigma,cu1,T} \leq D_{c,\sigma} \leq 0 \\ 0; & D_{c,\sigma} \leq D_{\sigma,cu1,T} \end{cases}, \quad (4.67)$$

kjer $f_{c,T}$ označuje tlačno trdnost betona, $D_{\sigma,c1,T}$ deformacijo pri tlačni trdnosti betona ter $D_{\sigma,cu1,T}$ porušno deformacijo betona. Vsi materialni parametri ($f_{c,T}$, $D_{\sigma,c1,T}$, $D_{\sigma,cu1,T}$) so odvisni od temperature in so podani v standardu SIST EN 1992-1-2 [63] v obliki preglednic, in sicer ločeno za beton iz apnenčevega in kremenastega agregata. Vrsta agregata vpliva zgolj na koeficiente tlačne trdnosti, medtem ko sta druga dva parametra enaka.



Slika 4.2: (a) Konstitucijski zakon betona iz kremenastega agregata pri 20 °C in 500 °C po SIST EN 1992-1-2. (b) Spreminjanje redukcijskega koeficienta tlačne trdnosti betona s temperaturo.

Figure 4.2: (a) Stress-strain relationship of concrete made of siliceous aggregate at 20 °C and 500 °C according to SIST EN 1992-1-2. (b) Compressive strength ratio.

Konstitucijski zakon betona po SIST EN 1992-1-2 [63] pri temperaturi 20 °C in 500 °C prikazuje slika 4.2a, medtem ko slika 4.2b prikazuje redukcijski koeficient tlačne trdnosti betona v odvisnosti od temperature. Opozorimo pa, da degradacija betona, ki je značilna za fazo ohlajanja betona, v tem konstitucijskem zakonu betona ni ustrezno upoštevana.

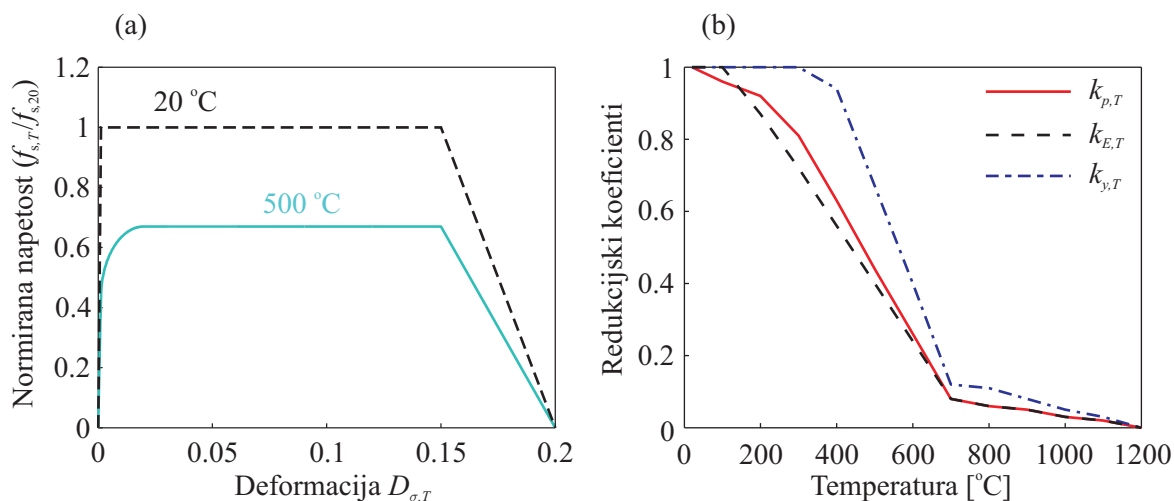
4.4.2 Konstitucijski zakon armaturnega jekla

Tudi konstitucijski zakon armaturnega jekla pri povišanih temperaturah je privzet v disertaciji po standardu SIST EN 1992-1-2 [63]:

$$\sigma_s(D_{s,\sigma}) = \begin{cases} E_{s,T} D_{s,\sigma}; & |D_{s,\sigma}| \leq D_{p,T} \\ f_{p,T} - c + (b/a) \sqrt{[a^2 - (D_{y,T} - D_{s,\sigma})^2]}; & D_{p,T} < |D_{s,\sigma}| \leq D_{y,T} \\ f_{y,T}; & D_{y,T} < |D_{s,\sigma}| \leq D_t \\ f_{y,T} [1 - (D_{s,\sigma} - D_t) / (D_u - D_t)]; & D_t < |D_{s,\sigma}| \leq D_u \end{cases} \quad (4.68)$$

Zakon je sestavljen iz štirih odsekov. Prvi odsek opisuje linearno obnašanje jekla, na drugem odseku je obnašanje jekla nelinearno (plastično), tretji odsek opisuje tečenje jekla in četrti porušitev jekla. V enačbi (4.68) parameter $D_{p,T}$ pomeni deformacijo jekla na meji linearnosti, $D_{y,T}$ predstavlja deformacijo na meji tečenja jekla in $E_{s,T}$ predstavlja elastični modul jekla. Vrednosti a , b in c so po SIST EN

1992-1-2 [63] odvisne od naslednjih parametrov: $D_{p,T}$, $D_{y,T}$, $f_{p,T}$, $f_{y,T}$ in $E_{s,T}$. Materialna parametra D_t in D_u sta neodvisna od temperature in imata vrednosti $D_t = 0.15$ in $D_u = 0.20$. Prav tako je od temperature neodvisna deformacija na meji tečenja jekla $D_{y,T}$. Viskozne deformacije jekla pri povišanih temperaturah v SIST EN 1992-1-2 [63] niso upoštevane v konstitucijskem zakonu (4.68), zato je le-ta primeren za hitrosti ogrevanja med 2 K/min in 50 K/min. Za drugačne hitrosti ogrevanja moramo viskozne deformacije jekla upoštevati ločeno. Tudi sedaj zaradi nazornosti prikazujemo konstitucijski zakon armaturnega jekla pri povišanih temperaturah na sliki 4.3a. Temperaturno odvisne materialne parametre jekla določajo skladno s SIST EN 1992-1-2 [63] redukcijski faktorji $k_{p,T}$, $k_{y,T}$ in $k_{E,T}$. Napetost jekla pri deformaciji na meji linearnosti oziroma na meji tečenja se spreminja z enačbama $f_{p,T} = k_{p,T} f_{y,20}$ oziroma $f_{y,T} = k_{y,T} f_{y,20}$. Podobno se s temperaturo spreminja tudi elastični modul jekla $E_{s,T} = k_{E,T} E_{s,20}$. Parametra $f_{y,20}$ in $E_{s,20}$ sta meja tečenja in elastični modul jekla pri sobni temperaturi (20 °C). Spreminjanje redukcijskih koeficientov $k_{p,T}$, $k_{y,T}$ in $k_{E,T}$ s temperaturo prikazuje slika 4.3b.



Slika 4.3: (a) Konstitucijski zakon jekla pri 20 °C in 500 °C po SIST EN 1992-1-2. (b) Spreminjanje redukcijskih koeficientov jekla s temperaturo.

Figure 4.3: (a) Stress-strain relationship of steel at 20 °C and 500 °C according to SIST EN 1992-1-2. (b) Distribution of reduction ratio of steel with temperature.

4.4.3 Prirastki temperaturnih deformacij betona in jekla

Prirastek temperaturnih deformacij betona $\Delta D_{c,th}$ in armaturnega jekla $\Delta D_{s,th}$ določimo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-2 [63], ki podaja eksplicitno zvezo med temperaturno deformacijo D_{th} in temperaturo T , tj. $D_{th} = f_{th}(T)$. V časovnem inkrementu $[t^{i-1}, t^i]$ je prirastek temperaturnih deformacij betona in jekla določen z razliko temperaturnih deformacij iz trenutnega in prejšnjega koraka z enačbo ($j = c, s$):

$$\Delta D_{th} = D_{j,th}^i(T^i) - D_{j,th}^{i-1}(T^{i-1}). \quad (4.69)$$

Eksplicitno zvezo med temperaturno deformacijo za beton iz kremenastega agregata in temperaturo podaja enačba:

$$D_{th,c} = \begin{cases} -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}T + 2.3 \cdot 10^{-11}T^3; & 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3}; & 700 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}, \quad (4.70)$$

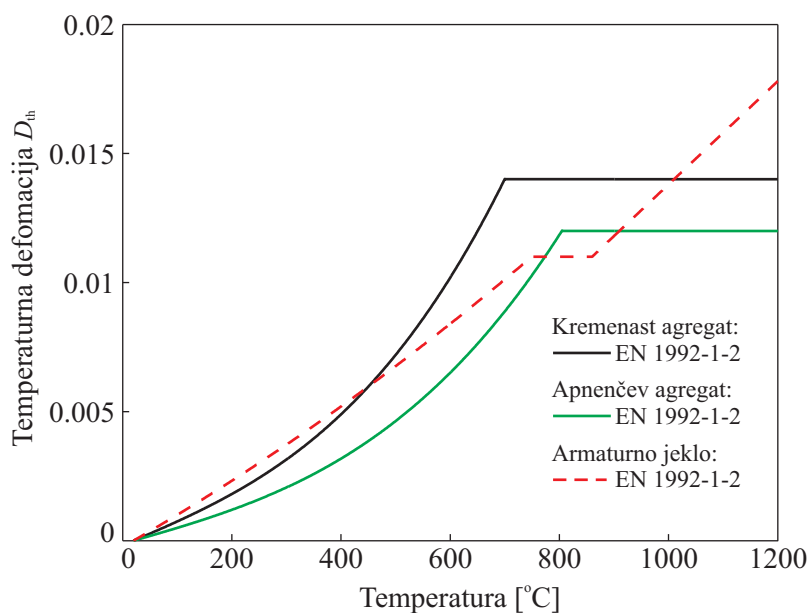
za beton iz apnenčevega agregata enačba:

$$D_{th,c} = \begin{cases} -1.2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6}T + 1.4 \cdot 10^{-11}T^3; & 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 805 \text{ }^\circ\text{C} \\ 12 \cdot 10^{-3}; & 805 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.71)$$

in za armaturno jeklo enačba:

$$D_{th,s} = \begin{cases} -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5}T + 0.4 \cdot 10^{-8}T^2; & 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq T < 750 \text{ }^\circ\text{C} \\ 11 \cdot 10^{-3}; & 750 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 860 \text{ }^\circ\text{C} \\ -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5}T; & 860 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}. \quad (4.72)$$

Zaradi večje nazornosti prikazujemo spreminjanje temperaturnih deformacij za beton iz kremenastega in apnenčevega agregata ter za armaturno jeklo s temperaturo na sliki 4.4.



Slika 4.4: Spreminjanje temperaturnih deformacij s temperaturo za beton iz kremenastega in apnenčevega agregata ter armaturno jeklo.

Figure 4.4: Thermal strains of concrete and reinforcing steel.

4.4.4 Prirastki deformacij zaradi viskoznega lezenja jekla pri visokih temperaturah

Z eksperimenti ugotovimo, da pri konstantni obremenitvi deformacije jekla pri temperaturah nad 400 °C s časom sorazmerno hitro naraščajo. Te deformacije imenujemo viskozne deformacije jekla pri visokih temperaturah in so odvisne od nivoja napetosti, hitrosti ogrevanja in tudi od vrste jekla. V literaturi zasledimo različne modele za opis deformacij zaradi viskoznega lezenja jekla pri visokih temperaturah.

Med temi je najbolj razširjen in eksperimentalno dobro dokumentiran Harmathyjev model [64], ki temelji na Dornovi teoriji viskoznega lezenja jekla. V disertaciji upoštevamo poenostavljen Harmathyjev model, ki ga je predstavil kanadski raziskovalec Williams-Leir [65]. Na osnovi velikega števila parametričnih testov je podal analitične izraze za parametre viskoznega lezenja nekaterih vrst konstrukcijskih jekel v odvisnosti od konstantne napetosti σ ter konstantne temperature T . Poenostavljen Harmathyjev model viskoznega lezenja jekla zapisan v modificirani obliki, kjer sta povezana viskozna deformacija jekla $D_{s,cr}$ in realni čas t , je podan kot:

$$\frac{d}{dt}(\Delta D_{s,cr}) = b_1 \coth^2(b_2 \Delta D_{s,cr}). \quad (4.73)$$

Koeficienta b_1 in b_2 sta funkciji napetosti σ [lbf/in²] in konstantne absolutne temperature T [K]. Za obravnavane vrste jekel sta koeficienta definirana z izrazoma:

$$b_1 = \begin{cases} c_1 \exp(c_2 \ln |\sigma_s| - \frac{c_5}{T}); & |\sigma_s| \leq \sigma_t, \\ c_6 \exp(c_7 |\sigma_s| - \frac{c_5}{T}); & |\sigma_s| > \sigma_t, \end{cases} \quad (4.74)$$

$$b_2 = \frac{1}{c_3 |\sigma_s|^{c_4}}. \quad (4.75)$$

Parameter σ_t označuje prehodno napetost ($\sigma_t = 15000 \text{ lbf/in}^2 \approx 103 \text{ MPa}$), konstante c_1, \dots, c_5 pa so bile za različne vrste jekel določene z eksperimenti in so predstavljene v [65]. Ker mora biti funkcija b_1 pri napetosti $\sigma = \sigma_t$ zvezna, velja:

$$c_6 = c_1 \left(\frac{\sigma_t}{e} \right)^{c_2}, \quad (4.76)$$

$$c_7 = \frac{c_2}{\sigma_t}. \quad (4.77)$$

Enačba (4.73) je navadna diferencialna enačba, ki jo rešimo z diferenčno metodo. V časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ je prirastek viskozne deformacije jekla pri visokih temperaturah določen z enačbo [62]:

$$\Delta D_{s,cr} = \text{sign}(\sigma_s^i) b_1 \coth^2(b_2 \Delta D_{s,cr}) \Delta t, \quad (4.78)$$

kjer je $\Delta t = t^{k-1} - t^k$ velikost časovnega inkrementa. Znotraj tega inkrementa sta $\Delta \sigma_s$ in ΔT konstantna. Nelinearno enačbo rešujemo z iteracijskim postopkom. Ker sta neznanki napetost σ_s in viskozna deformacija $D_{s,cr}$, jo rešimo skupaj z inkrementno enačbo za določitev mehanskih deformacij jekla. Podroben postopek reševanja tega sistema enačb je predstavljen v [18] in [62].

4.4.5 Prirastki prehodnih deformacij in deformacij zaradi lezenja betona

V betonu se med požarom poleg mehanskih deformacij pojavijo tudi deformacije zaradi lezenja betona in pa t.i. prehodne deformacije. Z eksperimenti je Cruz [66] pokazal, da se pri povišanih temperaturah in stalni obremenitvi v betonu pojavijo viskozne deformacije, ki s časom relativno hitro naraščajo. Pri betonu pa se pri povišanih temperaturah pojavijo tudi prehodne deformacije. Te so posledica hitrega naraščanja temperatur prvič temperaturno obremenjenega betona in niso zajete v izrazih za temperaturne deformacije, deformacije lezenja in mehanske deformacije. Deformacije zaradi lezenja in tudi prehodne deformacije betona so odvisne od napetosti. Prirastek deformacij zaradi lezenja in prirastek prehodnih deformacij betona ter prirastek napetosti v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ določimo podobno kot pri jeklu,

in sicer z Newtonovo iteracijsko metodo. Za določitev deformacij zaradi lezenja betona uporabimo Harmathyjev model [67]:

$$D_{c,cr} = \mathcal{C}(\sigma_c, T) = \beta_1 \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} t^{1/2} e^{d(T-293)}. \quad (4.79)$$

Empirično določeni konstanti materiala β_1 in d v enačbi (4.79) sta privzeti po [62]:

$$\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6}, \quad (4.80)$$

$$d = 2.658 \cdot 10^{-3} \text{ K}^{-1}. \quad (4.81)$$

Prehodne deformacije betona pa določimo po enačbi, ki sta jo predstavila Li in Purkiss [68] na osnovi meritev Anderberga in Thelanderssona:

$$D_{c,tr} = \mathcal{T}(\sigma_c, D_{c,th}) = \begin{cases} k_2 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} D_{c,th}; & T \leq 550 \text{ }^\circ\text{C} \\ 0.0001 \frac{\sigma_c}{f_{c0}}; & T > 550 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}. \quad (4.82)$$

Parameter f_{c0} v enačbi (4.82) predstavlja tlačno trdnost betona pri sobni temperaturi, k_2 pa empirično konstanto materiala ($1.8 \leq k_2 \leq 2.35$). Postopek reševanja sistema enačb povzamemo po Bratini s sodelavci [69] oziroma Hozjanu [18].

4.5 Formulacija robnega pogoja

Osnovne enačbe za mehanski del požarne analize delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij sestavljajo kinematične (4.3)–(4.5), ravnotežne (4.10)–(4.12), konstitucijske (4.13)–(4.15) in vezne (4.47)–(4.58) enačbe. Med temi je 12 navadnih diferencialnih enačb prvega reda, zato je splošna rešitev osnovnih enačb določena z 12 integracijskimi konstantami. Te določimo z robnimi pogoji, ki jih delimo na naravne ali statične in na bistvene ali kinematične. Za vsak sloj kompozitnega nosilca imamo tako na voljo naslednje robne pogoje ($j = a, b$):

$s = 0$:

$$R_X^j(0) + S_1^j = 0 \quad \text{ali} \quad u^j(0) = u_1^j, \quad (4.83)$$

$$R_Z^j(0) + S_2^j = 0 \quad \text{ali} \quad w^j(0) = u_2^j, \quad (4.84)$$

$$M_Y^j(0) + S_3^j = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^j(0) = u_3^j, \quad (4.85)$$

$s = L$:

$$R_X^j(L) - S_4^j = 0 \quad \text{ali} \quad u^j(L) = u_4^j, \quad (4.86)$$

$$R_Z^j(L) - S_5^j = 0 \quad \text{ali} \quad w^j(L) = u_5^j, \quad (4.87)$$

$$M_Y^j(L) - S_6^j = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^j(L) = u_6^j, \quad (4.88)$$

kjer $u_m^j (m = 1, 2, \dots, 6)$ označuje predpisane posplošene robne pomike in $S_m^j (m = 1, 2, \dots, 6)$ predpisane posplošene robne sile pri $s^j = 0$ in $s^j = L$.

Osnovne enačbe sestavlja 30 diferencialnih in algebrskih enačb za prav toliko neznanih funkcij: ε^a , γ^a , κ^a , ε^b , γ^b , κ^b , u^a , w^a , φ^a , u^b , w^b , φ^b , R_X^a , R_Z^a , N^a , Q^a , M_Y^a , R_X^b , R_Z^b , N^b , Q^b , M_Y^b , q_X^a , q_Z^a , q_X^b , q_Z^b , Δ , d , q_t in q_n . Enačbe so prikazane v oknu 4.1. Točnih rešitev teh enačb ne poznamo, zato jih rešimo numerično. V disertaciji jih rešimo z Galerkinovo metodo končnih elementov. Numerični postopek je podrobno predstavljen v petem poglavju.

Okno 4.1: Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih nosilcev

kinematične enačbe ($j = a, b$):

$$X' + u^{j'} - (1 + \varepsilon^j) \cos \varphi^j - \gamma^j \sin \varphi^j = 0, \quad (4.89)$$

$$Z' + w^{j'} + (1 + \varepsilon^j) \sin \varphi^j - \gamma^j \cos \varphi^j = 0, \quad (4.90)$$

$$\varphi^{j'} - \kappa_0 - \kappa^j = 0, \quad (4.91)$$

ravnotežne enačbe ($j = a, b$):

$$R_X^{j'} + p_X^j + q_X^j = 0, \quad (4.92)$$

$$R_Z^{j'} + p_Z^j + q_Z^j = 0, \quad (4.93)$$

$$M_Y^{j'} - (1 + \varepsilon^j) Q^j + \gamma^j N^j + m_Y^j = 0, \quad (4.94)$$

$$N^j = R_X^j \cos \varphi^j - R_Z^j \sin \varphi^j, \quad (4.95)$$

$$Q^j = R_X^j \sin \varphi^j + R_Z^j \cos \varphi^j, \quad (4.96)$$

konstitucijske enačbe ($j = a, b$):

$$N_C^j - N^j = 0, \quad (4.97)$$

$$Q_C^j - Q^j = 0, \quad (4.98)$$

$$M_C^j - M_Y^j = 0, \quad (4.99)$$

posplošene vezne enačbe:

$$q_X^a = -q_X^b = q_X, \quad (4.100)$$

$$q_Z^a = -q_Z^b = q_Z, \quad (4.101)$$

$$q_X = q_t e_{tX} + q_n e_{nX}, \quad (4.102)$$

$$q_Z = q_t e_{tZ} + q_n e_{nZ}, \quad (4.103)$$

$$q_t = F(\Delta, T), \quad (4.104)$$

$$q_n = G(d, T), \quad (4.105)$$

robni pogoji ($j = a, b$):

$$s = 0 : \quad (4.106)$$

$$R_X^j(0) + S_1^j = 0 \quad \text{ali} \quad u^j(0) = u_1^j, \quad (4.107)$$

$$R_Z^j(0) + S_2^j = 0 \quad \text{ali} \quad w^j(0) = u_2^j, \quad (4.108)$$

$$M_Y^j(0) + S_3^j = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^j(0) = u_3^j, \quad (4.109)$$

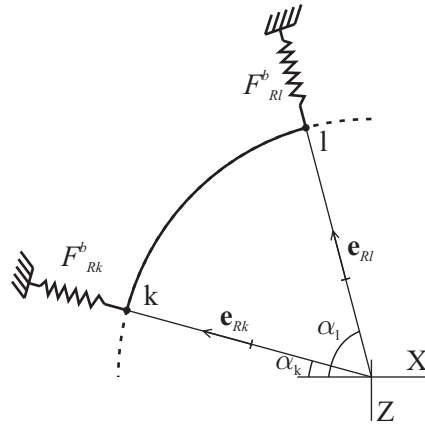
$$s = L : \quad (4.110)$$

$$R_X^j(L) - S_4^j = 0 \quad \text{ali} \quad u^j(L) = u_4^j, \quad (4.111)$$

$$R_Z^j(L) - S_5^j = 0 \quad \text{ali} \quad w^j(L) = u_5^j, \quad (4.112)$$

$$M_Y^j(L) - S_6^j = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^j(L) = u_6^j. \quad (4.113)$$

Ko je konstrukcija izpostavljena delovanju zemljine, deluje zemljina nanjo z lastno težo, lahko pa s svojo togostjo tudi ovira deformiranje konstrukcije. V disertaciji vpliv zemljine na ovirano deformiranje kompozitne konstrukcije modeliramo z diskretnimi nelinearnimi vzmetmi. Ta vpliv upoštevamo v osnovnih enačbah preko robnih pogojev (4.83)–(4.88).



Slika 4.5: Točkovne vzmeti zaradi vpliva zemljine na sloj 'b' nosilca.

Figure 4.5: Implementation of restraining forces \mathbf{F}_R - springs on layer 'b'.

V tem primeru se zunanje sile S_1^j , S_2^j , S_4^j in S_5^j določijo z naslednjimi izrazi ($j = a, b$):

$$\mathbf{F}_{Rk}^j = F_{Rk}^j \mathbf{e}_{Rk}^j, \quad (4.114)$$

$$\mathbf{F}_{Rl}^j = F_{Rl}^j \mathbf{e}_{Rl}^j, \quad (4.115)$$

$$S_1^j = F_{Rk}^j \cos \alpha_k, \quad (4.116)$$

$$S_2^j = F_{Rk}^j \sin \alpha_k, \quad (4.117)$$

$$S_4^j = F_{Rl}^j \cos \alpha_l, \quad (4.118)$$

$$S_5^j = F_{Rl}^j \sin \alpha_l, \quad (4.119)$$

kjer F_{Rk}^j in F_{Rl}^j označujeta velikost sil v vzmeteh ter \mathbf{e}_{Rk} in \mathbf{e}_{Rl} vektorja, ki določata smer sil v radialni smeri (slika 4.5). Pomik v radialni smeri, torej v smeri vzmeti, definiramo z izrazom:

$$u_R = \mathbf{u} \mathbf{e}_R, \quad (4.120)$$

kjer je \mathbf{u} vektor pomika nosilca pri prijemališču vzmeti in \mathbf{e}_R enotski vektor v radialni smeri. Konstitucijski zakon vzmeti je odvisen tudi od temperature in ga formalno zapišemo z izrazom:

$$F_R = \mathcal{D}(u_R, T). \quad (4.121)$$

Največkrat za konstitucijski zakon vzmeti (4.121) uporabimo izraz [70]:

$$F_R = \begin{cases} K_{zem} u_R, & u_R \text{ deluje v nasprotni smeri kot teža zemljine } (p_R) \\ 0, & u_R \text{ in } p_R \text{ delujeta v isti smeri} \end{cases} \quad (4.122)$$

kjer K_{zem} predstavlja togost vzmeti. Ker so vzmeti v predoru razporejene po kompozitnem nosilcu na tisti strani, ki ni izpostavljena visokim temperaturam, privzamemo, da togost vzmeti K_{zem} ni odvisna od temperature T . Določitev parametra K_{zem} povzamemo po [70] in izračunamo radialni pomik u_R z enačbo:

$$u_R = \frac{1 + \nu_{zem}}{E_{zem}} R p_R, \quad (4.123)$$

kjer E_{zem} predstavlja elastični modul zemljine, ν_{zem} je Poissonov količnik zemljine, R je radij kompozitnega nosilca in p_R zemeljski pritisk. Vsaki vzmeti pripada določena površina tunelske obloge A , zato je:

$$F_R = Ap_R, \quad (4.124)$$

in

$$K_{zem} = \frac{E_{zem}}{1 + \nu_{zem}} \frac{A}{R}. \quad (4.125)$$

5 DELNO POVEZANA NUMERIČNA METODA

5.1 Uvod

V tem poglavju predstavimo delno povezan dvofazen numerični model za požarno analizo delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. V prvi fazi določimo krajevno in časovno razporeditev temperatur v požarnem prostoru. V drugi fazi pa določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij zmesi suhega zraka in vodne pare, deformacij in napetosti v obravnavani armiranobetonski konstrukciji. Tudi drugo fazo požarne analize smo razdelili na toplotno-vlažnostni in mehanski del, ki sta med seboj delno povezana. Na osnovi scenarija luščenja lahko analiziramo vpliv eksplozijskega luščenja na požarno varnost delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. Numerični model pa ni namenjen za oceno nastanka eksplozijskega luščenja. Delna povezanost toplotno-vlažnostnega in mehanskega dela predstavljenega numeričnega modela je upoštevana s spremenjeno geometrijo konstrukcije zaradi odlučenega betona, ki je posledica prepletanih mehanskih, kemičnih in vlažnostnih procesov v betonu med požarom. To smo v modelu upoštevali s časovno odvisnim definicijskim področjem osnovnih enačb problema. Numerični model je v nadaljevanju predstavljen v treh delih. Najprej je v prvem delu na kratko predstavljen toplotno-vlažnostni del požarne analize, nato v drugem delu mehanski del, ki je tudi ena izmed osrednjih tem disertacije, ter v tretjem delu še algoritem, ki oba dela požarne analize združi v celoto. Novost mehanskega dela je formulacija nove družine deformacijskih končnih elementov za analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v normalnih pogojih pri sobni temperaturi in v pogojih požara.

5.2 Toplotno-vlažnostni del numerične metode

Povezan problem prehoda vlage in toplote opisuje nelinearen sistem parcialnih diferencialnih enačb (3.31)–(3.33) s pripadajočimi začetnimi in robnimi pogoji (3.34)–(3.35). Zaradi matematične zahtevnosti analitične rešitve teh enačb ne poznamo, zato jih rešimo numerično, običajno z metodo končnih diferenc ali metodo končnih elementov. V disertaciji prilagodimo postopek, ki sta ga predstavila Hozjan [18] oziroma Kolškova [45]. Postopek je zasnovan na metodi končnih elementov [71], v kateri so uporabljeni izoparametrični 4-vozljučni končni elementi z naslednjimi interpolacijskimi funkcijami:

$$N_1 = 1/4(1 - \xi)(1 - \eta), \quad (5.1)$$

$$N_2 = 1/4(1 + \xi)(1 - \eta), \quad (5.2)$$

$$N_3 = 1/4(1 + \xi)(1 + \eta), \quad (5.3)$$

$$N_4 = 1/4(1 - \xi)(1 + \eta), \quad (5.4)$$

kjer ξ in η zavzemata vrednosti na intervalu $[-1, 1]$.

Obraunavani sistem osnovnih enačb (3.31)–(3.33) najprej zapišemo v matrični obliki:

$$\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} - \nabla(\mathbf{K}\nabla\mathbf{u}) = \mathbf{0}, \quad (5.5)$$

kjer $\mathbf{u} = [T, P_G, \tilde{\rho}_V]$ označuje vektor osnovnih neznank, matriki \mathbf{C} in \mathbf{K} pa sestavljajo koeficienti $C_{i,j}$ in $K_{i,j}$ ($i = T, A, M, j = T, P, V$). Skladno z metodo končni elementov konstrukcijo razdelimo na poljubno število končnih elementov, kjer osnovne neznanke problema pri času t po vsakem elementu interpoliramo z nastavkom:

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^{n_{voz}} \mathbf{N}\mathbf{y}^i. \quad (5.6)$$

V enačbi (5.6) \mathbf{N} označuje matriko oblikovnih funkcij končnega elementa in \mathbf{y} vektor osnovnih neznank v vozliščih končnega elementa. V sklopu Galerkinove metode končnih elementov sistem (5.5) prevedemo na sistem diferencialnih enačb prvega reda [71]:

$$\hat{\mathbf{C}}\dot{\mathbf{y}} + \hat{\mathbf{K}}\mathbf{y} = \hat{\mathbf{F}}, \quad (5.7)$$

kjer so

$$\hat{\mathbf{C}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{C} \mathbf{N} dV, \quad (5.8)$$

$$\hat{\mathbf{K}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_V \nabla \mathbf{N}^T \mathbf{K} \nabla \mathbf{N} dV, \quad (5.9)$$

$$\hat{\mathbf{F}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_S \mathbf{N} \mathbf{K} \mathbf{q} dS. \quad (5.10)$$

V v zgornjih enačbah označuje prostornino končnega elementa, S pa površino roba, kjer smo predpisali gostoto toplotnega in masnega toka \mathbf{q} . Celotni čas računanja oziroma požara razdelimo na časovne inkremente $[t^{k-1}, t^k]$. Pri časovni diskretizaciji diferencialno enačbo (5.7) zadostimo v vsakem časovnem koraku pri času $t = t^{k-1} + \theta\Delta t$, kjer je $\Delta t = t^k - t^{k-1}$ časovni inkrement in θ brezdimenzionalen parameter. Časovne diferenčne sheme ločimo glede na vrednosti parametra θ : če je $\theta = 0$, govorimo o eksplicitni metodi, če je $\theta = 1/2$, o Crank-Nicolsonovi metodi, če je $\theta = 2/3$, o Galerkinovi metodi in za $\theta = 1$ govorimo o implicitni metodi. Implicitna metoda je najbolj stabilna in natančna za reševanje tovrstnih primerov, zato jo uporabimo pri implementaciji toplotno-vlažnostnega dela numeričnega modela. S časovno diskretizacijo sistema diferencialnih enačb (5.7), dobimo sistem enačb:

$$\tilde{\mathbf{C}}\mathbf{y}^i = \tilde{\mathbf{F}}^i, \quad (5.11)$$

kjer je $\tilde{\mathbf{C}} = \theta\hat{\mathbf{K}} + \frac{1}{\delta t}\hat{\mathbf{C}} = \hat{\mathbf{K}} + \frac{1}{\delta t}\hat{\mathbf{C}}$ in $\tilde{\mathbf{F}}^i = \left[\frac{1}{\delta t}\hat{\mathbf{C}} - (1-\theta)\hat{\mathbf{K}} \right] \mathbf{y}^{i-1} + (1-\theta)\tilde{\mathbf{F}}^{i-1} + \theta\tilde{\mathbf{F}}^i = \frac{1}{\delta t}\hat{\mathbf{C}} \mathbf{y}^{i-1} + \tilde{\mathbf{F}}^i$. Toplotno-vlažnostni del numeričnega algoritma je prikazan v oknu 5.1 [18, 45].

Okno 5.1: Toplotno-vlažnostni del numerične metode

- ♠ Priprava vhodnih podatkov analize:
 - ◆ podajanje materialnih parametrov,
 - ◆ generiranje mreže končnih elementov in robnih pogojev,
 - ◆ MKE: izračun oblikovnih funkcij posameznega elementa in Jacobijeve matrike.
- ♠ Korak 1: Določitev potrebnih količin v časovnem inkrementu $[t^{k-1}, t^k]$ pri $t^k = t^{k-1} + \Delta t$:
 - ◆ znane so osnovne količine pri časovnem koraku $k - 1$; T^{k-1} , P_G^{k-1} in $\tilde{\rho}_V^{k-1}$,
 - ◆ nivo elementa:
 - ▲ izračun členov prevodnostne $K_{i,j}$ in kapacitetne matrike $C_{i,j}$ v Gaussovih točkah končnega elementa; $i = T, A, M, j = T, P, V$.
 - ▲ določanje matrik $\hat{\mathbf{C}}_{\text{elem}}^k$, $\hat{\mathbf{K}}_{\text{elem}}^k$ in vektorja $\hat{\mathbf{F}}_{\text{elem}}^k$, kjer upoštevamo na robu predpisano gostoto masnega in toplotnega pretoka, v koliko le-ta obstaja,
 - ◆ sestavljanje globalnih matrik $\hat{\mathbf{C}}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{\mathbf{C}}_{\text{elem}}^k$, $\hat{\mathbf{K}}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{\mathbf{K}}_{\text{elem}}^k$ in obtežnega vektorja $\hat{\mathbf{F}}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{\mathbf{F}}_{\text{elem}}^k$.
- ♠ Korak 2: Reševanje sistema parcialnih diferencialnih enačb povezanega prehoda vlage in toplote (3.31)–(3.33):
 - ◆ časovna diskretizacija in račun globalne matrike $\tilde{\mathbf{C}}^k$ in vektorja $\tilde{\mathbf{F}}^k$,
 - ◆ upoštevanje predpisanih vozliščnih vrednosti za T , P_G in $\tilde{\rho}_V$, v kolikor obstajajo,
 - ◆ račun novih količin T^k , P_G^k in $\tilde{\rho}_V^k$.
- ♠ Korak 3: Koraka 1 in 2 ponavljamo, dokler ni zadoščeno konvergenčnemu pogoju pri časovnem koraku k in lokalni iteraciji h :
 - ◆ $\Delta_h^k \mathbf{y} = \frac{\sum_{m=1}^{\text{št. vozlišč}} (m y_{h-1}^k - m y_h^k)^2}{\sum_{m=1}^{\text{št. vozlišč}} (m y_h^k)^2} < Err = 1 \cdot 10^{-10}$.
- ♠ Korak 4: Določimo nov časovni korak
 - ◆ $t^{k+1} = t^k + \Delta t$,
 - ◆ Korake 1 do 3 ponavljamo, dokler ni dosežen celoten čas simulacije.

5.3 Mehanski del numerične metode

Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij smo prikazali v oknu 4.1. Zaradi izrazito nelinearnih lastnosti enačb analitičnih rešitev le-teh ne poznamo. V disertaciji jih rešimo numerično z Galerkinovo metodo končnih elementov. S tem namenom izpeljemo novo družino deformacijskih končnih elementov. Kot je znano, so ti elementi neobčutljivi na vse vrste blokiranj in oscilacij napetosti po osi nosilca, hkrati pa so tudi izredno natančni. Formulacijo deformacijskih končnih elementov je prvi prikazal Planinc [72], kasneje jih je razširil za analizo prostorskih nosilcev Zupan [73]. Za analizo vseh vrst kompozitnih linijskih konstrukcij pri sobni temperaturi in tudi v pogojih požara so deformacijske končne elemente uporabili Bratina, Čas, Krauberger, Hozjan, Kolškova in Kroflič [18, 45, 58, 62, 74, 75]. V disertaciji deformacijske končne elemente priredimo še za delno razslojene ukrivljene armiranobetonske linijske konstrukcije v pogojih požara in pri sobni temperaturi.

Izhodišče za izpeljavo deformacijskih končnih elementov predstavlja modificiran izrek o virtualnem delu [72]. Za delno razslojene ukrivljene armiranobetonske nosilce je modificirani izrek o virtualnem delu sestavljen iz prispevka sloja 'a' in sloja 'b'

$$\delta W^* = \delta W^{*a} + \delta W^{*b} \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} & \int_0^L \left((N_C^j - N^j) \delta \varepsilon^j + (Q_C^j - Q^j) \delta \gamma^j + (M_C^j - M_Y^j) \delta \kappa^j \right) ds \\ & + \left(u^j(L) - u^j(0) + \Delta X_L - \int_0^L ((1 + \varepsilon^j) \cos \varphi^j + \gamma^j \sin \varphi^j) ds \right) \delta R_X^j(0) \\ & + \left(w^j(L) - w^j(0) + \Delta Z_L + \int_0^L ((1 + \varepsilon^j) \sin \varphi^j - \gamma^j \cos \varphi^j) ds \right) \delta R_Z^j(0) \\ & + \left(\varphi^j(L) - \varphi^j(0) - \int_0^L (\kappa^j + \kappa_0) ds \right) \delta M_Y^j(0) \\ & - \left(S_1^j + R_X^j(0) \right) \delta u^j(0) - \left(S_2^j + R_Z^j(0) \right) \delta w^j(0) - \left(S_3 + M_Y^j(0) \right) \delta \varphi^j(0) \\ & - \left(S_4^j - R_X^j(L) \right) \delta u^j(L) - \left(S_5^j - R_Z^j(L) \right) \delta w^j(L) - \left(S_6^j - M_Y^j(L) \right) \delta \varphi^j(L) = 0. \end{aligned} \quad (5.13)$$

V zgornjem funkcionalu so neznane količine: deformacije $\varepsilon^j(s)$, $\gamma^j(s)$ in $\kappa^j(s)$, posplošene robne sile $R_X^j(0)$, $R_Z^j(0)$ in $M_Y^j(0)$ ter robne kinematične količine $u^j(0)$, $w^j(0)$, $\varphi^j(0)$, $u^j(L)$, $w^j(L)$, $\varphi^j(L)$, ($j = a, b$). V (5.13) predstavljata ΔX_L in ΔZ_L integrirani vrednosti odvodov koordinat $X'(s)$ in $Z'(s)$. Vezne enačbe (4.47)–(4.58) v funkcionalu nastopajo v obtežbi. V funkcionalu so funkcije naravnega parametra s le deformacije $\varepsilon^j(s)$, $\gamma^j(s)$ in $\kappa^j(s)$, ($j = a, b$). Te interpoliramo z Lagrangeovimi interpolacijskimi polinomi P_m reda $(M - 1)$ ($m = 1, 2, \dots, M$):

$$\varepsilon^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \varepsilon_m^j, \quad (5.14)$$

$$\gamma^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \gamma_m^j, \quad (5.15)$$

$$\kappa^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \kappa_m^j, \quad (5.16)$$

kjer ε_m^j , γ_m^j in κ_m^j označujejo neznane vrednosti osnih, strižnih in upogibnih deformacij obeh slojev v izbranih ekvidistančnih interpolacijskih točkah. Podobno interpoliramo tudi variacije deformacijskih količin:

$$\delta\varepsilon^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \delta\varepsilon_m^j, \quad (5.17)$$

$$\delta\gamma^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \delta\gamma_m^j, \quad (5.18)$$

$$\delta\kappa^j(s) = \sum_{m=1}^M P_m(s) \delta\kappa_m^j. \quad (5.19)$$

Ko izraze vstavimo v funkcional (5.13), dobimo skladno z načeli variacijskega računa sistem enačb ($m = 1, 2, \dots, M$):

$$g_m = \int_0^L (N_C^a - N^a) P_m ds = 0, \quad (5.20)$$

$$g_{M+m} = \int_0^L (Q_C^a - Q^a) P_m ds = 0, \quad (5.21)$$

$$g_{2M+m} = \int_0^L (M_C^a - M_Y^a) P_m ds = 0, \quad (5.22)$$

$$g_{3M+m} = \int_0^L (N_C^b - N^b) P_m ds = 0, \quad (5.23)$$

$$g_{4M+m} = \int_0^L (Q_C^b - Q^b) P_m ds = 0, \quad (5.24)$$

$$g_{5M+m} = \int_0^L (M_C^b - M_Y^b) P_m ds = 0, \quad (5.25)$$

$$g_{6M+1} = u^a(L) - u^a(0) + \Delta X_L - \int_0^L ((1 + \varepsilon^a) \cos \varphi^a + \gamma^a \sin \varphi^a) ds, \quad (5.26)$$

$$g_{6M+2} = w^a(L) - w^a(0) + \Delta Z_L + \int_0^L ((1 + \varepsilon^a) \sin \varphi^a - \gamma^a \cos \varphi^a) ds, \quad (5.27)$$

$$g_{6M+3} = \varphi^a(L) - \varphi^a(0) - \int_0^L (\kappa^a + \kappa_0) ds, \quad (5.28)$$

$$g_{6M+4} = u^b(L) - u^b(0) + \Delta X_L - \int_0^L ((1 + \varepsilon^b) \cos \varphi^b + \gamma^b \sin \varphi^b) ds, \quad (5.29)$$

$$g_{6M+5} = w^b(L) - w^b(0) + \Delta Z_L + \int_0^L ((1 + \varepsilon^b) \sin \varphi^b - \gamma^b \cos \varphi^b) ds, \quad (5.30)$$

$$g_{6M+6} = \varphi^b(L) - \varphi^b(0) - \int_0^L (\kappa^b + \kappa_0) ds, \quad (5.31)$$

$$g_{3N+7} = S_1^a + R_X^a(0) = 0, \quad (5.32)$$

$$g_{3N+8} = S_2^a + R_Z^a(0) = 0, \quad (5.33)$$

$$g_{3N+9} = S_3^a + M_Y^a(0) = 0, \quad (5.34)$$

$$g_{3N+10} = S_1^b + R_X^b(0) = 0, \quad (5.35)$$

$$g_{3N+11} = S_2^b + R_Z^b(0) = 0, \quad (5.36)$$

$$g_{3N+12} = S_3^b + M_Y^b(0) = 0, \quad (5.37)$$

$$g_{3N+13} = S_4^a - R_X^a(L) = S_4^a - R_X^a(0) + \int_0^L (p_X^a + q_X^a) ds = 0, \quad (5.38)$$

$$g_{3N+14} = S_5^a - R_Z^a(L) = S_5^a - R_Z^a(0) + \int_0^L (p_Z^a + q_Z^a) ds = 0, \quad (5.39)$$

$$g_{3N+15} = S_6^a - M_Y^a(L) = S_6^a - M_Y^a(0) - \int_0^L ((1 + \varepsilon^a)Q^a - \gamma^a N^a - m_Y^a) ds = 0, \quad (5.40)$$

$$g_{3N+16} = S_4^b - R_X^b(L) = S_4^b - R_X^b(0) + \int_0^L (p_X^b + q_X^b) ds = 0, \quad (5.41)$$

$$g_{3N+17} = S_5^b - R_Z^b(L) = S_5^b - R_Z^b(0) + \int_0^L (p_Z^b + q_Z^b) ds = 0, \quad (5.42)$$

$$g_{3N+18} = S_6^b - M_Y^b(L) = S_6^b - M_Y^b(0) - \int_0^L ((1 + \varepsilon^b)Q^b - \gamma^b N^b - m_Y^b) ds = 0, \quad (5.43)$$

ki predstavljajo posplošen sistem diskretnih ravnotežnih enačb delno razslojenega ukrivljenega armiranobetonskega nosilca. Sestavlja ga $6M + 18$ enačb za prav toliko $6M + 18$ osnovnih neznank: $\varepsilon_m^j, \gamma_m^j, \kappa_m^j, u^j(0), w^j(0), \varphi^j(0), u^j(L), w^j(L), \varphi^j(L), R_X^j, R_Z^j$ in M_Y^j , ($j = a, b, m = 1, 2, \dots, M$). Neznanke lahko razvrstimo v dve skupini. Prve pripadajo notranjim prostostnim stopnjam nosilca, druge zunanjim. Skupino notranjih prostostnih stopenj predstavlja $6M$ deformacijskih količin, $\varepsilon_M^a, \gamma_M^a, \kappa_M^a, \varepsilon_M^b, \gamma_M^b$ in κ_M^b , ter 6 ravnotežnih količin, $R_X^a(0), R_Z^a(0), M_Y^a(0), R_X^b(0), R_Z^b(0)$ in $M_Y^b(0)$. Med zunanje prostostne stopnje uvrščamo količine: $u^a(0), w^a(0), \varphi^a(0), u^a(L), w^a(L), \varphi^a(L), u^b(0), w^b(0), \varphi^b(0), u^b(L), w^b(L)$ in $\varphi^j(L)$. Numerični račun je bolj učinkovit [76], če notranje prostostne stopnje kondenziramo na nivoju končnega elementa, medtem ko zunanje prostostne stopnje združimo v enačbo konstrukcije:

$$\mathbf{G} = \mathbf{G}(\mathbf{s}, \lambda) = 0, \quad (5.44)$$

kjer \mathbf{s} predstavlja vektor posplošenih pomikov in je sestavljen iz vozliščnih pomikov in zasukov obeh slojev ukrivljenega armiranobetonskega nosilca. λ predstavlja obtežni faktor konstrukcije. Ker prirejamo deformacijske končne elemente tudi za požarno analizo, so enačbe za te primere odvisne tudi od temperature in časa.

$$\mathbf{G} = \mathbf{G}(\mathbf{s}, \lambda, T, t) = 0. \quad (5.45)$$

V sklopu delno povezanega numeričnega modela za analizo delno razslojenih armiranobetonskih ukrivljenih linijskih konstrukcij enačbe (5.45) rešimo z inkrementno-iteracijskim postopkom. Časovni interval trajanja požara razdelimo na časovne inkremente $[t^{k-1}, t^k]$, kjer je $k = 0, 1, \dots, K$ in čas $t^K = t_{cr}$ predstavlja požarno varnost obravnavane konstrukcije. V splošnem časovna inkrementa toplotno-vlažnostnega

in mehanskega dela požarne analize nista nujno enaka. Enačbam (5.45) želimo torej zadostiti na koncu časovnega inkrementa, torej pri času t^k . Pri tem poznamo vrednosti neznanih količin pri času t^{k-1} in vrednosti temperatur ter obtežbe pri času t^k . Zaradi nelinearnosti enačb (5.45) te rešimo z Newtonov-Raphsonovo iteracijsko metodo. Skladno s to metodo izračunamo popravke prirastkov posplošenih pomikov, $\delta \mathbf{s}^k$, po naslednjem pravilu ($h = 1, 2, \dots$):

$$\nabla_s \mathbf{G}(\mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k) \delta \mathbf{s}^k = -\mathbf{G}(\mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k) \quad (5.46)$$

$$\Delta \mathbf{s}_{h+1}^k = \Delta \mathbf{s}_h^k + \delta \mathbf{s}^k, \quad (5.47)$$

do želene natančnosti. Ko postane med iteracijskim postopkom tangetna togostna matrika konstrukcije $\nabla_s \mathbf{G}^K \equiv \mathbf{K}_{T,h}^K$ singularna, nastopi skladno z modelom porušitev konstrukcije oziroma govorimo o požarni varnosti konstrukcije. Pripadajoči čas imenujemo kritični čas t_{cr} . V sklopu predstavljenega numeričnega modela sama porušitev prečnega prereza konstrukcije ne pomeni tudi singularnosti v togostni matriki konstrukcije, zato v metodi ta kriterij porušitve preverjamo ločeno. Kot je znano, se lahko temu dvojnemu kriteriju za določitev požarne varnosti izognemo s pravilno izbiro integracijskih in interpolacijskih točk [72]. Numerični algoritem mehanskega dela požarne analize delno ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij je detajlno predstavljen v oknu 5.2.

Okno 5.2: Mehanski del numerične metode

♠ Priprava podatkov:

- ◆ generiranje mreže končnih elementov,
- ◆ izbira stopnje Lagrangevega polinoma,
- ◆ izbira tipa in stopnje numerične integracije vzdolž elementa,
- ◆ izbira velikosti časovnega inkrementa Δt

♠ Korak 1: Časovni inkrement $[t^{k-1}, t^k]$:

- ◆ poznamo $t^k = t^{k-1} + \Delta t$, $T^k = T^{k-1} + \Delta T$, $\lambda^k = \lambda^{k-1} + \Delta \lambda$,

- ◆ nivo elementa:

- ▲ začetne vrednosti inkrementov posplošenih pomikov $\Delta \mathbf{s}_{h=1}^k = \Delta \mathbf{s}^{k-1}$,

- ▲ integracijska točka betonskega prečnega prereza (y_c^j, z_c^j) :

- Newtonova iteracijska metoda za račun $\Delta \sigma_c^{j,k}(D_{\sigma,c}^{j,k})$, $\Delta D_{cr,c}^{j,k}$ in $\Delta D_{tr,c}^{j,k}$,

- ▲ armaturna palica v prečnem prerezu betonskega sloja (y_s^j, z_s^j) :

- Newtonova iteracijska metoda za račun $\Delta \sigma_s^{j,k}(D_{\sigma,s}^{j,k})$ in $\Delta D_{\sigma,s}^{j,k}$,

- ◆ sestavljanje tangentne togostne matrike elementa in pripadajočih desnih strani:

$$\mathbf{K}_{el,T}^k(\mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k), \quad \mathbf{F}_{el,T}^k(\mathbf{s}^{i-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k),$$

- ◆ kondenzacija notranjih prostostnih stopenj.

- ◆ Korak 2: Sestavljanje togostne matrike konstrukcije in pripadajočih desnih strani:

$$\nabla_s \mathbf{G}(\mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k), \quad \mathbf{G}(\mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k)$$

- ◆ račun popravkov prirastkov posplošenih pomikov:

$$\Delta \mathbf{s}^k = -[\nabla_s \mathbf{G}]^{-1} \mathbf{G}, \quad \Delta \mathbf{s}_{h+1}^k = \Delta \mathbf{s}_h^k + \delta \mathbf{s}^k,$$

- ◆ Korak 3: Koraka 1 in 2 ponavljamo, dokler ni izpolnjen konvergenčni pogoj pri časovnem koraku k in iteraciji h :

$$\Delta \mathbf{s}^k < Err = 1 \cdot 10^{-7}, \quad \mathbf{s}^k = \mathbf{s}^{k-1} + \Delta \mathbf{s}_{h+1}^k.$$

- ◆ Korak 4: Določimo nov časovni korak

- ◆ $t^{k+1} = t^k + \Delta t$,

- ◆ Korake 1 do 3 ponavljamo, dokler ni dosežen celoten čas simulacije oziroma do porušitve konstrukcije (pojav globalne ali materialne nestabilnosti).

S pomočjo izračunanih vrednosti osnovnih neznank problema na koncu določimo znotraj vsakega končnega elementa še: $w^j(s)$, $\varphi^j(s)$, $R_X^j(s)$, $R_Z^j(s)$, $M_Y^j(s)$, $\Delta U(s)$, $\Delta W(s)$, $q_X^j(s)$, $q_Z^j(s)$, ($j = a, b$) z enačbami:

$$w^j(s) = w^j(0) - \Delta X_L + \int_0^s ((1 + \varepsilon^j) \cos \varphi^j + \gamma^j \sin \varphi^j) d\xi, \quad (5.48)$$

$$w^j(s) = w^j(0) - \Delta Z_L + \int_0^s (-(1 + \varepsilon^j) \sin \varphi^j + \gamma^j \cos \varphi^j) d\xi, \quad (5.49)$$

$$\varphi^j(s) = \varphi^j(0) + \int_0^s (\kappa^j + \kappa_0) d\xi, \quad (5.50)$$

$$R_X^j(s) = R_X^j(0) + \int_0^s (p_X^j + q_X^j) d\xi, \quad (5.51)$$

$$R_Z^j(s) = R_Z^j(0) + \int_0^s (p_Z^j + q_Z^j) d\xi, \quad (5.52)$$

$$M_Y^j(s) = \int_0^s ((1 + \varepsilon^j) Q^j - \gamma^j N^j - m y^j) d\xi, \quad (5.53)$$

$$q_X = q_t e_{tX} + q_n e_{nX}, \quad (5.54)$$

$$q_Z = q_t e_{tZ} + q_n e_{nZ}, \quad (5.55)$$

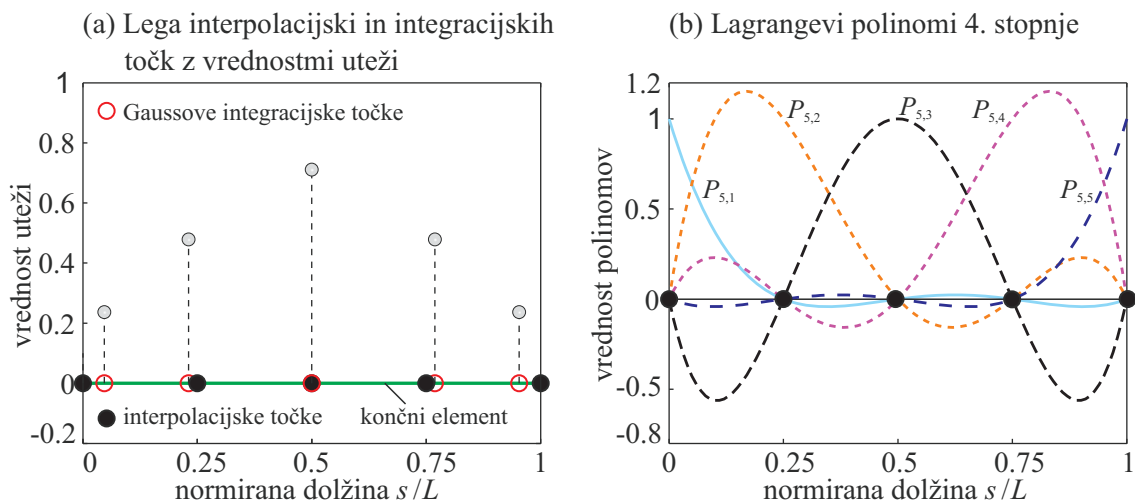
$$\Delta = u_t^a - u_t^b, \quad (5.56)$$

$$d = w_n^a - w_n^b, \quad (5.57)$$

$$q_t = F(\Delta, T), \quad (5.58)$$

$$q_n = G(d, T). \quad (5.59)$$

Pripadajoči računalniški program predstavljenega numeričnega modela mehanskega dela požarne analize smo izdelali v programskem okolju Matlab. Program smo poimenovali Bane. Integrale v predstavljenem modelu smo izračunali z Gaussovo numerično integracijo. Končne elemente smo označili z E_f , kjer je f stopnja Lagrangeovega interpolacijskega polinoma. Za zelo natančnega se je izkazal element E_4 , za katerega so lege interpolacijskih in integracijskih točk z vrednostmi uteži ter interpolacijski polinomi $P_{5,f}$ ($j = 1, 2, \dots, 5$) prikazani na sliki 5.1.



Slika 5.1: Končni element E_4 . (a) Lega interpolacijskih in integracijskih točk z vrednostmi uteži. b) Lagrangevi interpolacijski polinomi 4. stopnje $P_{5,j}$ ($j = 1, 2, \dots, 5$).

Figure 5.1: Finite element E_4 . (a) The position of interpolation and integration points. b) Lagrangian polynomials of 4th order $P_{5,j}$ ($j = 1, 2, \dots, 5$).

5.4 Delno povezana numerična metoda za požarno analizo

V tem podpoglavju predstavimo delno povezan dvofazen numerični model za požarno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. V prvi fazi določimo krajevno in časovno razporeditev temperatur po požarnem prostoru. Za to fazo uporabimo znane požarne krivulje ali pa FDS program. Glavni del disertacije predstavlja druga faza požarne analize, kjer določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur, pornih tlakov, zmesi suhega zraka in vodne pare, deformacij in napetosti v obravnavani konstrukciji in posledično tudi njeno požarno varnost. Da lahko z numeričnim modelom ocenimo požarno varnost geometrijsko zahtevnih konstrukcij, ki so izpostavljene eksplozijskemu luščenju, kot so predori, smo toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize obravnavali delno povezano. Njun medsebojni vpliv smo upoštevali s spremenjeno geometrijo konstrukcije zaradi odluščenega betona. Drugo fazo metode sestavljata delno povezana algoritma, ki smo ju predstavili v oknih 5.1 in 5.2. V splošnem algoritma potekata vzporedno, vsak s svojimi časovnimi inkrementi. V tem primeru moramo temperature v betonu, ki smo jih določili v toplotno-vlažnostnem delu algoritma z interpolacijo prilagoditi za časovne inkremente v algoritmu mehanskega dela. Če smo čas in intenziteto eksplozijskega luščenja določili z eksperimenti, torej s scenarijem luščenja, lahko oba algoritma potekata tudi zaporedno. Ko v algoritmu zaznamo, da so izpolnjeni kriteriji za nastanek eksplozijskega luščenja, spremenimo mrežo končnih elementov in s tem tudi lego robnih pogojev. Če je teh dogodkov več, postopek večkrat ponovimo znotraj toplotno-vlažnostnega dela. Ker pa spremenjena geometrija konstrukcije predvsem v toplotno-vlažnostnem delu predstavlja numerični 'šok', moramo časovni korak ustrezno zmanjšati, mrežo končnih elementov pa zgostiti. Ta algoritem je sicer preprost, vendar nujen za pravilno oceno požarne varnosti vseh vrst armiranobetonskih konstrukcij, kar smo pokazali z računskimi primeri. Sam algoritem je prikazan v oknu 5.3; zaradi preglednosti sta časovna inkrementa obeh delov požarne analize enaka.

Okno 5.3: Delno povezan numerični model za požarno analizo**1. FAZA:**

- ♠ Določitev temperaturnega polja zmesi plinov v požarnem prostoru;

2. FAZA:

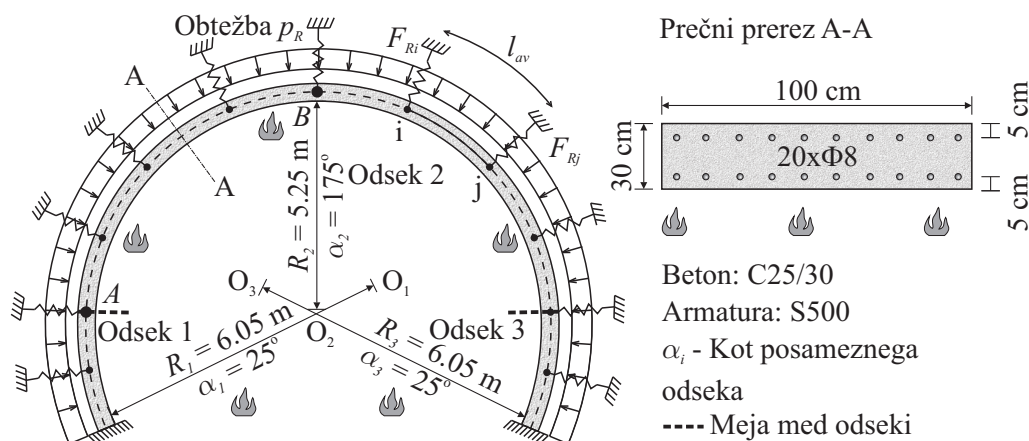
- ♠ Priprava vhodnih podatkov za toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize (vhodni podatki za posamezni del so predstavljeni v oknu 5.1 oziroma 5.2);
- ♠ Korak 1: Časovni inkrement $[t^{k-1}, t^k]$:
 - ◆ v toplotno-vlažnostnem delu metode (glej okno 5.1, koraki 1-3) izračunamo T , P_G in $\tilde{\rho}_V$;
 - ◆ v mehanskem delu metode (glej okno 5.2, koraki 1-3) izračunamo napetostno deformacijsko stanje v konstrukciji;
 - ◆ v vsakem časovnem koraku preverimo, če so izpolnjeni pogoji za nastanek eksplozijskega luščenja;
- ♠ Korak 2: Kontrola pogojev za nastanek eksplozijskega luščenja:
 - ◆ DA (pogoji izpolnjeni): zmanjšamo in zgostimo mrežo končnih elementov in zmanjšamo časovni korak Δt ;
 - ◆ NE: nadaljujemo z računom;
- ♠ Korak 3: Določitev novega časovnega koraka:
 - ◆ $t^{k+1} = t^k + \Delta t$,
 - ◆ Koraka 1 do 2 ponavljamo do konca požara oziroma do porušitve konstrukcije.

6 RAČUNSKI PRIMERI IN PARAMETRIČNE ŠTUDIJE

V računskih primerih predstavimo natančnost predstavljenega modela in analiziramo vplive mehanske obtežbe, robnih pogojev, zemljine, togosti stika ter materialnih in geometrijskih parametrov na obnašanje delno razslojenih in homogenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. V prvem primeru analiziramo obnašanje homogenega ukrivljenega armiranobetonskega nosilca med požarom, v drugem primeru vpliv eksplozijskega luščenja na časovno in krajevno razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij vode in zmesi suhega zraka in vodne pare ter deformacijskega in napetostnega stanja na požarno varnost homogenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij in v tretjem primeru vpliv togosti stika na požarno varnost delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij.

6.1 Požarna analiza ukrivljenega armiranobetonskega nosilca - del predorske cevi

V prvem računskem primeru predstavimo požarno analizo enoslojnega ukrivljenega AB nosilca. V analizi se osredotočimo na vpliv velikosti mehanske obtežbe, lastnosti zemljine ter robnih pogojev na odziv konstrukcije med požarom. Rezultate verificiramo s pomočjo komercialnega programa LUSAS [77], ki temelji na metodi končnih elementov. Slika 6.1 prikazuje referenčni nosilec z vhodnimi podatki, ki ga uporabimo v nadaljnjih računskih primerih parametrične študije.



Slika 6.1: Geometrijski in materialni podatki, upoštevana obtežba ter vzmeti ukrivljenega AB nosilca.

Figure 6.1: Geometrical, material and loading data, and restraining springs of the curved RC beam.

Nosilec je toga vpet. Njegova računaska os je sestavljena iz treh različnih radijev R_1 , R_2 , $R_3 = R_1$, ki imajo središča v točkah O_1 , O_2 in O_3 . Vpliv zemljine na konstrukcijo predora je opisan z mehansko obtežbo p_R in z vzmetmi F_R , ki ovirajo deformiranje nosilca. Vzmeti F_R , ki simulirajo vpliv zemljine, se aktivirajo, če se vozlišča konstrukcije pomikajo v radialni smeri (pomik u_R) proti zemljini.

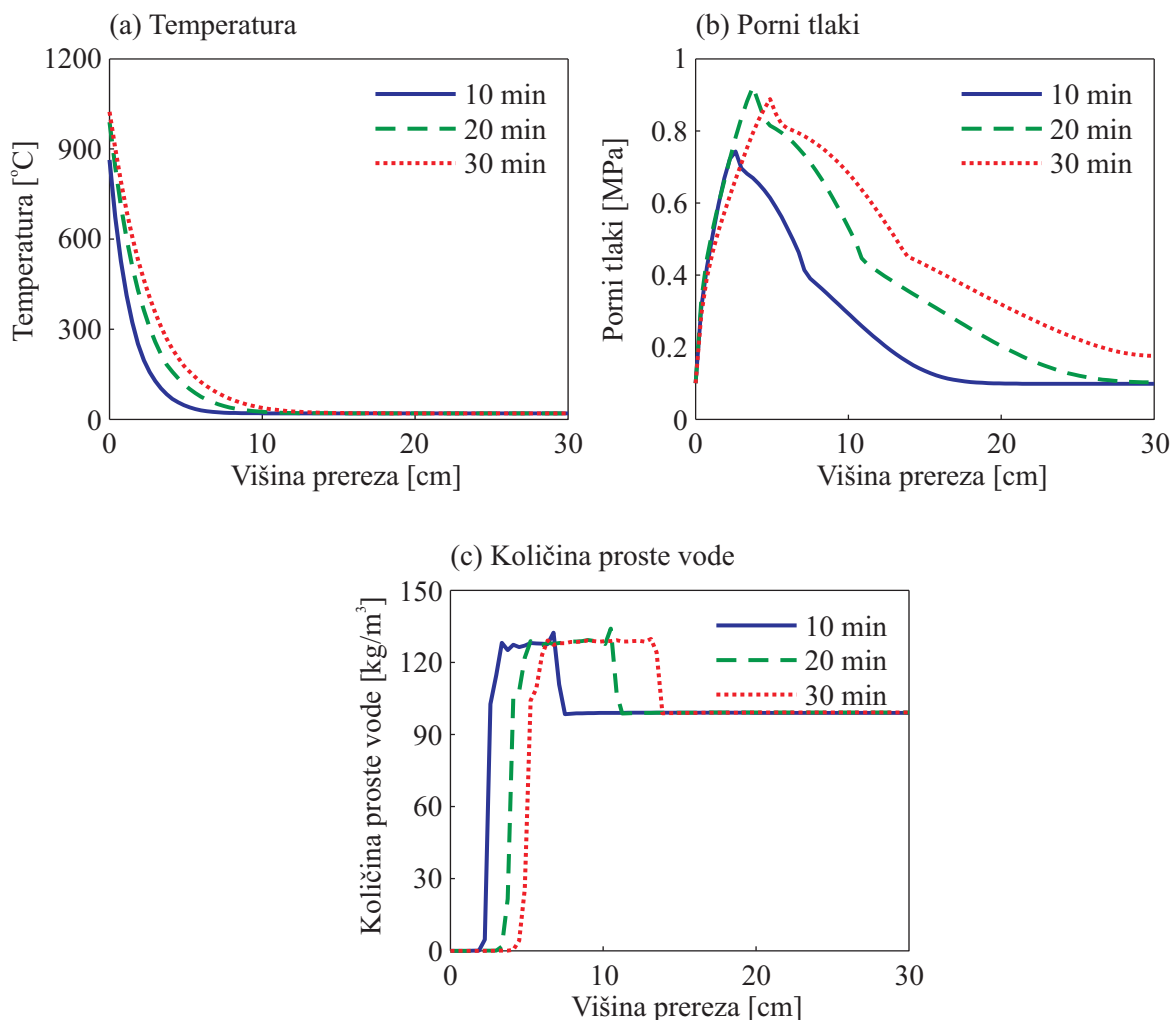
Poleg mehanske obtežbe p_R je nosilec izpostavljen še požarni obtežbi, ki jo določimo s pomočjo HC

požarne krivulje [2]. Vzdolž nosilca tako privzamemo enotno temperaturno polje.

6.1.1 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Temperature, ki jih določimo s pomočjo HC požarne krivulje [2], uporabimo kot robne pogoje v toplotno-vlažnostnem delu požarne analize, ki poteka v računalniškem programu *MoistureHeat2* [45]. S toplotno-vlažnostnim izračunom določimo razporeditev temperature in vlage po prerezu, ki sta vhodna podatka za mehanski del požarne analize. Ker se temperatura in vlaga po prerezu spreminjata zgolj v radialni smeri, imamo opravka z enodimenzionalnim pretokom toplote, ki ga modeliramo z mrežo 80 končnih elementov vzdolž višine prereza nosilca. Število končnih elementov je izbrano na podlagi ugotovitev [76] ter zagotavlja zadostno gostoto mreže in posledično ustrezne rezultate. Površina armature v prerezu je majhna v primerjavi s površino betona, zato njen vpliv na razporeditev temperature in vlage po prerezu zanemarimo ter območje armature v izračunu nadomestimo z betonom [78]. Za emisivnost betona na površini nosilca privzamemo konstantno vrednost $\varepsilon_{\text{res}} = 0.6$, medtem ko je prestopni koeficient za površino nosilca, ki je izpostavljena toplotnemu toku zaradi požara, izbran glede na HC požarno krivuljo [2] in je enak $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2\text{K}$. Na površini nosilca, ki je izpostavljena zemljini, temperature med požarom ostanejo nespremenjene, zato je vpliv radiacije v izračunu izključen. Za toplotni tok zaradi konvekcije pa uporabimo prestopni koeficient $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$. V toplotno-vlažnostnem izračunu smo na podlagi [76] izbrali časovni korak $\Delta t = 0.5 \text{ s}$. Ostali podatki za izračun so: gostota betona $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, masa cementa na 1 m^3 betona $\rho_c = 300 \text{ kg/m}^3$, začetna temperatura $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, začetni porni tlak $P_G = 0.1 \text{ MPa}$, začetna vrednost vsebnosti vodne pare v porah betona $\tilde{\rho}_{v,0} = 0.0185 \text{ kg/m}^3$ (100 % relativna zračna vlažnost), količina vodne pare na robu $\tilde{\rho}_{v,\infty} = 0.0148 \text{ kg/m}^3$ ustreza 80 % relativni vlažnosti zunanjega zraka, začetna poroznost betona $p_{\text{or}}^0 = 0.12$, prepustnost betona $K = 3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ ter začetna količina proste vode v betonu $\bar{\rho}_{\text{FW}}^0 = 100 \text{ kg/m}^3$. Preostale parametre v izračunu smo privzeli po [17].

Na sliki 6.2a je prikazana porazdelitev temperatur po prerezu v radialni smeri pri 10, 20 in 30 min požara. Pričakovano se AB nosilec ogreva počasi zaradi visoke toplotne kapacitete betona. Po 30 minutah požara je temperatura na robu prereza, ki je izpostavljen visoki temperaturi, okoli $1000 \text{ }^\circ\text{C}$, medtem ko je temperatura betona na območju armature, ki je oddaljena približno 5 cm od roba, zgolj $200 \text{ }^\circ\text{C}$. To pomeni, da armaturne palice tudi po 30 min požara ohranijo večji del nosilnosti. Slika 6.2c opisuje potek količine proste vode po prerezu. Iz slike je razvidno, da količina proste vode v betonu sledi naraščanju temperature, in sicer do trenutka, ko se del proste vode spremeni v vodno paro, medtem ko preostali del pod vplivom tlačnega gradienta in gradienta stopnje zasičenosti potuje proti notranjosti nosilca. Pretok vlage po prerezu se kaže v obliki vodne fronte, kjer je količina proste vode večja od količine proste vode v notranjosti prereza, ki ni izpostavljena visoki temperaturi in ohrani začetno vrednost. Vodna fronta se delno oblikuje iz vodne pare, ki kondenzira, ko prehaja iz območja z visoko temperaturo v neogrevano območje, in delno iz kemijsko vezane vode, ki se začne sproščati pri $T = 200 \text{ }^\circ\text{C}$. Potek pornih tlakov po prerezu je prikazan na sliki 6.2b, iz katere je razvidno, da je razvoj fronte pornih tlakov precej podoben kot pri količini proste vode, medtem ko je celotna prostorska razporeditev drugačna. Velikosti pornih tlakov so relativno nizke, kar je tudi pričakovano, saj je v izračunu uporabljen beton navadne trdnosti, ki ima dobro prepustnost. Posledično porni tlaki niso upoštevani v mehanskem delu požarne analize. V nadaljevanju sledi mehanski del požarne analize, kjer analiziramo nosilnost in stabilnost obravnava-



Slika 6.2: Porazdelitev (a) temperatur, (b) pornih tlakov in (c) količine proste vode po prerezu pri 10, 20 in 30 min požara.

Figure 6.2: The distribution of (a) temperatures, (b) pore pressure and (c) free water content over the cross-section at 10, 20 and 30 min of fire.

nega nosilca med požarom, pri čemer podrobno opazujemo vplive velikosti mehanske obtežbe, lastnosti zemljine ter robnih pogojev.

6.1.2 Mehanski del požarne analize

V mehanskem delu požarne analize uporabimo časovno in prostorsko razporeditev temperatur po prerezu iz toplotno-vlažnostnega dela požarne analize kot vhodne podatke. Napetostno-deformacijsko zvezo pri visokih temperaturah za beton iz silikatnega (kremenastega) agregata in armaturno jeklo privzamemo iz EC2 [78]. V izračunu je upoštevan navaden beton C25/30 s tlačno trdnostjo $f_{c,20} = 3.3 \text{ kN/cm}^2$ in elastičnim modulom $E_c = 3100 \text{ MPa}$ ter armatura S500 z mejo tečenja jekla $f_{ys,20} = 50 \text{ kN/cm}^2$.

Najprej želimo s konvergenčno študijo preveriti učinkovitost in natančnost numeričnega modela. Zanima nas, kako izbrano število končnih elementov in njihova stopnja interpolacije vplivata na stopnjo konver-

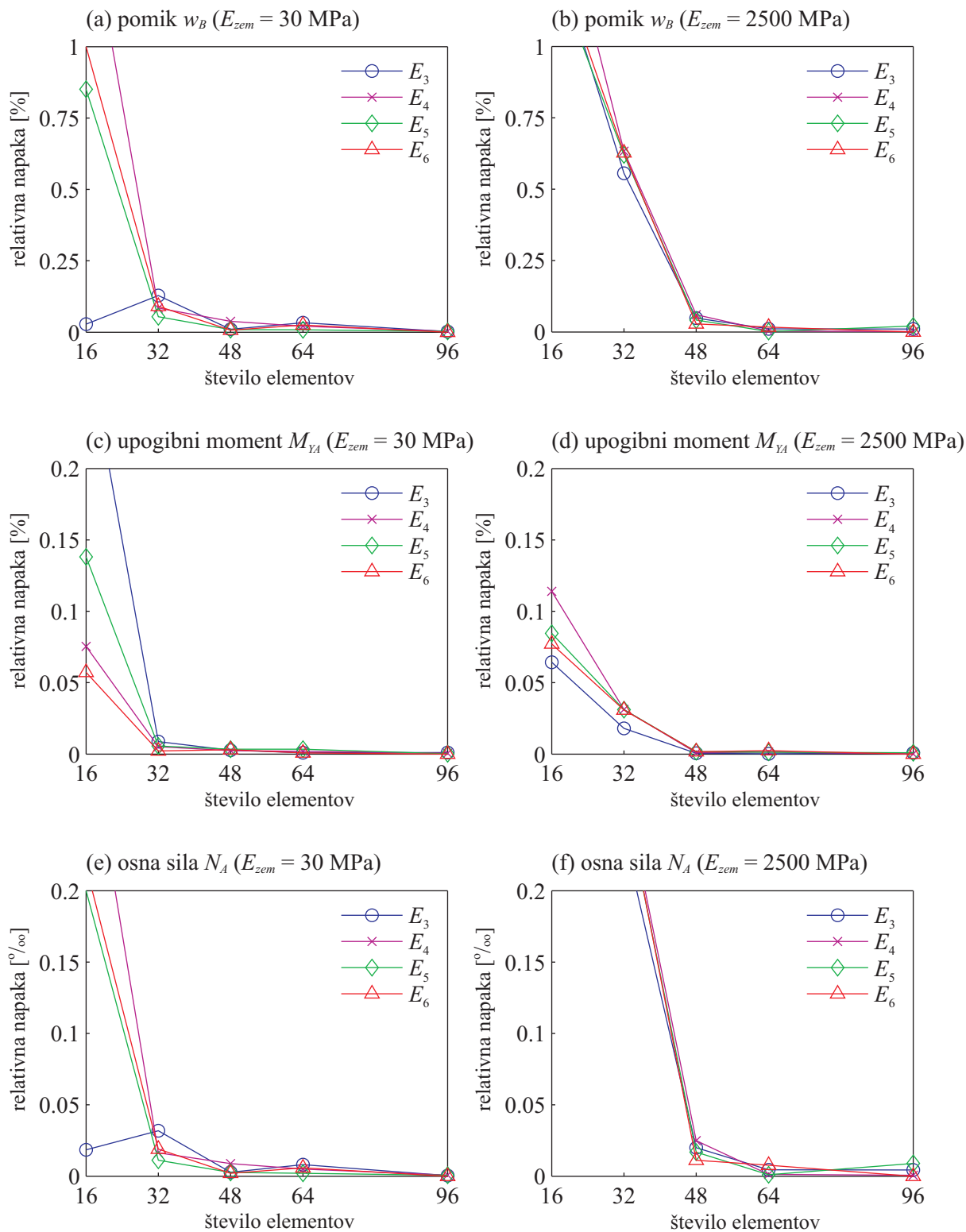
gence. Za analizo konvergence uporabimo referenčni nosilec, ki ga obremenimo s pritiskom zemljine $p_R = 270$ kN/m, hkrati pa spreminjamo togost zemljine E_{zem} ($\nu_{zem} = 0.33$), ki ga obdaja ter ovira pri deformiranju. Velikostni razred in smer obtežbe p_R upoštevamo po literaturi [79, 80], pri čemer velikost obtežbe $p_R = 270$ kN/m privzamemo po statičnem izračunu [81]. Stopnja konvergence se oceni z relativno napako, ki jo definirana z naslednjim izrazom:

$$\epsilon(\bullet) = \left| \frac{(\bullet)_N^{n_{el}} - (\bullet)_6^{96}}{(\bullet)_6^{96}} \right|, \quad (6.1)$$

kjer $(\bullet)_N^{n_{el}}$ predstavlja vrednost opazovane količine (\bullet) izračunane z izbranim številom elementov n_{el} in izbrano stopnjo interpolacije N . $(\bullet)_6^{96}$ pa predstavlja vrednost opazovane količine, ki jo izračunamo z $n_{el} = 96$ končnimi elementi in stopnjo interpolacije $N = 6$ ter predstavlja referenčno vrednost za primerjavo rezultatov. Referenčno vrednost $(\bullet)_6^{96}$ izberemo na podlagi primerjave rezultatov za $n_{el} = 64$ in $n_{el} = 96$ končnih elementov ter stopnjo interpolacije $N = 6$, pri čemer rezultati ne odstopajo za več kot 1 %. Pri oceni stopnje konvergence v referenčnih točkah A in B (slika 6.1) smo opazovali naslednje količine: pomik w_B , upogibni moment M_{YA} in osno silo N_A . Relativne napake opazovanih količin so prikazane na sliki 6.3, kjer E_N označuje končne elemente z $(N - 1)$ -to stopnjo interpolacije ter z N integracijskimi točkami za Gaussovo numerično integracijo.

Rezultati na sliki 6.3 kažejo, da preskok iz 16 na 32 končnih elementov precej zmanjša relativno napako za opazovane količine, medtem ko nadaljnje povečevanje števila končnih elementov nima večjega vpliva. Podoben trend velja, če povečujemo število integracijskih točk, vendar le, če je število končnih elementov manjše od 32. Relativna napaka za osno silo N_A (sliki 6.3e in 6.3f) in upogibni moment M_{YA} (sliki 6.3c in 6.3d) je znatno manjša od relativne napake za pomik w_B (sliki 6.3a in 6.3b). Kljub temu s povečanjem števila elementov, relativna napaka pada in je za 48 končnih elementov pri vseh treh količinah manjša od 0.025 %. Izkaže se, da je relativna napaka odvisna tudi od izbire togosti zemljine E_{zem} . Krivulje relativne napake (slike 6.3b, 6.3d in 6.3f) se najboljše ujemajo pri $E_{zem} = 2500$ MPa, ki predstavlja skoraj togo zemljino. Odvisnost relativne napake od togosti zemljine preverimo tako, da za različne togosti zemljine $E_{zem} = 0$ MPa, 10 MPa, 20 MPa in 25 MPa izračunamo relativno napako za opazovane količine. Rezultati pokažejo podoben trend konvergence kot pri prejšnjih primerih, zato za nadaljnje računske primere v mehanskem delu požarnem analize uporabimo numerični model z 48 končnimi elementi in polinomi 5-te stopnje za interpolacijo deformacij.

Nadalje numerični model verificiramo s pomočjo komercialnega programa LUSAS [77]. Za analizo zopet uporabimo referenčni nosilec, ki je obremenjen z zvezno obtežbo p_R ter obdan z zemljino ($E_{zem} = 30$ MPa, $\nu_{zem} = 0.33$), vendar ni izpostavljen požarni obtežbi. Nosilcu predpišemo linearno elastičen materialni model betona z elastičnim modulom $E_c = 3100$ MPa. V programu LUSAS [77] modeliramo segment tunela vzdolž njegove osi v širini enega metra s prostorskimi elementi. Segment je razdeljen v mrežo prostorskih končnih elementov (ang. hexahedral isoparametric solid continuum finite elements), ki imajo kvadratično interpolacijo (HX20). Tak model sestavlja 20 končnih elementov vzdolž osi tunela, 6 v radialni smeri ter 432 v tangencialni smeri. S takšno izbiro končnih elementov je zagotovljena zadostna natančnost rezultatov. Stik nosilca z zemljino je modeliran z vozliščnimi elementi tipa JNT4, ki povezujejo zunanji rob nosilca s točkovnimi podporami, ki simulirajo vpliv zemljine in so pozicionirane v vozliščih končnih elementov. Tako je v izračunu uporabljeno $20 \times 432 = 8640$ vozliščnih elementov. Stik med nosilcem in točkovnimi vzmetmi je nelinearen, saj se vzmeti aktivirajo zgolj, če se vozlišča končnih elementov pomikajo proti zemljini v radialni smeri. Za togost vzmeti v radialni smeri privzamemo



Slika 6.3: Relativna napaka za pomik w_B , upogibni moment M_{YA} in osno silo N_A v odvisnosti od števila elementov pri $t = 30$ min požara.

Figure 6.3: The relative error as a function of the number of elements for midpoint displacement w_B at reference point B , and for bending moment M_{YA} and axial force N_A at reference point A at $t = 30$ min of fire.

Preglednica 6.1: Primerjava pomikov v referenčnih točkah A in B .Table 6.1: The comparison of the displacement components at points A and B .

p_R [kN/m]	LUSAS [77]		present 1D MODEL	
	u_A [cm]	w_B [cm]	u_A [cm]	w_B [cm]
270	0.144	-0.0068	0.143	-0.0083
540	0.296	-0.0279	0.294	-0.0293
810	0.456	-0.0641	0.452	-0.0626
1080	0.626	-0.1169	0.618	-0.1105

naslednji izraz $K_{zem} = \frac{E_{zem}}{1+\nu_{zem}} \frac{1}{R}$. Omeniti velja, da je v modelu upoštevana geometrijska nelinearnost, in sicer s posodobljeno Lagrangeovo funkcijo, ki jo ponuja LUSAS [77]. V primerjavi numeričnih modelov smo upoštevali tudi armaturo (glej sliko 6.1).

Rezultati primerjave numeričnih modelov so predstavljeni v preglednici 6.1 in kažejo dobro ujemanje pomikov obeh modelov. Tako je uporabljeni numerični model z 48 končnimi elementi ter polinomi 5-te stopnje za interpolacijo deformacij ustrezen za uporabo v analizi vpliva obtežbe, togosti zemljine in robnih pogojev.

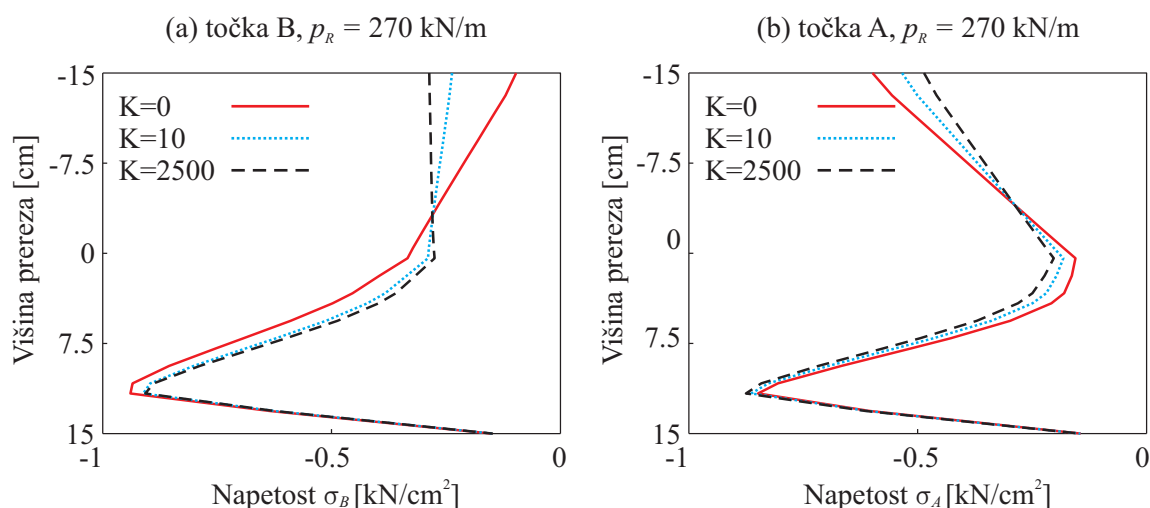
Analiza vpliva pritiska zemljine p_R in elastičnega modula zemljine E_{zem}

Najprej analiziramo vpliv zemljine na referenčni nosilec (slika 6.1) med požarom. Zemljina ima na nosilec dvojni vpliv, in sicer nanj deluje kot zvezna obtežba p_R , hkrati pa svojo togostjo oziroma deformabilnostjo ovira njegovo deformiranje. Najprej raziščemo, kako togost vzmeti vpliva na deformiranje nosilca med požarom. Velikosti točkovnih sil F_R , ki so posledica vzmeti, so definirane z enačbo (4.122), kjer K_{zem} predstavlja togost vzmeti v radialni smeri in je določena z enačbo (4.125). Pričakovano je togost vzmeti odvisna od elastičnega modula zemljine E_{zem} . Kot smo že omenili pri verifikaciji numeričnega modela, velja med nosilcem in zemljino nelinearen stik, kar pomeni, da se togost vzmeti K_{zem} aktivira le, če se vozlišče nosilca premakne v radialni smeri proti zemljini. V nasprotnem primeru je vrednost K_{zem} enaka 0. V našem računskem primeru so togosti vzmeti K_{zem} neodvisne od vpliva temperature, saj so pozicionirane na neizpostavljeni strani nosilca. V analizi naslednji parametri $p_R = 270$ kN/m, $\nu_{zem} = 0.33$, A in R_m ($m = 1, 2, 3$) ostanejo nespremenjeni, medtem ko vrednosti E_{zem} spreminjamo. Vrednost E_{zem} označuje togost oziroma deformabilnost zemljine in je dober pokazatelj, kako zemljina vpliva na deformiranje nosilca ter posledično tudi na notranje sile. V preglednici 6.2 so zbrani rezultati parametrične študije. Horizontalni in vertikalni pomiki dosegajo večje vrednosti, če upoštevamo manjšo togost zemljine. Vpliv vzmeti na osno silo je zanemarljiv, medtem ko je na pomike in upogibne moment zelo izrazit. Pomik na sredini loka je oviran zaradi delovanja vzmeti, zato se odseka 1 in 3 ne moreta premakniti proti središču opazovanega nosilca, kar povzroči rast upogibnega momenta v referenčni točki A . S povečevanjem E_{zem} se vertikalni pomik približuje vrednosti 0, upogibni moment pa narašča. Slika 6.4 prikazuje razporeditev napetosti po višini prereza za različne vrednosti togosti vzmeti v referenčnih točkah A in B po 30 min požara. Vrednosti napetosti kažejo, da je prečni prerez izpostavljen zgolj tlačnim napetostim. Hkrati pa je tudi razvidno, da togost zemljine nima velikega vpliva na potek in velikostni razred napetosti. V nadaljevanju predstavimo še vpliv zvezne obtežbe p_R na pomike nosilca in napetosti v prečnem prerezu med požarom. V analizi smo upoštevali različne vrednosti zvezne obtežbe p_R , medtem ko imajo ostali parametri konstantne vrednosti ($E_{zem} = 30$ MPa, $\nu_{zem} = 0.33$, A

Preglednica 6.2: Velikosti pomikov u_A in w_B , osnih sil N_B in upogibnih momentov M_{YA} v referenčnih točkah A in B za različne togosti zemljine pri $p_R = 270$ kN/m in 30 min požara.

Table 6.2: Components of displacements u_A and w_B , axial force N_B and bending moment M_{YA} for different magnitudes of soil stiffness in reference points A and B at 30 min for $p_R = 270$ kN/m.

E_{zem} [MPa]	u_A [cm]	w_B [cm]	N_B [kN]	M_{YA} [kNcm]
0	0.65	-0.74	-1425.22	-2006.87
0 (brez lezenja)	0.69	-1.02	-1427.48	-7021.75
1	0.60	-0.64	-1426.76	-2171.71
5	0.49	-0.41	-1430.34	-2534.25
10	0.43	-0.28	-1432.51	-2731.28
20	0.38	-0.17	-1434.60	-2901.54
30	0.35	-0.12	-1435.68	-2981.82
50	0.33	-0.07	-1436.93	-3061.39
2500	0.28	-0.001	-1441.22	-3275.40



Slika 6.4: Porazdelitev napetosti po prerezu za različne togosti vzmeti v referenčnih točkah A in B za $p_R = 270$ kN/m po 30 min požara.

Figure 6.4: The distribution of stresses over the radial cross-section for different magnitudes of spring stiffness K_i at points A and B after 30 min of fire for $p_R = 270$ kN/m.

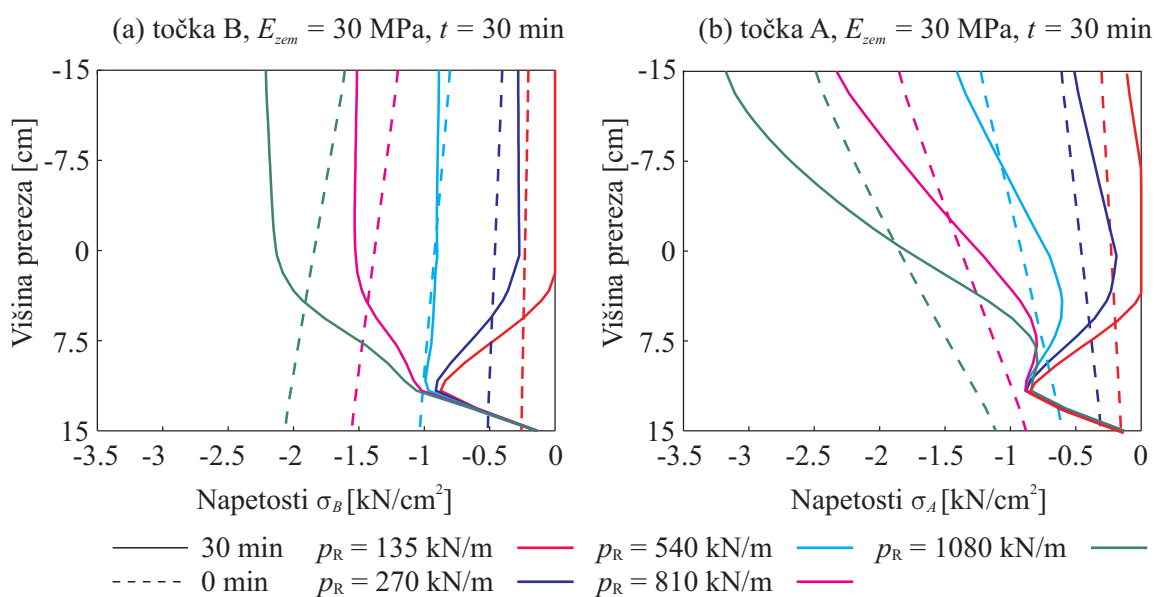
in R_m ($m = 1, 2, 3$)). Pomiki nosilca in napetosti v prečnem prerezu v referenčnih točkah A in B so prikazani v preglednici 6.3 in na sliki 6.5.

Iz prikazanih rezultatov je očitno, da vrednosti pomikov u_A and w_B sledijo naraščanju obtežbe p_R . Horizontalni pomik sicer narašča hitreje od vertikalnega. Razlika v hitrosti naraščanja pomikov izvira iz načina deformiranja ukrivljenega AB nosilca. Zvezna obtežba p_R potiska točko A na odseku 1 (slika 6.1) proti notranjosti loka, medtem ko se točka B pomika vertikalno proti zemljini. Ker se točka A pomika stran od zemljine, se vzmeti ne aktivirajo in zato horizontalni pomiki konstrukcije lahko neovirano sledijo zvezni obtežbi p_R . Z vertikalnimi pomiki v točki B je zgodba nekoliko drugačna, saj se s pomikanjem proti zemljini aktivirajo vzmeti, ki nato ovirajo deformiranje loka in s tem zmanjšajo vpliv

Preglednica 6.3: Pomiki v referenčnih točkah A in B po 30 min požara ($E_{zem} = 30$ MPa).

Table 6.3: Components of displacements at points A and B at $t = 30$ min ($E_{soil} = 30$ MPa).

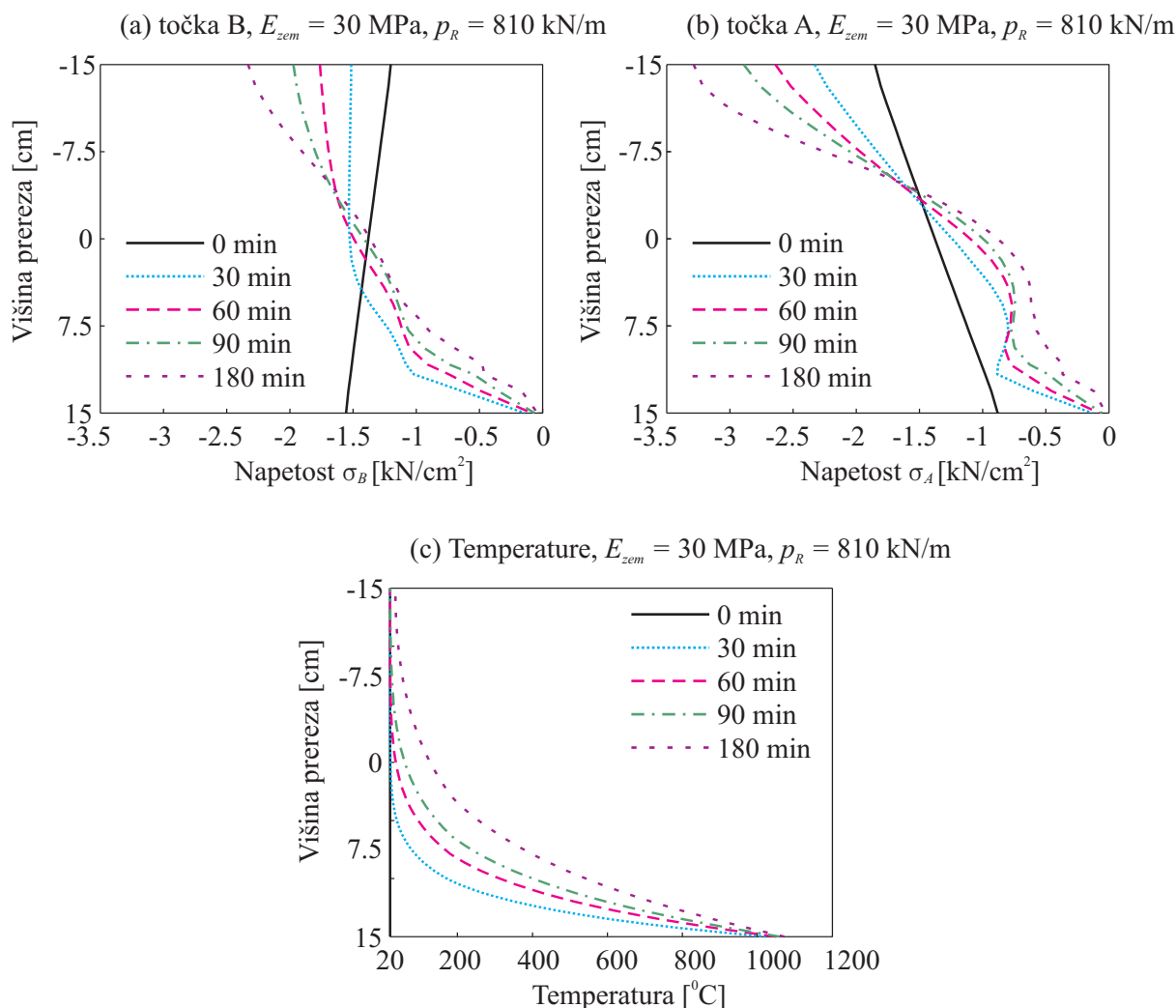
p_R [kN/m]	u_A [cm]	w_B [cm]
135	0.16	-0.11
270	0.35	-0.12
540	0.85	-0.24
810	1.47	-0.43
1080	2.41	-0.70



Slika 6.5: Porazdelitev napetosti po prerezu v referenčnih točkah A in B po 30 min požara za različne vrednosti p_R .

Figure 6.5: The distribution of stress over the radial cross-section at points A and B after 30 min of fire for different values of mechanical load p_R .

zvezne obtežbe p_R . Napetosti po prečnem prerezu (slika 6.5) pričakovano sledijo razvoju temperature po prerezu (slika 6.2) med požarom. Ne glede na velikost zvezne obtežbe p_R so prečni prerezi v referenčnih točkah A in B izpostavljeni zgolj tlačnim napetostim. To velja za začetno stanje pri sobni temperaturi in tudi stanje med požarom. Vrednosti tlačnih napetosti so v referenčni točki B v začetnem stanju (sobna temperatura) višje na spodnjem robu prereza kakor na zgornjem. V referenčni točki A je situacija ravno obratna. Slika 6.5 pokaže še eno zanimivost, in sicer povečevanje zvezne obtežbe p_R med požarom povzroči izrazito prerazporeditev napetosti po prerezu. Vrednosti napetosti na spodnjem robu prereza padejo proti 0 zaradi povišanja temperature T , medtem ko se tiste na vrhu prereza bližajo mejni vrednosti f_{cm} . Enak trend prerazporeditve napetosti lahko opazimo tudi na sliki 6.6, ki prikazuje razporeditev napetosti za obtežbo $p_R = 810$ kN/m pri različnih časih požara.



Slika 6.6: Porazdelitev napetosti po prerezu in temperature v referenčnih točkah A in B za $p_R = 810 \text{ kN/m}$ pri 30, 60, 90 in 180 min požara.

Figure 6.6: The distribution of stress and temperature over the radial cross-section for $p_R = 810 \text{ kN/m}$ at points A and B after 30, 60, 90 and 180 min of fire.

Analiza vpliva robnih pogojev

Sledi še analiza vpliva robnih pogojev na pomike referenčnega nosilca. Referenčni nosilec podpremo tako, da so v obeh podporah preprečeni horizontalni in vertikalni pomiki, medtem ko zasuke enkrat preprečimo (togo podprt), drugič pa sprostimo (členkasto podprt). Izračun poteka tako, da spreminjamo vrednosti E_{zem} , ostali parametri ($p_R = 270 \text{ kN/m}$, $\nu_{zem} = 0.33$ in R_m ($m = 1, 2, 3$)) pa ostanejo nespremenjeni. Rezultati pomikov za toge in členkaste robne pogoje pri različnem E_{zem} so prikazani v preglednici 6.4.

Rezultati pomikov kažejo, da se togo podprt nosilec med požarom precej manj deformira kot členkasto podprt. V primeru, da vpliv zemljine zanemarimo ($E_{zem} = 0$, preglednica 6.4), pride pri členkasto podprtem nosilcu do uklona ($\det \mathbf{G}^K = 0$), pri čemer je kritični čas t_{cr} zelo kratek. Popolnoma nasprotno

Preglednica 6.4: Pomiki v referenčnih točkah A in B za različne robne pogoje pri različnih vrednostih E_{zem} po 30 min požara ($p_R = 270$ kN/m).

Table 6.4: Components of displacements for different boundary conditions and different values of E_{soil} at points A and B after 30 min of fire ($p_R = 270$ kN/m).

E_{zem} [MPa]	togo podprt		členkasto podprt	
	u_A [cm]	w_B [cm]	u_A [cm]	w_B [cm]
0	0.65	-0.74	1.73*	-2.04*
0 - brez lezenja	0.69	-1.02	1.66**	-1.96**
1	0.60	-0.64	3.21	-4.13
5	0.49	-0.41	1.77	-1.79
10	0.43	-0.28	1.31	-1.06
20	0.38	-0.17	0.97	-0.57
30	0.35	-0.12	0.82	-0.38
50	0.33	-0.07	0.68	-0.23
2500	0.28	-0.001	0.33	-0.006

* $t_{cr} = 9.01$ min (uklon)
 ** $t_{cr} = 6.56$ min (uklon)

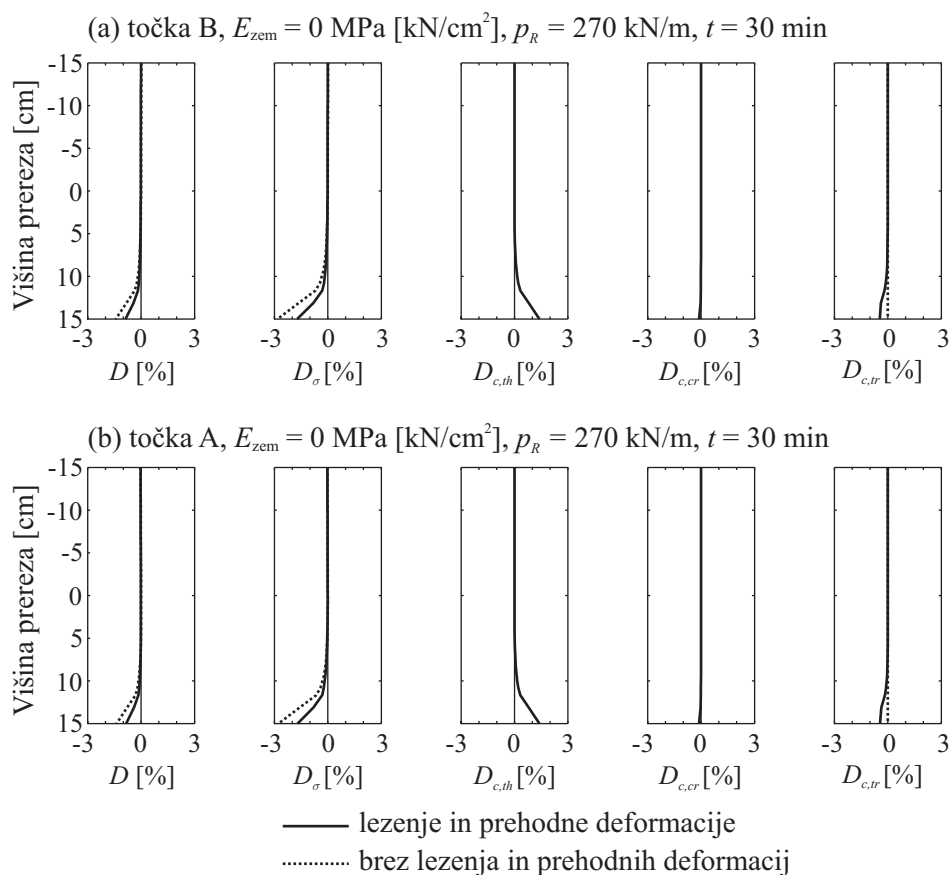
velja za togo podprt nosilec, ki za nobenem prikazan primer (preglednica 6.4) ni izpostavljen globalni nestabilnosti.

Analiza vpliva deformacij lezenja in prehodnih deformacij betona

V četrtem poglavju smo predstavili aditivni razcep deformacij (4.65) ter definirali celotni prirastek deformacij za jeklo in beton. Celotni prirastek deformacij za beton sestavljata tudi prirastek prehodnih deformacij in prirastek deformacij zaradi lezenja, zato v zadnji parametrični študiji še dodatno raziščemo vpliv prehodnih deformacij in lezenja v betonu med požarom. V študiji obravnavamo referenčni nosilec ter privzamemo zvezno obtežbo $p_R = 270$ kN/m, medtem ko vpliv zemljine zanemarimo ($E_{zem} = 0$ MPa).

Slika 6.7 prikazuje porazdelitev deformacij po prerezu v referenčnih točkah A in B med požarom z in brez upoštevanja lezenja ter prehodnih deformacij. Ugotovimo, da združen vpliv lezenja in prehodnih deformacij zmanjšuje vpliv temperaturnih deformacij, saj imajo deformacije zaradi lezenja in prehodne deformacije ravno nasprotni predznak kot temperaturne deformacije. Glede na vrednosti, ki jih deformacije dosežejo, imajo prehodne deformacije malce večji vpliv kot lezenje. Združen vpliv lezenja in prehodnih deformacij pride še bolj do izraza, če v analizi zanemarimo vpliv zemljine. V takšnem primeru ($E_{zem} = 0$) reduciranje temperaturnih deformacij zaradi efekta lezenja in prehodnih deformacij pomeni boljše stabilnost ukrivljenega AB nosilca in daljši kritični čas t_{cr} do porušitve. Vpliv lezenja in prehodnih deformacij na kritični čas t_{cr} do porušitve nosilca brez vpliva zemljine je prikazan v preglednici 6.4, kjer so prikazani kritični časi členkasto podprtega nosilca z in brez vpliva lezenja.

S parametrično študijo smo opisali obnašanje ukrivljenega AB nosilca med požarom. Predstavljen numerični model, ki implementira nov deformacijski končni element za analizo ukrivljenega AB nosilca, ki je izpostavljen mehanski in požarni obtežbi, je primeren tudi za analizo stabilnosti in nosilnosti tunnelske konstrukcije med požarom. Z novim modelom smo uspešno raziskali različne parametre, ki ključno vplivajo na odziv tunnelskih konstrukcij med požarom, kot so na primer togost zemljine, velikost obtežbe



Slika 6.7: Porazdelitev deformacij po prerezu v referenčnih točkah A in B z in brez vpliva lezenja ter prehodnih deformacij pri 30 min požara.

Figure 6.7: Distribution of strains over the cross-section with and without creep and transient strain at points A and B after 30 min of fire.

in robni pogoji konstrukcije. V parametrični študiji smo z modelom upoštevali geometrijsko in materialno nelinearnost, povezan pretok toplote in vlage po betonu (pretok proste vode, vodne pare in suhega zraka, izhlapevanje vode, utekočinjenje vodne pare, dehidracijo) ter mehanske procese in degradacijo materiala zaradi kombiniranega efekta visoke temperature in mehanske obtežbe.

Toplotno-vlažnostni izračun izvedemo s pomočjo modela, ki ga je predstavil Davie s sodelavci [17]. Le-ta poteka ločeno od mehanskega dela požarne analize. Mehanski del požarne analize sledi konceptu deformacijskih končnih elementov, zato je bil zanj razvit in uporabljen nov deformacijski končni element za mehansko analizo ukrivljenega armiranobetonskega nosilca med požarom. Mehanski numerični model smo preverili s prostorskimi končnimi elementi v komercialnem programu LUSAS [77].

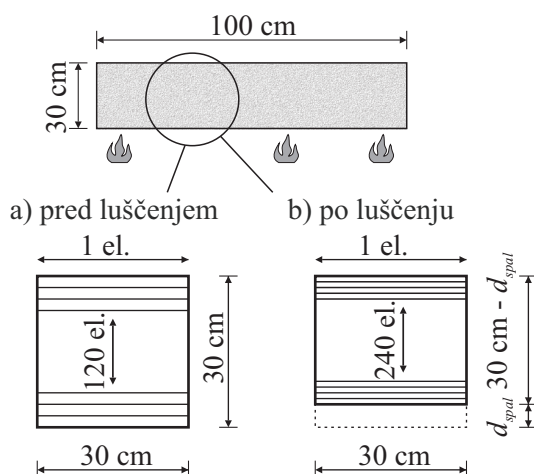
Rezultati parametrične študije kažejo, da toga zemljina (visok E_{zem}) zelo vpliva na deformiranje nosilca. Velika togost zemljine pomeni manjše pomike ter večje upogibne momente, medtem ko na osne sile in napetosti v prerezu nima večjega vpliva. Večanje zvezne obtežbe p_R , ki je posledica pritiska zemljine, povzroči rast pomikov in napetosti v prerezu. Opazna je tudi izrazita prerazporeditev napetosti po prerezu z večanjem obtežbe. Nosilec s podporami, v katerih so zasuki preprečeni (togo podprt nosilec), se precej manj deformira kot nosilec s podporami, v katerih so zasuki dopustni (členkasto podprt nosilec). Razlika

v pomikih med togo in členkasto podprtim nosilcem je še bolj izrazita, če je vpliv zemljine izključen, kar se kaže v uklonu členkasto podprtega nosilca v kratkem kritičnem času t_{cr} . Velja omeniti, da togo podprt nosilec v nobenem računskem primeru parametrične študije ni izpostavljen nevarnosti uklona. Numerični model se je izkazal za uspešnega v požarni analizi ukrivljenega armiranobetonskega nosilca in se lahko aplicira tudi na primeru tunnelske obloge iz betona navadne trdnosti med požarom.

6.2 Vpliv luščenja betona na požarno odpornost predora

V tej študiji prikažemo požarno analizo enoslojnega ukrivljenega AB nosilca. Poudarek je na delni povezavi med toplotno-vlažnostnim in mehanskim delom požarne analize, ki je določena z algoritmom v petem poglavju v oknu 5.3. Z delno povezano analizo lahko zaznamo in opišemo pojav eksplozijskega luščenja betona ter s pomočjo pogojev za nastanek eksplozijskega luščenja betona ocenimo čas nastanka ter debelino sloja betona, ki se odlušči. Tako prikažemo vpliv debeline in dolžine območja eksplozijskega luščenja na nosilnost in stabilnost obravnavane konstrukcije.

Požarno analizo izvedemo na referenčnem nosilcu, ki smo ga predstavili v prvi parametrični študiji, zato veljajo enaki materialni in geometrijski podatki, kot so podani na sliki 6.1. V prvi fazi požarne analize temperaturo požarnega prostora določimo na poenostavljen način z HC požarno krivuljo [2]. To pomeni, da je vzdolž ukrivljenega nosilca enako temperaturno polje. V drugi fazi požarne analize v toplotno-vlažnostnem delu opazujemo časovni razvoj termodinamičnih spremenljivk le po višini prereza, zato betonski prerez modeliramo z odsekom prereza (slika 6.8a). Robni pogoji toplotno-vlažnostnega dela so predstavljeni v preglednici 6.5.



Slika 6.8: a) Mreža končnih elementov v prerezu pred luščenjem b) Mreža končnih elementov v prerezu po luščenju.

Figure 6.8: a) Cross-section meshing before spalling. b) Cross-section meshing after spalling.

Levi in desni rob odseka prereza, ki ga uporabimo v toplotno-vlažnostnem delu, sta izolirana. Kot začetno vrednost vsebnosti vodne pare v porah betona privzamemo $\tilde{\rho}_{v,0} = 0.0185 \text{ kg/m}^3$ (100 % relativna zračna vlažnost) in kot začetno količino proste vode v 1 m^3 betona $\tilde{\rho}_{\text{FW}}^0 = 60 \text{ kg/m}^3$. Količina vodne pare na robu $\tilde{\rho}_{v,\infty} = 0.0148 \text{ kg/m}^3$ ustreza 80 % relativni vlažnosti zunanjega zraka. Začetna poroznost betona

Preglednica 6.5: Robni pogoji za toplotno-vlažnostni del.

Table 6.5: Boundary conditions for heat and mass transfer analysis.

	zgornji rob (proti zemljini)	spodnji rob (izpostavljen požaru)
T	$q_T = q_T (T_\infty = 20^\circ\text{C})$	$q_T = q_T (T_\infty = T_{\text{HC}})$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$

pred segrevanjem je enaka $p_{\text{or}}^0 = 0.09$, medtem ko je prepustnost betona $K = 2 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. V mehanskem delu požarne analize upoštevamo materialna modela za beton in armaturno jeklo po SIST EN 1992-1-2 [63]. Za materialne podatke betona C25/30 in armaturnega jekla S500 pri sobni temperaturi ($T = 20^\circ\text{C}$) privzamemo naslednje materialne parametre: tlačna trdnost betona je $f_{c,20} = 3.3 \text{ kN/cm}^2$, elastični modul betona je $E_c = 3100 \text{ MPa}$ in meja tečenja armaturnega jekla je enaka $f_{ys,20} = 50 \text{ kN/cm}^2$.

Pogoje za nastanek eksplozijskega luščenja betona privzamemo po [28], kjer je začetek luščenja pogojen z maksimalnimi pornimi tlaki in sicer pri temperaturah okoli 200°C . Tako v požarni analizi upoštevamo začetek luščenja betona, ko porni tlaki dosežejo maksimalne vrednosti in hkrati temperature dosežejo vrednosti med 200 in 250°C . V preglednici 6.6 so prikazane vrednosti maksimalnih pornih tlakov P_G pri temperaturah med 200 in 250°C ter časi, pri katerih sta izpolnjena oba pogoja, ter debelina betona d_{spal} , ki se pri teh pogojih odlučči. V nadaljevanju obravnavamo vse tri čase t_{spal} ob predpostavki, da se luščenje lahko zgodi tudi pri časih $t_{\text{spal}2} = 23 \text{ min}$ oziroma $t_{\text{spal}3} = 38 \text{ min}$, v koliko se še ni zgodilo pri časih $t_{\text{spal}1} = 12 \text{ min}$ oziroma $t_{\text{spal}2} = 23 \text{ min}$.

Preglednica 6.6: Porni tlaki P_G , temperature T in debeline sloja luščenja d_{spal} pri časih luščenja t_{spal} .
Table 6.6: Pore pressures P_G , temperatures T and concrete spalling layers d_{spal} at spalling times t_{spal} .

t_{spal} [min]	P_G [MPa]	T [°C]	d_{spal} [cm]
12	7.9	236	2
23	8.5	239	3
38	8.6	240	4

Požarna analiza poteka delno povezano med toplotno-vlažnostnim in mehanskim delom, zato je obravnavani nosilec izpostavljen sočasemu delovanju mehanske obtežbe zaradi vpliva zemljine in temperaturne obtežbe. S temperaturno obtežbo, ki smo jo določili v toplotno-vlažnostnem delu, obremenimo nosilec do časa $t_{\text{spal},i}$, ($i = 1, 2, 3$). Ko so izpolnjeni prej opisani pogoji za nastanek eksplozijskega luščenja betona, se začetni prerez nosilca zmanjša za odlučeno debelino $d_{\text{spal},i}$, ($i = 1, 2, 3$). Nosilca zato ne moremo več obremenjevati s prvotno temperaturno obtežbo, saj se z odlučnim slojem spremeni razporeditev pornih tlakov in temperatur po prerezu. Toplotno-vlažnostni del zato nadaljujemo z novo porazdelitvijo pornih tlakov in temperatur po reduciranem prerezu v skladu z algoritmom za delno povezano požarno analizo. Pri tem mrežo končnih elementov v reduciranem prečnem prerezu zgostimo ter ustrezno spremenimo časovni korak (preglednica 6.7). Do trenutka luščenja betona $t_{\text{spal},i}$, ($i = 1, 2, 3$) ima analizirani odsek prečnega prereza 120 elementov po višini (slika 6.8a), po luščenju pa število elementov v analizi podvojimo (slika 6.8b). Z novo mrežo končnih elementov in spremenjenimi časovnimi koraki, ki jih izberemo na podlagi parametrične študije, preprečimo nihanje rezultatov v izračunu – nu-

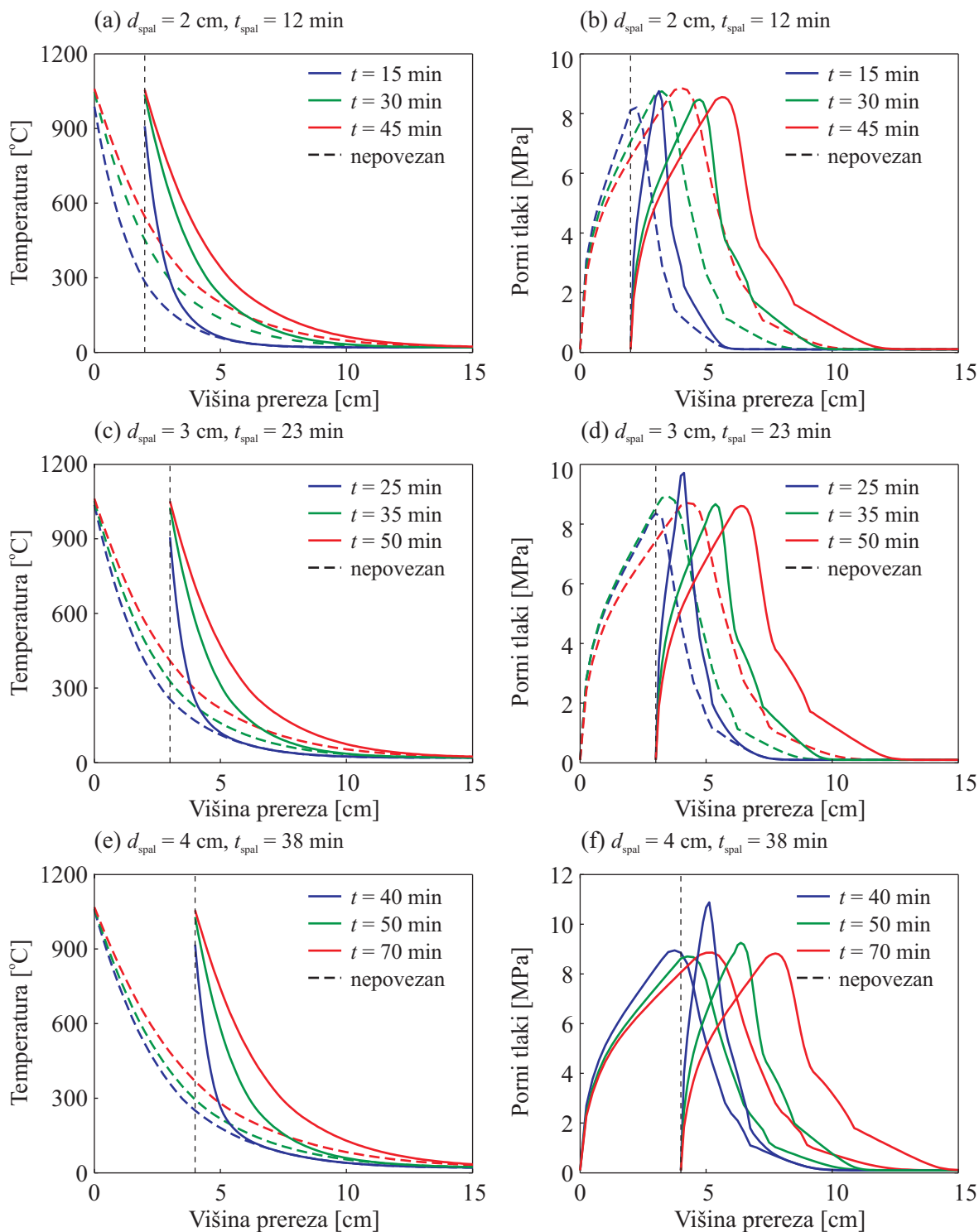
merični 'šok'. Končni računski čas toplotno-vlažnostnega dela je 180 min. Z novo določenim temperaturnim poljem (obtežbo) v mehanskem delu požarne analize obremenimo nosilec od časa luščenja $t_{spal,i}$, ($i = 1, 2, 3$) do končnega časa - 180 minut. Algoritem delno povezanega modela omogoča večkratne popravke temperaturnega polja v toplotno-vlažnostnem delu in geometrije v mehanskem delu zaradi eksplozijskega luščenja, vendar v predstavljeni študiji privzamemo, da se eksplozijsko luščenje zgodi le enkrat.

Preglednica 6.7: Časovni koraki in trajanje časovnih intervalov v toplotno-vlažnostnem izračunu.

Table 6.7: Time steps and time intervals in heat and mass transfer analysis.

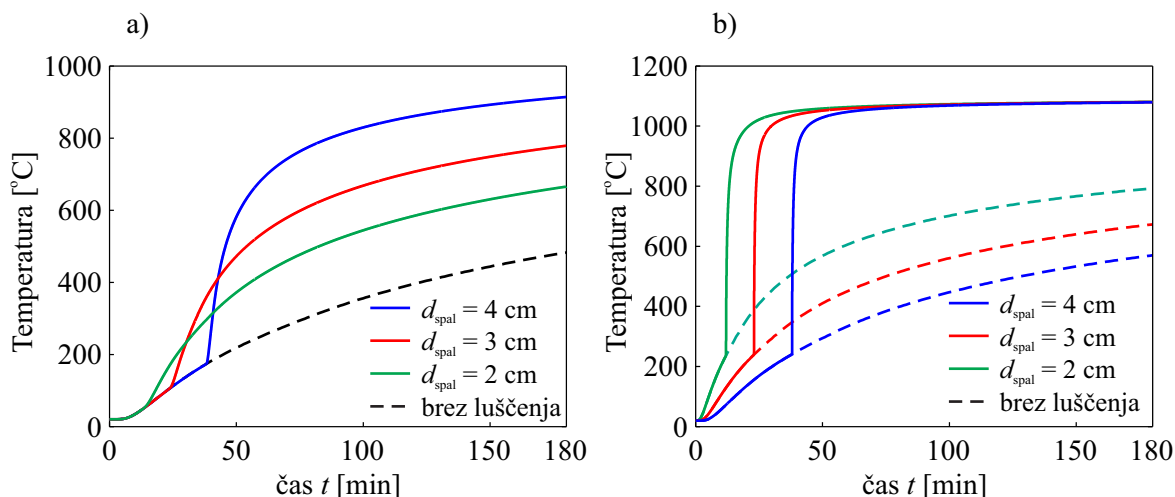
Časovni korak intervala (s)	Trajanje časovnega intervala (min)		
	$d_{spal} = 2$ cm	$d_{spal} = 3$ cm	$d_{spal} = 4$ cm
0.5	0 - 12	0 - 23	0 - 38
0.1	13 - 15	24 - 25	39 - 40
0.5	16 - 60	26 - 60	41 - 60
1	61 - 90	61 - 90	61 - 90
2	91 - 180	91 - 180	91 - 180

Na sliki 6.9 so prikazani rezultati toplotno-vlažnostnega dela, in sicer porazdelitev temperatur in pornih tlakov po višini prereza pri različni časih za nepovezan in povezan model. Razlika med porazdelitvijo temperatur za povezan in nepovezan model je precejšnja, kar se zlasti kaže na območju luščenja, kjer se v povezanem modelu pojavi velik skok temperatur. Pravilna razporeditev temperatur po prerezu je zelo pomembna, saj v mehanskem delu požarne analize vpliva neposredno na materialne lastnosti betona in armature ter s tem na nosilnost in stabilnost loka. Iz porazdelitve temperatur in pornih tlakov je tudi razvidno, da se razlika med povezanim in nepovezanim modelom zmanjša oziroma izniči proti notranjosti prereza približno med 10 in 15 cm od izpostavljenega roba začetnega prereza. Na sliki 6.10a je prikazan časovni razvoj temperatur v točki 5 cm od roba prereza, kjer se nahaja izbrana armatura, medtem ko slika 6.10b prikazuje potek temperatur v točkah, kjer se pojavi luščenje. Ravnina, v kateri je pozicionirana armatura, je do trenutka luščenja ($t_{spal1} = 12$ min, $t_{spal2} = 23$ min in $t_{spal3} = 38$ min) oddaljena 5 cm od roba prereza, ki je izpostavljen požarnemu vplivu. Po luščenju se prvotna razdalja zmanjša za debelino luščenja, zato je armatura od roba zmanjšane prereza lahko oddaljena zgolj 1 cm v primeru največjega luščenja $d_{spal} = 4$ cm. Tako je izpostavljena hitrejšemu ogrevanju, kar se na sliki 6.10a kaže v skoku temperature od trenutka luščenja naprej. Podoben skok temperature velja tudi za točke, v katerih se pojavi luščenje. Le-te se od začetka luščenja naprej nahajajo na robu zmanjšane prereza in so izpostavljene hitrejšemu ogrevanju. Da bi opisali celoten vpliv eksplozijskega luščenja betona na obravnavano konstrukcijo, moramo določiti še območje luščenja. Za območje luščenja privzamemo volumen, ki ga definirajo debelina luščenja d_{spal} , celotna širina nosilca in dolžina L_{spal} območja luščenja vzdolž nosilca. Dolžine območja luščenja L_{spal} ne določimo s kriterijem, temveč v parametrični študiji raziščemo, kako velikost in pozicija L_{spal} vplivata na nosilnost in stabilnost enoslojnega ukrivljenega AB nosilca. V nadaljevanju predstavimo vpliv dolžine in lege območja luščenja L_{spal} na pomike v referenčnih točkah A in B ter deformacijske lege referenčnega nosilca (slika 6.1) in kritični čas t_{cr} konstrukcije. V analizi privzamemo konstantno vrednost zvezne obtežbe $p_R = 810$ kN/m, ki je posledica pritiska zemljine. Togost zemljine, s katero omejimo deformiranje nosilca, upoštevamo z elastičnima moduloma zemljine $E_{zem} = 10$ MPa in $E_{zem} = 30$ MPa ($\nu_{zem} = 0.33$, v obeh primerih). Z elastičnim modulom $E_{zem} = 10$



Slika 6.9: Porazdelitev temperatur in pornih tlakov po prerezu za povezan in nepovezan model.
 Figure 6.9: The distribution temperatures and pore pressures over the cross-section for coupled and uncoupled model.

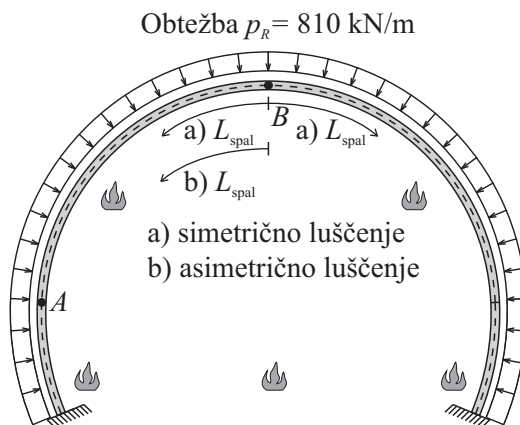
MPa modeliramo podajno zemljino, ki slabo omeji deformiranje nosilca, medtem ko z upoštevanjem elastičnega modula $E_{zem} = 30$ MPa modeliramo relativno toga zemljino. Ker smo že v prvi parametrični študiji ugotovili, da višja togost zemljine ugodno vpliva na nosilnost in stabilnost nosilca, v tej študiji



Slika 6.10: Časovni razvoj temperatur a) v točki na mestu armature in b) v točkah, kjer nastopi luščenje ($d_{spal} = 2, 3, 4$ cm).

Figure 6.10: Time development of temperatures in (a) steel reinforcement position and (b) in points where concrete spalling occurs ($d_{spal} = 2, 3, 4$ cm).

analiziramo vpliv toge in podajne zemljine v kombinaciji z dolžino območja luščenja L_{spal} . Na sliki 6.11 sta označena primera, različne dolžine in lege območja luščenja L_{spal} , ki ju upoštevamo v parametrični študiji za različne debeline luščenja $d_{spal} = 2, 3, 4$ cm.



Slika 6.11: Shema a) simetričnega in b) asimetričnega luščenja.

Figure 6.11: Examples of spalling.

V primeru simetričnega luščenja, ki je na sliki 6.11 označeno z a), prerez nosilca odluščimo levo in desno od referenčne točke B (sredina nosilca) za dolžino luščenja L_{spal} . Računske primere s simetričnim luščenjem v parametrični študiji označimo s črko S. Primer asimetričnega luščenja je na sliki 6.11 označen z b) ter upošteva, da prerez nosilca odluščimo zgolj v levo od referenčne točke B za dolžino luščenja L_{spal} . Takšne računske primere v parametrični študiji označimo s črko A.

V preglednicah 6.8, 6.9 in 6.10 predstavimo kritične čase t_{cr} konstrukcije za delno povezan model.

Upoštevamo primere luščenja $d_{spal} = 2, 3, 4$ cm in različne dolžine območja luščenja L_{spal} ter načine luščenja (simetrično ali asimetrično).

Preglednica 6.8: Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja $d_{spal} = 2$ cm.

Table 6.8: Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 2$ cm.

L_{spal} (cm)	$E_{zem} = 10$ MPa, $p_R = 810$ kN/m		$E_{zem} = 30$ MPa, $p_R = 810$ kN/m	
	Simetrično luščenje	Asimetrično luščenje	Simetrično luščenje	Asimetrično luščenje
	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)
100	> 180	148	> 180	> 180
200	> 180	110	> 180	> 180
300	160	94	> 180	> 180
400	133	83	> 180	> 180
500	107	81	> 180	141
600	100	86	> 180	132
700	102	99	> 180	146

Rezultati, kjer smo upoštevali podajno zemljino ($E_{zem} = 10$ MPa) kažejo, da je asimetrično luščenje precej bolj neugodno za nosilnost in stabilnost konstrukcije kot simetrično luščenje. Pri simetrični obliki luščenja dolžini $L_{spal} = 100$ cm in $L_{spal} = 200$ cm ne povzročita porušitve konstrukcije v okviru računskega časa, medtem ko pri asimetrični obliki luščenja že najkrajša dolžina $L_{spal} = 100$ cm povzroči porušitev konstrukcije ($t_{cr} = 148$ min). Pri obeh oblikah luščenja se sicer kaže trend, da z večanjem dolžine luščenja L_{spal} kritični čas t_{cr} konstrukcije najprej pada potem pa nazaj narašča. Pri asimetrični obliki sta padec in rast kritičnega časa t_{cr} precej bolj izrazita.

Preglednica 6.9: Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja $d_{spal} = 3$ cm.

Table 6.9: Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 3$ cm.

L_{spal} (cm)	$E_{zem} = 10$ MPa, $p_R = 810$ kN/m		$E_{zem} = 30$ MPa, $p_R = 810$ kN/m	
	Simetrično luščenje	Asimetrično luščenje	Simetrično luščenje	Asimetrično luščenje
	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)	t_{cr} (min)
100	> 180	136	> 180	> 180
200	> 180	97	> 180	> 180
300	156	74	> 180	> 180
400	112	62	> 180	150
500	91	59	> 180	106
600	81	68	159	98
700	87	91	136	108

Primer, kjer smo upoštevali relativno togo zemljino ($E_{zem} = 30$ MPa), je še enkrat potrdil ugoden vpliv toge zemljine na nosilnost in stabilnost konstrukcije. Kritični časi t_{cr} konstrukcije so precej daljši kot v primeru podajne zemljine, saj v primeru simetrične oblike luščenja porušitev konstrukcije sploh ne nastopi. Pri asimetrični obliki se porušitev konstrukcije sicer zgodi, vendar pri precej večjem območju

luščenja $L_{spal} \geq 500$ cm kot v primeru podajne zemljine. Tudi v primeru relativno toge zemljine se ponovi trend, da z večanjem dolžine luščenja L_{spal} kritični čas t_{cr} konstrukcije najprej pada potem pa raste. Trend padanja oziroma rasti je tudi v tem primeru bolj izrazit pri asimetrični obliki luščenja.

Preglednica 6.10: Kritični časi konstrukcije za različne vrednosti L_{spal} pri debelini luščenja

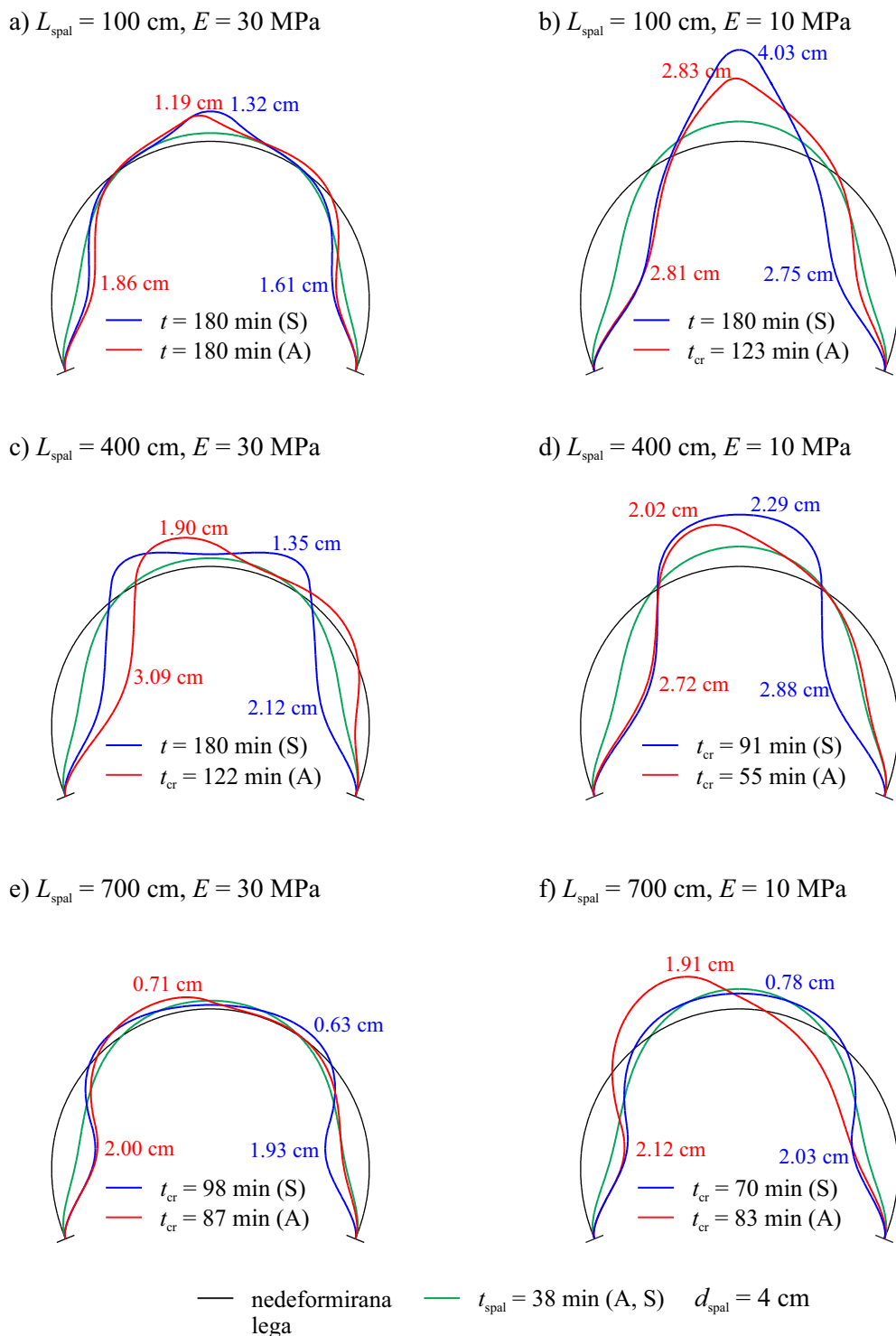
$$d_{spal} = 4 \text{ cm.}$$

Table 6.10: Critical times for different values of L_{spal} for spalling case $d_{spal} = 4$ cm.

L_{spal} (cm)	$E_{zem} = 10$ MPa, $p_R = 810$ kN/m		$E_{zem} = 30$ MPa, $p_R = 810$ kN/m	
	Simetrično luščenje t_{cr} (min)	Asimetrično luščenje t_{cr} (min)	Simetrično luščenje t_{cr} (min)	Asimetrično luščenje t_{cr} (min)
100	> 180	123	> 180	> 180
200	> 180	109	> 180	> 180
300	150	63	> 180	> 180
400	91	55	> 180	122
500	71	55	> 180	79
600	64	65	128	71
700	70	83	98	87

Rezultati v preglednicah 6.9 in 6.10 za primera luščenja $d_{spal} = 3$ cm in $d_{spal} = 4$ cm sledijo trendom, ki smo jih opisali za primer luščenja $d_{spal} = 2$ cm. Tudi v teh primerih je asimetrična oblika luščenja bolj neugodna za konstrukcijo kot simetrična oblika ter kritični čas t_{cr} konstrukcije se z večanjem dolžine luščenja L_{spal} najprej krajša potem pa raste tako za simetrično kot asimetrično obliko luščenja. Krajšanje oziroma naraščanje kritičnega časa t_{cr} je bolj izrazito pri asimetrični obliki luščenja. Večja togost zemljine pozitivno deluje na kritični čas konstrukcije za obe obliki luščenja, saj so kritični časi večji kot v primeru podajne zemljine. Glavna odstopanja med rezultati za različne debeline luščenja $d_{spal} = 2, 3, 4$ cm in za različne oblike luščenja so v vrednostih kritičnih časov. Pričakovano so najvišji kritični časi konstrukcije pri najmanjši debelini luščenja $d_{spal} = 2$ cm in najnižji kritični časi pri največji debelini luščenja $d_{spal} = 4$ cm.

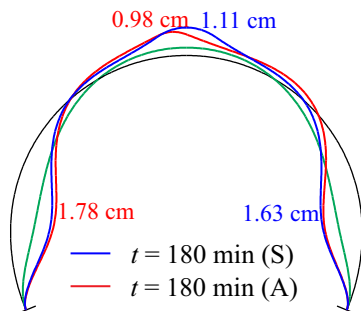
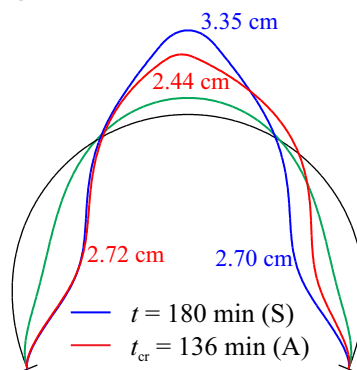
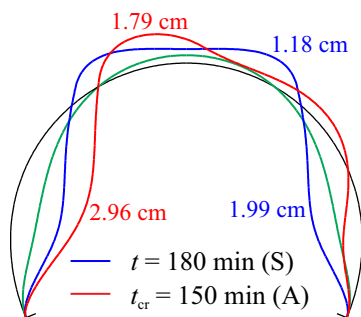
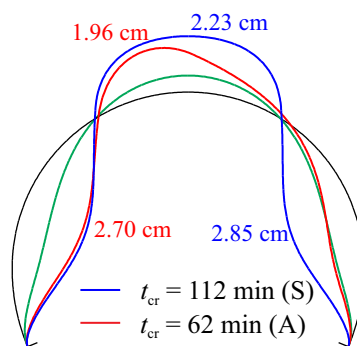
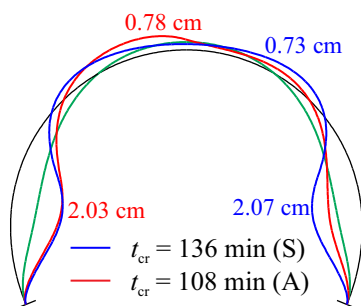
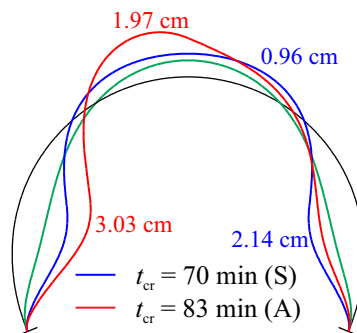
Prikažemo še vpliv dolžine območja luščenja L_{spal} in način luščenja (simetrično ali asimetrično) na deformiranje nosilca oziroma na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca, in sicer za primer luščenja $d_{spal} = 4$ cm pri času $t_{spal3} = 38$ min. Rezultati pomikov v referenčnih točkah A in B ob upoštevanju podajne in toge zemljine ($E_{zem} = 10$ MPa, $E_{zem} = 30$ MPa) so predstavljeni na sliki 6.12. V primeru toge zemljine ($E_{zem} = 30$ MPa) so pomiki za asimetrično obliko luščenja nekoliko večji kot pri simetrični obliki. Na splošno so pomiki v horizontalni smeri večji kot v vertikalni smeri, kar je posledica delovanja vzmeti tj. zemljine. Vpliv asimetrične oblike luščenja se od simetrične oblike razlikuje predvsem v obliki deformirane lege nosilca, saj le-ta sledi obliki luščenja. Če simetrično odluščimo del nosilca, potem so tudi pomiki nosilca simetrični. Podobno velja tudi v primeru asimetričnega luščenja nosilca, kjer nastopijo asimetrični pomiki nosilca. Rezultati primera, kjer upoštevamo podajno zemljino ($E_{zem} = 10$ MPa), so precej podobni tistim za togo zemljino, le da so vrednosti pomikov večje, saj zemljina manj vpliva na deformiranje nosilca. Oblike deformiranih leg pa so podobne. Vpliv dolžine območja luščenja L_{spal} in načina luščenja (simetrično ali asimetrično) na deformiranje nosilca za delno povezan model prikažemo še za primer luščenja $d_{spal} = 3$ cm pri času $t_{spal2} = 23$ min. Rezultati pomikov v referenčnih



Slika 6.12: Pomika v referenčnih točkah A in B nosilca za primer debeline luščenja $d_{spal} = 4 \text{ cm}$.

Figure 6.12: Displacements in reference nodes A and B for spalling case $d_{spal} = 4 \text{ cm}$.

točkah A in B za obe zemljini ($E_{zem} = 10 \text{ MPa}$, $E_{zem} = 30 \text{ MPa}$) so prikazani na sliki 6.13 in so podobni tistim za primer luščenja $d_{spal} = 4 \text{ cm}$. Deformirane lege nosilcev se dobro ujemajo, medtem ko vrednosti pomikov odstopajo. Pomiki so večji za primer luščenja $d_{spal} = 4 \text{ cm}$, kar je pričakovano, saj je prerez nosilca bolj oslabljen. To velja za togo in podajno zemljino ob upoštevanju dolžine luščenja

a) $L_{spal} = 100 \text{ cm}$, $E = 30 \text{ MPa}$ b) $L_{spal} = 100 \text{ cm}$, $E = 10 \text{ MPa}$ c) $L_{spal} = 400 \text{ cm}$, $E = 30 \text{ MPa}$ d) $L_{spal} = 400 \text{ cm}$, $E = 10 \text{ MPa}$ e) $L_{spal} = 700 \text{ cm}$, $E = 30 \text{ MPa}$ f) $L_{spal} = 700 \text{ cm}$, $E = 10 \text{ MPa}$ 

— nedeformirana lega — $t_{spal} = 23 \text{ min (A, S)}$ $d_{spal} = 3 \text{ cm}$

Slika 6.13: Pomika v referenčnih točkah A in B nosilca za primer debeline luščenja $d_{spal} = 3 \text{ cm}$.Figure 6.13: Displacements in reference nodes A and B for spalling case $d_{spal} = 3 \text{ cm}$.

$L_{spal} = 100 \text{ cm}$ in $L_{spal} = 400 \text{ cm}$. Pri največji dolžini luščenja $L_{spal} = 700 \text{ cm}$ pa so pomiki v primeru toge zemljine približno enaki, v primeru podajne zemljine pa za primer luščenja $d_{spal} = 3 \text{ cm}$ celo večji.

V nadaljevanju prikažemo še razliko med delno povezanim in nepovezanim modelom. V obeh primerih sta privzeti debelini luščenja $d_{spal} = 2 \text{ cm}$ in $d_{spal} = 4 \text{ cm}$, dolžina luščenja $L_{spal} = 600 \text{ cm}$ ter vpliv

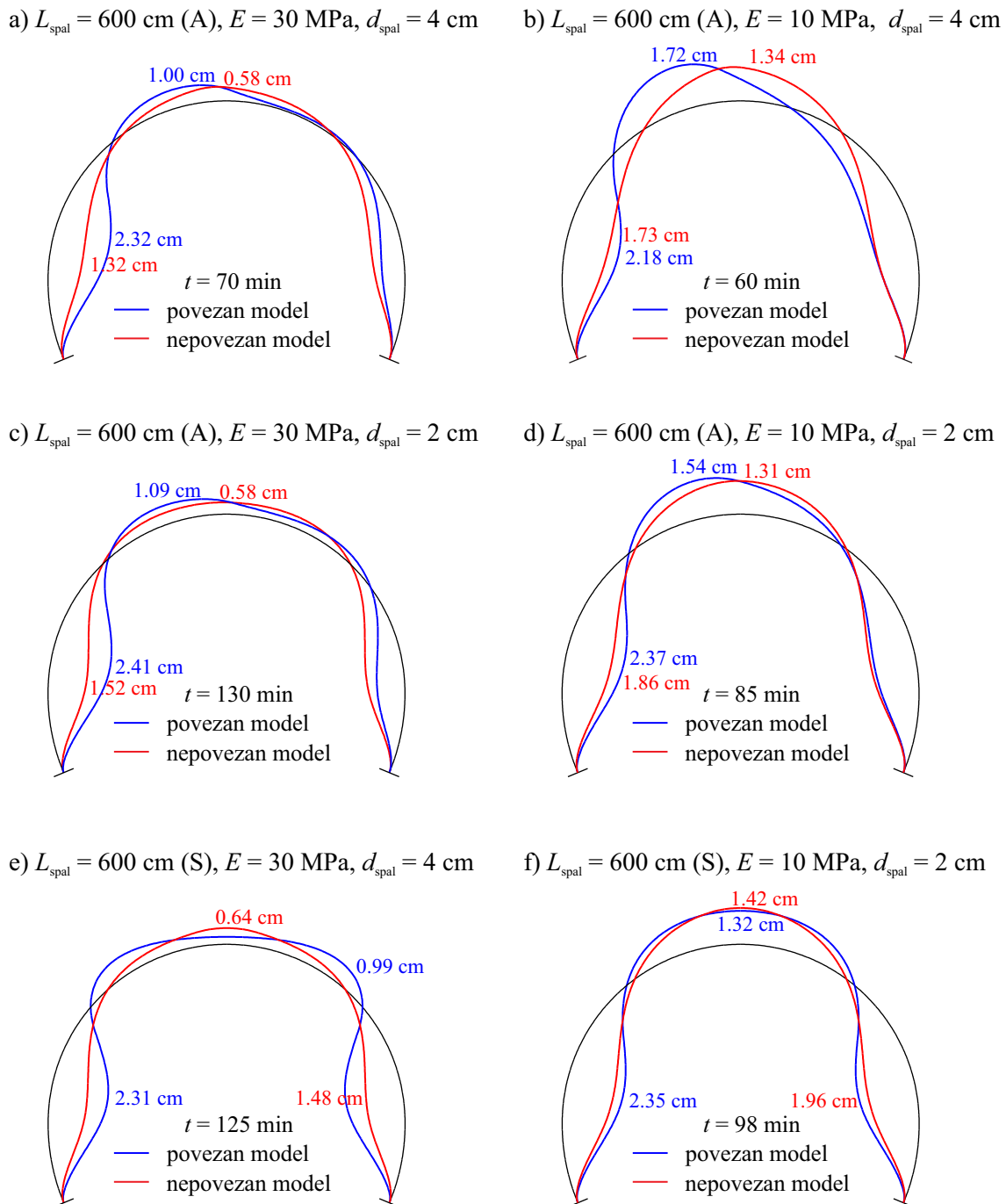
toge in podajne zemljine.

Preglednica 6.11: Kritični časi konstrukcije za nepovezan model pri debelini lušččenja $d_{spal} = 2$ in $d_{spal} = 4$ cm.

Table 6.11: Critical times for uncoupled model for spalling cases $d_{spal} = 2$ and $d_{spal} = 4$ cm.

d_{spal} (cm)	t_{cr} (min), $E_{zem} = 10$ MPa		t_{cr} (min), $E_{zem} = 30$ MPa	
	Simetrično lušččenje	Asimetrično lušččenje	Simetrično lušččenje	Asimetrično lušččenje
2	167	162	> 180	> 180
4	167	154	> 180	> 180

Če kritične čase iz preglednice 6.11 za nepovezan model primerjamo s časi za delno povezan model v preglednici 6.10, so le-ti precej daljši. Zlasti v primeru podajne zemljine se kritični časi razlikuje tudi do 2.5 krat pri debelini lušččenja $d_{spal} = 4$ cm. Za debelino lušččenja $d_{spal} = 2$ cm je razlika med kritičnimi časi manjša. Pri togi zemljini so odstopanja med kritičnimi časi manjša, a še vedno nezanemarljiva, saj v primeru debeline lušččenja $d_{spal} = 4$ cm pri nepovezanem modelu ne pride do porušitve ($t_{cr} > 180$ min), medtem kot se pri delno povezanem modelu lok poruši pri $t_{cr} = 128$ min za simetrično obliko lušččenja oziroma pri $t_{cr} = 71$ min za asimetrično obliko lušččenja. Ta ugotovitev dodatno potrjuje zahtevo po uporabi delno povezanega modela za analizo konstrukcij, ki so izpostavljene eksplozijskemu lušččenju betona. Deformacijske oblike nosilca so v obeh primerih podobne (slika 6.14), pri čemer se oblike boljše ujemajo pri togi zemljini kot pri podajni. Ključno v analizi je, da smo s pomočjo predstavljenega algoritma za delno povezan model upoštevali medsebojni vpliv toplotno-vlažnostnega in mehanskega dela požarne analize. V obeh delih požarne analize smo upoštevali reduciran prerez, še bolj pomembno pa je, da smo v toplotno-vlažnostnem delu upoštevali pomik robnih pogojev na reduciranem prerezu in njihov vpliv na porazdelitev temperatur in pornih tlakov v konstrukciji. V nepovezanem modelu smo upoštevali samo spremenjeno geometrijo, medtem ko nove porazdelitve temperatur in pornih tlakov po lušččenju nismo upoštevali, kar se je izkazalo za napačno predpostavko. Pomiki v referenčnih točkah za delno povezan model so precej večji, predvsem pa so kritični časi konstrukcije precej krajši. Analiza je pokazala, da je uporaba nepovezanega modela v požarni analizi konstrukcij, ki so izpostavljene nevarnosti eksplozijskega lušččenja, neprimerna.

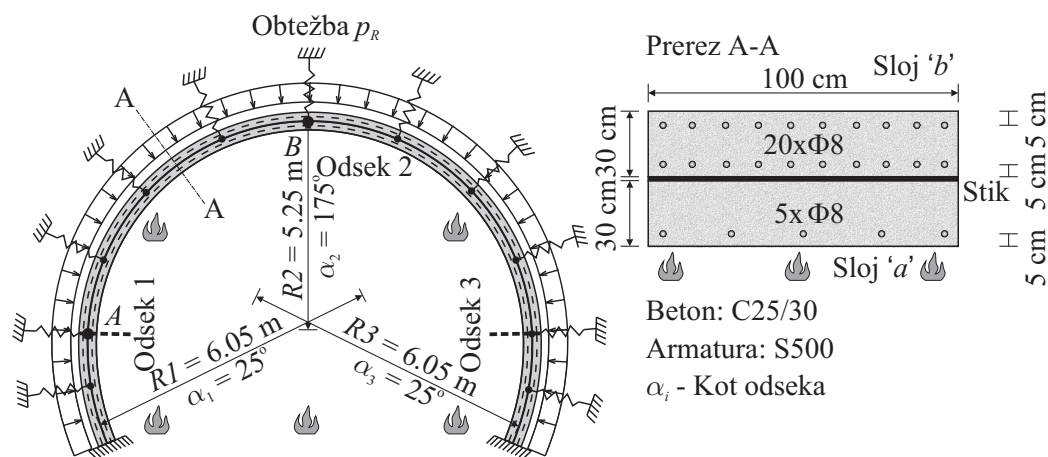


Slika 6.14: Pomika v referenčnih točkah A in B nosilca v primeru luščenja in brez luščenja.

Figure 6.14: Displacements in reference nodes A and B for spalling case and non-spalling case.

6.3 Delno razslojeni dvoslojni ukrivljeni armiranobetonski nosilec

V zadnjem računskem primeru predstavimo požarno analizo ukrivljenega armiranobetonskega kompozitnega nosilca, v kateri podrobno raziščemo vpliv podajnosti stika na nosilnost in stabilnost nosilca med požarom. Kompozitni nosilec je sestavljen iz slojev 'a' in 'b', kot je prikazano na sliki 6.15, saj so tudi konstrukcije predorov v večini primerov sestavljene iz zunanje in notranje obloge. Glavna funkcija



Slika 6.15: Prečni prerez predora.

Figure 6.15: Cross section of a tunnel tube.

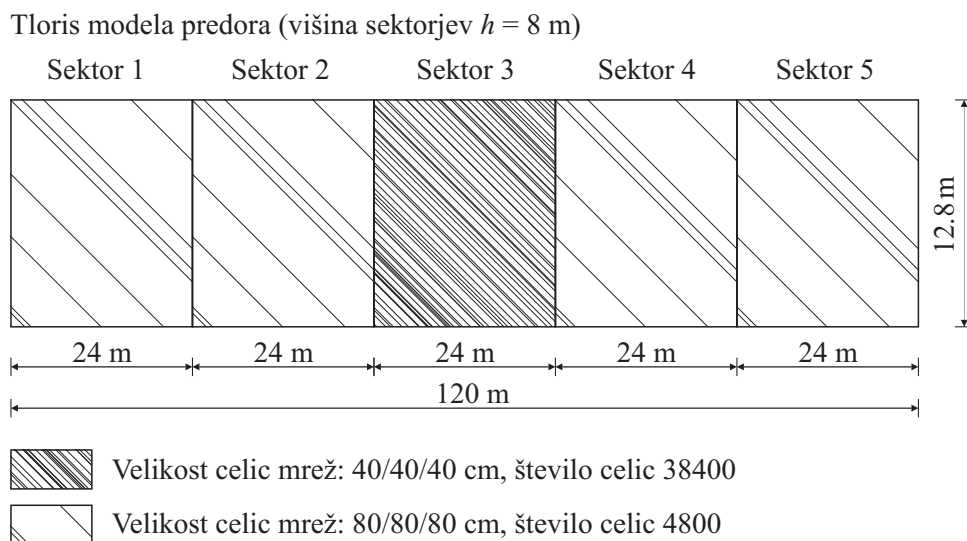
zunanje obloge ob zemljini je nosilnost konstrukcije, medtem ko notranja obloga deluje kot zaščita pred požarom in tudi kot dodatna nosilna konstrukcija. Zunanja obloga ob zemljini je izpostavljena vplivu zemljine, ki nanjo deluje kot zvezna obtežba, hkrati pa ovira njeno deformiranje. Notranja obloga praviloma ni obremenjena, vendar pa se v ekstremnih pogojih, kot je na primer požar, lahko močno deformira. Oblogi sodelujeta med seboj preko stika, zato želimo v požarni analizi kompozitnega nosilca s parametričnimi študijami raziskati vpliv stika med slojema ter z rezultati opisati odziv konstrukcije predora med požarom.

Požarno analizo izvedemo na nosilcu, ki je prikazan na sliki 6.15, kjer so predstavljeni tudi materialni in geometrijski podatki. Požarni scenarij v predoru oziroma požarno obtežbo določimo z računalniškim programom FDS [5]. Modeliranje poenostavimo z grafičnim vmesnikom PyroSim [47]. Z FDS-om [5] želimo simulirati realnejši časovni in krajevni razvoj požara v predoru, kjer nas predvsem zanima razporeditev temperatur po prostoru.

6.3.1 Razvoj požara v predoru

Tukaj predstavimo velikost in gostoto mreže računskega modela v FDS-u [5] in upoštevamo globalno kemijsko reakcijo v požarni analizi. Opišemo še lokacije gorljivih teles in količino energijo, ki jo sprostijo, toplotne lastnosti uporabljenih materialov in geometrijsko zasnovo požarnega prostora, ki nastopajo v izračunu.

Izbrani predor v računskem modelu obravnavamo kot en požarni sektor, ki meri v dolžino $L = 120$ m in ima prečni prerez, kot je prikazan na sliki 6.15. Računsko domeno zaradi možnosti vzporednega računanja razdelimo na 5 računskih območij (mrež). Vsako računsko območje (mreža) meri 24 m v dolžino, 12.8 m v širino in 8 m v višino. V računskih primerih so v mreži, kjer je simulirano gorenje, upoštevane celice velikosti 0.4 m x 0.4 m x 0.4 m. Preostalih pet mrež sestavljajo celice velikosti 0.8 m x 0.8 m x 0.8 m (slika 6.16). Celotno število celic v računskem modelu šteje 57600. Meje računskega prostora odpremo v vseh smereh razen v smeri negativne koordinate Z (ang. open mesh boundaries). S



Slika 6.16: Shema računskega modela predora.

Figure 6.16: Numerical model of tunnel.

tem preprečimo kopičenje dima in izsevane toplote okrog modela ter se izognemo napačnim napovedim rezultatov.

Preučevani predor poleg vhoda in izhoda nima drugih odprtín. V modelu je privzeto naravno prezračevanje, kar pomeni brez upoštevanja ventilatorjev in prezračevalnih loput. Ob predpisanih ventilacijskih pogojih je simuliran požar kontroliran z zalogo gorljivega materiala. V programu FDS [5] potek gorenja in širjenja požara kontroliramo tudi preko globalne kemijske reakcije v plinski fazi. Podajanje reakcije zahteva podatke o zgorevalni toploti ali količini sproščene toplote na enoto porabljenega kisika in podatke o razmerju števila atomov kemijskih elementov oziroma spojin, s katerimi se določi sestava goriva in produktov gorenja. V obravnavanem predoru pri analizi požarnih scenarijev privzamemo podatke za poliuretansko reakcijo po priločniku SFPE Handbook [82].

Predor je armiranobetonska konstrukcija, ki jo v računskem modelu modeliramo z elementi (ang. obstruction) in jim predpišemo materialne lastnosti betona iz knjižnice v FDS-u [5]. Tako za modeliranje notranje obloge predora, ki ima debelino 30 cm, in voziščne podlage uporabimo material beton (ang. concrete). V analizi upoštevamo naslednje materialne parametre za beton: gostoto $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, specifično toploto $c = 0.98 \text{ J/(kg K)}$, prevodnost $\lambda = 1.8 \text{ W/(m K)}$, emisivnost $\varepsilon = 0.9$ in absorptivnost $\alpha = 50 \cdot 10^4 \text{ 1/m}$.

V požarni analizi želimo določiti razporeditev temperatur po prostoru in ugotoviti območja maksimalnih temperatur, zato v programu FDS [5] po celotni dolžini modela predora in v prerezu okoli gorečega vozila namestimo merilnike adiabatne temperature na površini konstrukcije (ang. Adiabatic Surface Temperature). Adiabatna temperatura na površini obloge predora v programu FDS [5] predstavlja vpliv toplotnega toka iz zraka na trdno površino in je neodvisna od materialnih lastnosti površine [5]. Pomembno je poudariti, da adiabatna temperatura tako ni enaka ne temperaturi zraka in ne temperaturi površine trdne snovi. Primerna je kot vhodni parameter za druge numerične modele, s katerimi računamo prehod toplote po trdni snovi. Izračunane adiabatne temperature na površini obloge predora uporabimo kot vhodne

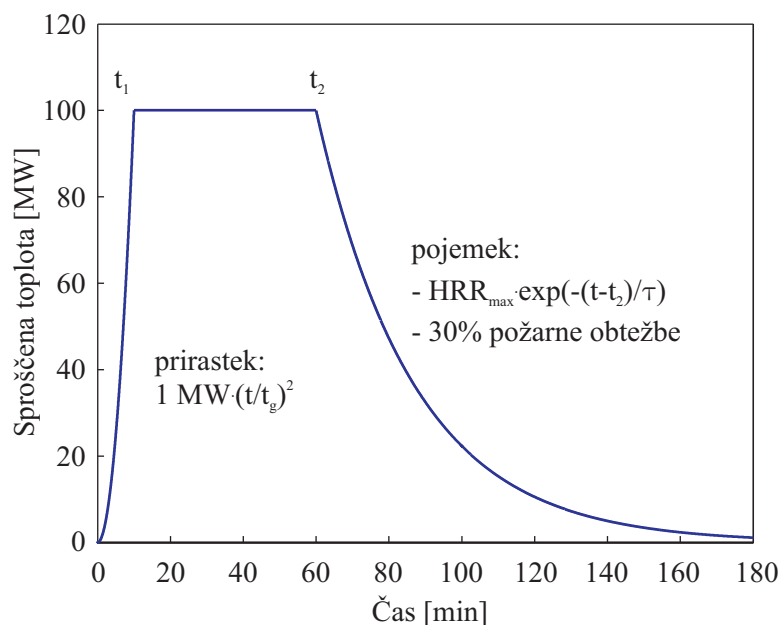
parametre v toplotno-vlažnostnem delu požarne analize.

Požarni scenarij v predoru

Za določitev požarnih scenarijev ni splošnih pravil, zato se ustrezni požarni scenariji izberejo na podlagi znanj in izkušenj o požarih. Pri izbiri ustreznega scenarija je ključno definiranje vira vžiga in količine toplote, ki se sprosti med požarom. V naši analizi požarno obtežbo obravnavanega predora predstavlja tovorno vozilo z vnetljivo vsebino. Pri požarnem scenariju smo upoštevali, da se vir vžiga nahaja v tovornem vozilu ter da razvit požar ostane lokaliziran in se ne širi naprej po predoru, na primer na sosednja vozila. Opis izbranega požarnega scenarija sledi v nadaljevanju.

Modeliranje vžiga in gorenja elementov, ki definirajo razvoj požara v prostoru, lahko poteka na več načinov. Teoretično najbolj realističen je pirolizni model, ki je vgrajen tudi v FDS [5]. Ta model zahteva veliko število različnih parametrov za opis kemičnih reakcij ter materialnih in toplotnih lastnosti materialov, ki jih je mogoče določiti le s pomočjo v ta namen izvedenih eksperimentov, in je zato preveč kompleksen za požarno analizo. V požarni analizi zato uporabimo preprostejši in bolj razširjen pristop modeliranja požara, ki zahteva manj vhodnih parametrov. Ta pristop je na primeru stanovanjskega objekta podrobno prikazan v diplomski nalogi Hučeve [48]. Požar modeliramo tako, da poleg materialnih lastnosti, gorljivim telesom v prostoru predpišemo še potek hitrosti sproščanja toplote (ang. Heat Release Rate - HRR) s pripadajočo temperaturo vžiga. Modeliranje lahko še dodatno poenostavimo tako, da se v naprej predpisan potek HRR pripiše večji površini dela požarnega sektorja, ki nadomesti gorenje posameznih teles v prostoru. Takšna poenostavitev je primerna za simulacije polno razvitih požarov.

V požarni analizi obravnavanega predora privzamemo idealizirano projektno sproščanje toplote po [49] s predpisanim potekom HRR, ki je prikazan na sliki 6.17. Le-ta prikazuje sproščanje toplote v odvisnosti

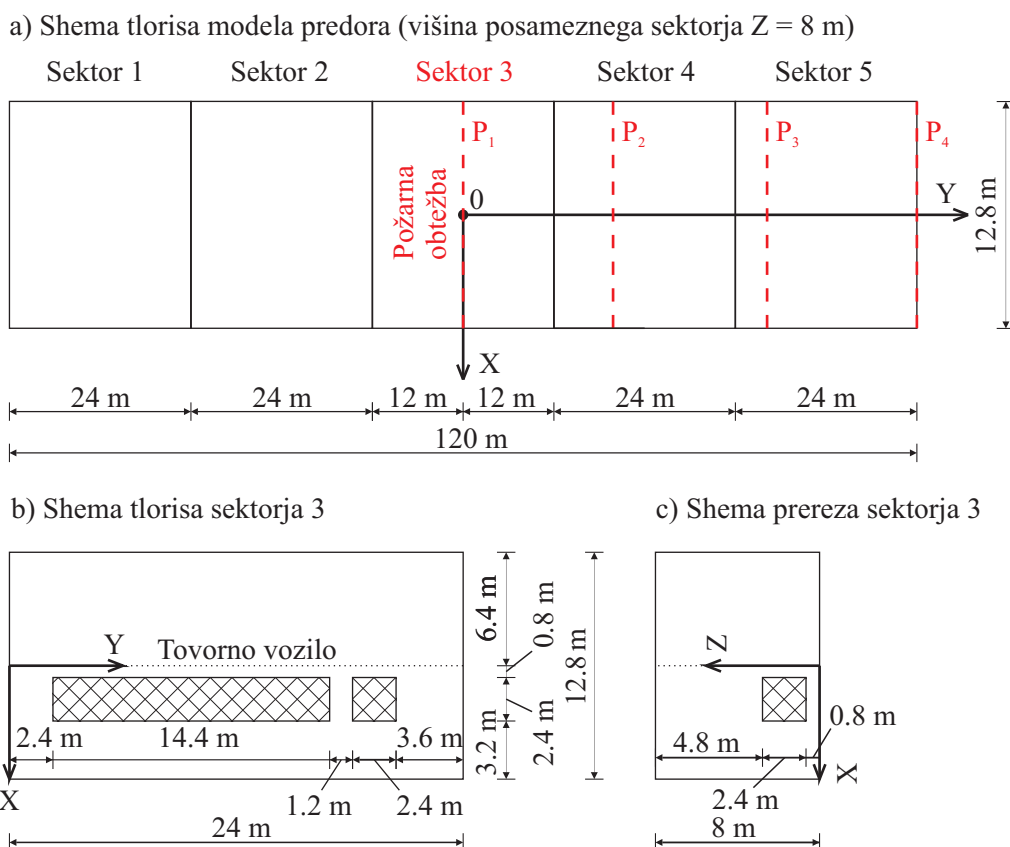


Slika 6.17: HRR krivulja. Pripadajoči parametri so: $t_g = 60 \text{ s}$, $t_1 = 600 \text{ s}$, $t_2 = 3600 \text{ s}$, $\tau = 1600 \text{ s}$.

Figure 6.17: HRR curve. Parameter values are: $t_g = 60 \text{ s}$, $t_1 = 600 \text{ s}$, $t_2 = 3600 \text{ s}$, $\tau = 1600 \text{ s}$.

od časa trajanja požara. Maksimalna hitrost sproščanja toplote je označena s HRR_{max} [MW] in je enaka

vrednosti krivulje na območju platoja. Plato krivulje se zaključi, ko dogori 70 % celotne požarne obtežbe, pri čemer preostalih 30 % dogori v fazi pojemanja požara. Za modeliranje požara v predoru uporabimo poenostavljeno metodo, kjer obravnavamo polno razvit požar oziroma sočasno gorenje tovornega vozila. Celotno požarno obtežbo tovornega vozila s predpisanim potekom HRR razdelimo na več površin, ki predstavljajo obliko tovornega vozila [49]. Drugih gorljivih teles v modelu ne upoštevamo. Podatki o površinah, koordinatnem sistemu modela, prečnih prerezih $P_1 - P_4$ in geometriji so predstavljeni na sliki 6.18. Glede na maksimalno hitrost sproščanja toplote HRR_{max} in velikost površine, s katerimi



Slika 6.18: Površine za modeliranje tovornega vozila.

Figure 6.18: Surfaces used for modelling heavy-goods vehicle.

modeliramo tovorno vozilo, lahko določimo sproščanje toplote na enoto površine HRR_{PUA} [kW/m^2]:

$$HRR_{PUA} = \frac{HRR_{MAX}}{A} = \frac{100000 \text{ kW}}{(14.4 \cdot 2.4 \cdot 4 + 2.4 \cdot 2.4 \cdot 8) \text{ m}^2} = 542 \text{ kW}/\text{m}^2 \quad (6.2)$$

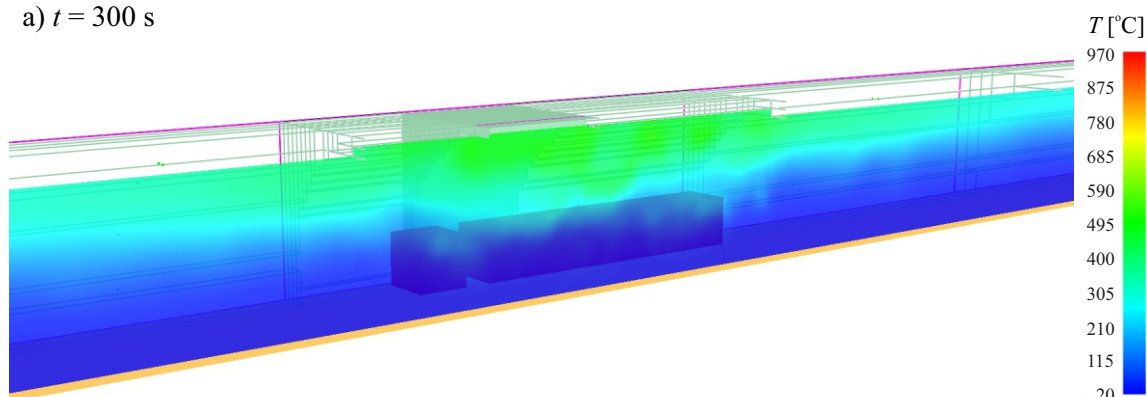
S toploto na enoto površine HRR_{PUA} "obremenimo" posamezne površine v modelu.

6.3.2 Rezultati požarne analize

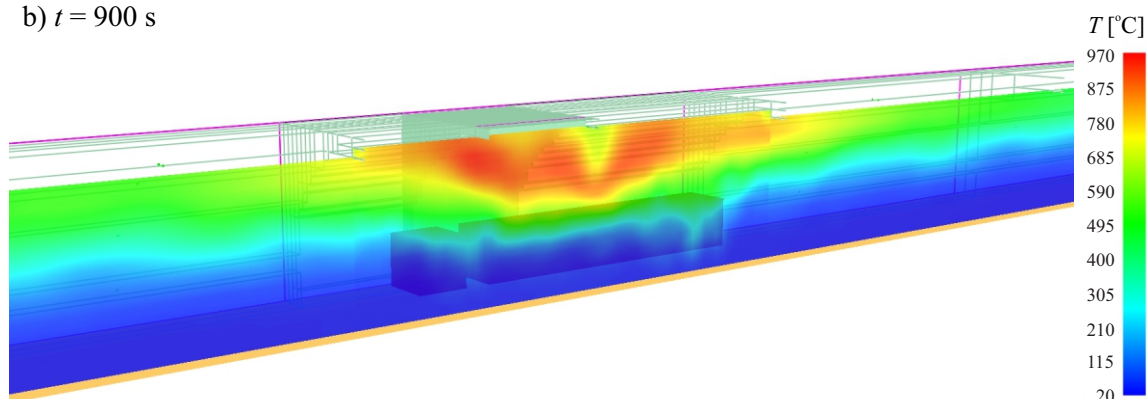
V tem poglavju so prikazani rezultati požarne analize za obravnavani predor. Med vsemi možnimi rezultati nas najbolj zanimajo maksimalne adiabatne temperature na površini konstrukcije predora, ki jih uporabimo v toplotno-vlažnostni delu požarne analize. Najprej na splošno prikažemo razvoj temperature

po predoru, in sicer tik ob tovornem vozilu ter v bližnji okolici. Na sliki 6.19 najprej prikažemo razvoj temperatur vzdolž predora. Razvoj temperatur pri časih $t = 300$ s, $t = 900$ s in $t = 3600$ s kaže, da

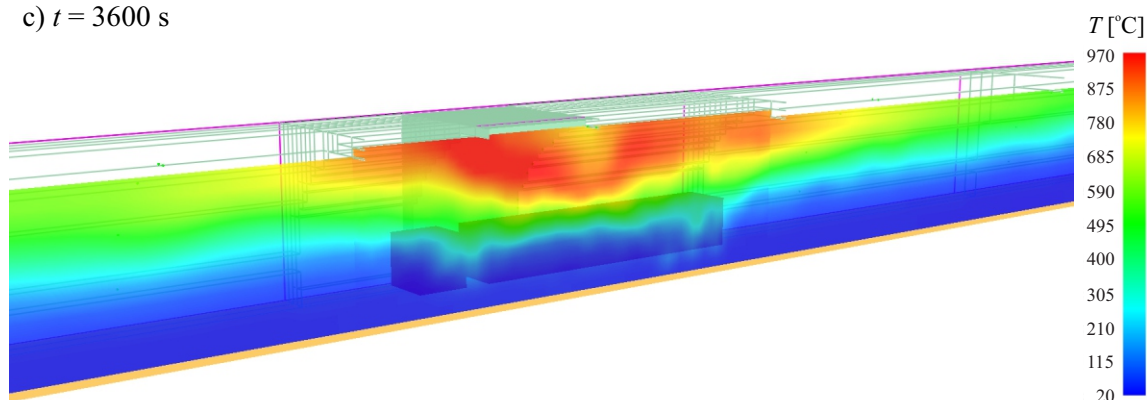
a) $t = 300$ s



b) $t = 900$ s



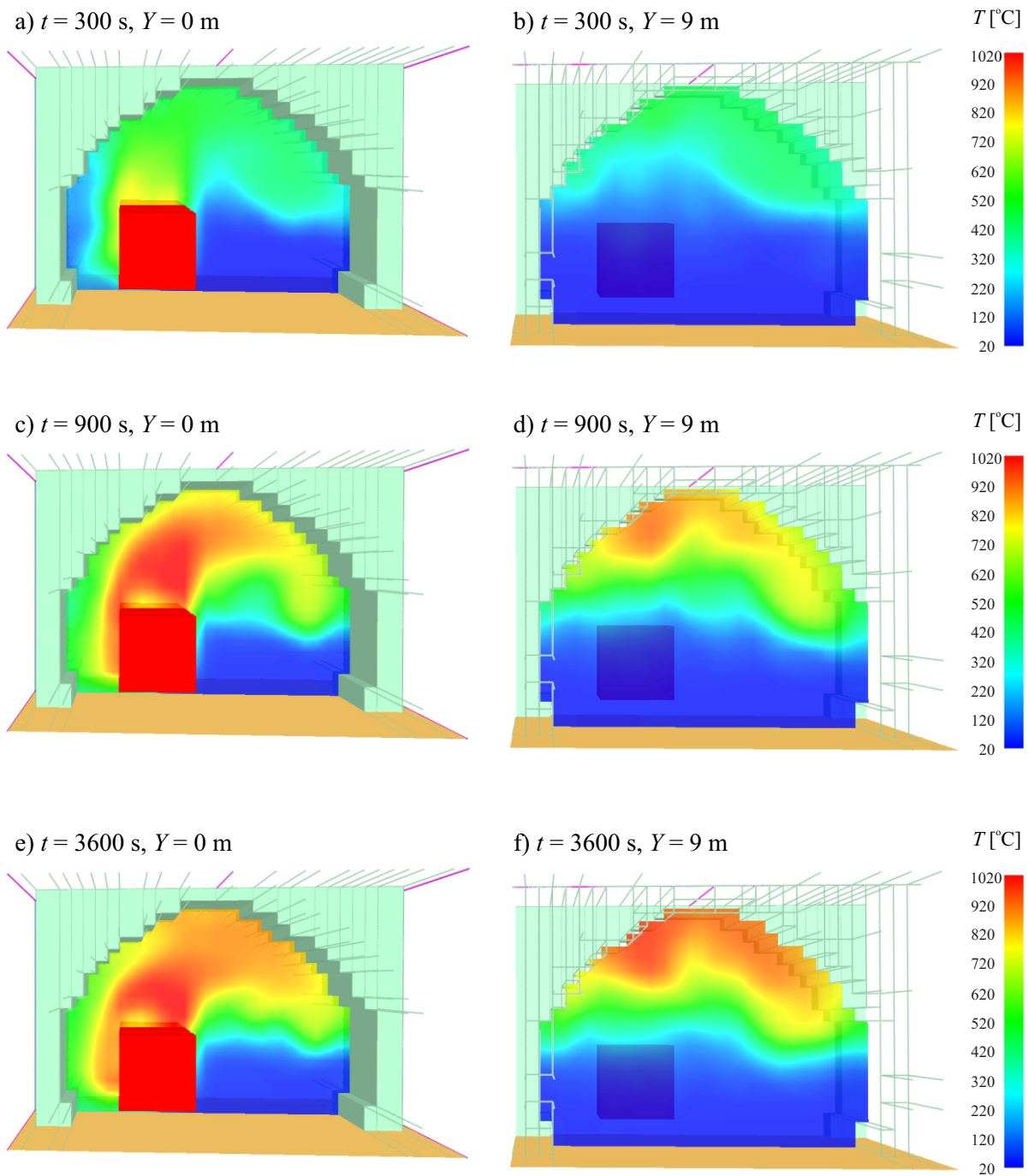
c) $t = 3600$ s



Slika 6.19: Porazdelitev temperatur v okolici tovrnega vozila vzdolž predora pri različnih časih požara.

Figure 6.19: Distribution of temperatures near burning vehicle in longitudinal direction at different times of fire.

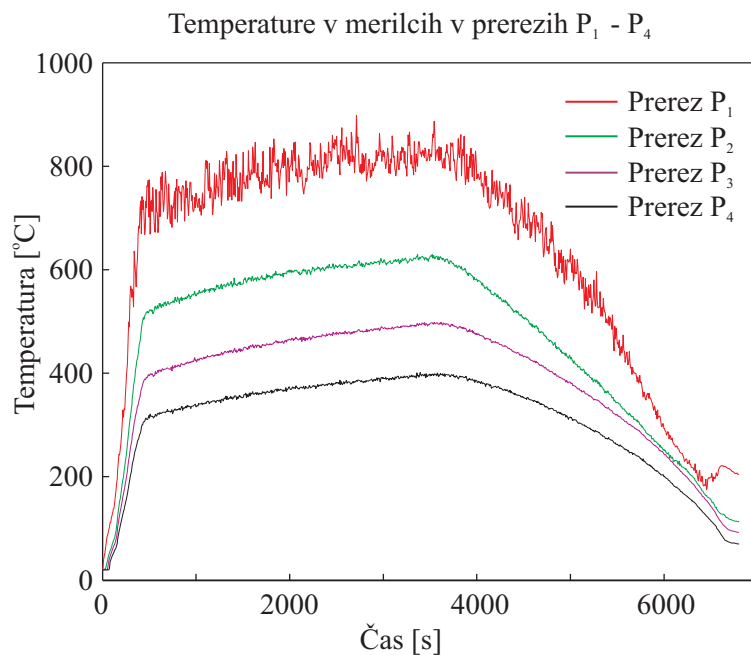
so najvišje temperature nad gorečim tovornim vozilom in dosežejo maksimalne vrednosti blizu 1000 $^{\circ}\text{C}$. Temperature stran od gorečega vozila relativno hitro padejo, kar je še bolj opazno na sliki 6.20, ki prikazuje razvoj temperatur v prečnih prerezih predora.



Slika 6.20: Porazdelitev temperatur v okolici tovarnega vozila v prečnih prerezih predora pri različnih časih požara.

Figure 6.20: Distribution of temperatures near burning vehicle in the cross-sections of tunnel at different times of fire.

Prikazana sta prečna prereza ($Y = 0$ m in $Y = 9$ m) pri časih $t = 300$ s, $t = 900$ s in $t = 3600$ s. Razdalja med prerezoma je relativno majhna, vendar kljub temu so v prerezu pri $Y = 9$ m temperature precej nižje kot pri $Y = 0$ m. V nadaljevanju sledi še predstavitev časovnega poteka temperatur za desno polovico predora. S pomočjo merilcev, ki jih namestimo v numeričnem modelu, spremljamo razvoj temperatur v prečnih prerezih predora $P_1 - P_4$ (slika 6.21). V preglednici 6.12 so predstavljene še



Slika 6.21: Porazdelitev temperatur v prerezih P₁ - P₄.

Figure 6.21: Distribution of temperatures in cross-sections P₁ - P₄.

lege merilcev v posameznih prerezih, in sicer s koordinatami v izbranem koordinatnem sistemu. Na

Preglednica 6.12: Koordinate merilcev v prečnih prerezih P₁ - P₄.

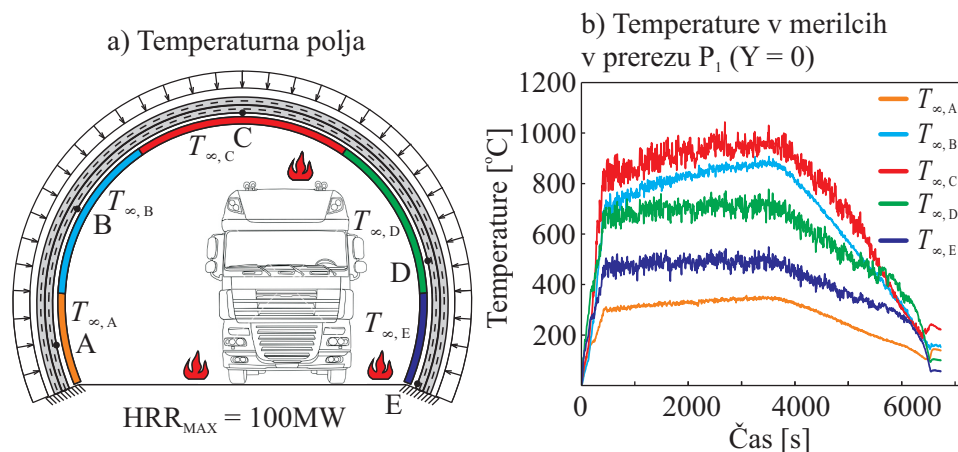
Table 6.12: Coordinates of temperature devices in cross-sections P₁ - P₄.

Prezezi	Koordinata X (m)	Koordinata Y (m)	Koordinata Z (m)
P ₁	0.2	0	7.6
P ₂	0.2	20	7.6
P ₃	0.2	40	7.6
P ₄	0.2	60	7.6

podlagi časovnega poteka adiabatnih temperatur v prerezu P₁ pri $Y = 0$ (slika 6.22b), ki se izkaže za najbolj neugodnega za notranjo oblogo predora, oblikujemo temperaturna polja vzdolž kompozitnega nosilca (slika 6.22a). Tako so vsi končni elementi nosilca, ki se nahajajo v istem temperaturnem polju, izpostavljeni enotnemu časovnemu poteku temperature. Izbrana temperaturna polja s pripadajočimi adiabatnimi temperaturami uporabimo kot vhodne parametre v toplotno-vlažnostni analizi betonskega prereza. Cilj različnih temperaturnih polj je obremeniti ukrivljeni kompozitni nosilec v mehanski fazi z neenakomerno temperaturno obtežbo. Kot zanimivost na sliki 6.23 prikažemo še razvoj in potek dima po predoru, ki hitro zapolni prostor v okolici gorečega vozila.

6.3.3 Toplotno-vlažnostni del požarne analize

Sledi še toplotno-vlažnostna analiza betonskega prereza nosilca, ki jo opravimo z računalniškim programom *MoistureHeat2*. Rezultati iz prve parametrične študije so pokazali, da se betonski preza

Slika 6.22: a) Izbrana temperaturna polja in b) porazdelitev temperatur v prerezu P_1 .Figure 6.22: a) Defined temperature fields and b) distribution of temperatures in cross-section P_1 .

počasi ogreva zaradi visoke toplotne kapacitete betona. Temperature v betonskem prerezu so od izpostavljenega roba proti notranjosti hitro padle do sobne temperature ($20\text{ }^{\circ}\text{C}$), in sicer na razdalji 10-15 cm od roba prereza. To velja za primer HC požarne krivulje, kjer temperature požarnega prostora dosežejo višje vrednosti kot v primeru simulacije realnega požara predora. Zato v toplotno-vlažnostni analizi opazujemo časovni razvoj termodinamičnih spremenljivk le po višini prereza sloja 'a' (notranji sloj kompozitnega nosilca), ki ga modeliramo s trakom, ki ima po višini prereza 120 elementov. Ker imamo vzdolž kompozitnega nosilca 5 različnih temperaturnih polj (slika 6.22a), naredimo toplotno-vlažnostno analizo za 5 prečnih betonskih prerezov, ki pripadajo posameznim temperaturnim poljem. Robni pogoji toplotno-vlažnostne analize za posamezen prerez so predstavljeni v preglednici 6.13.

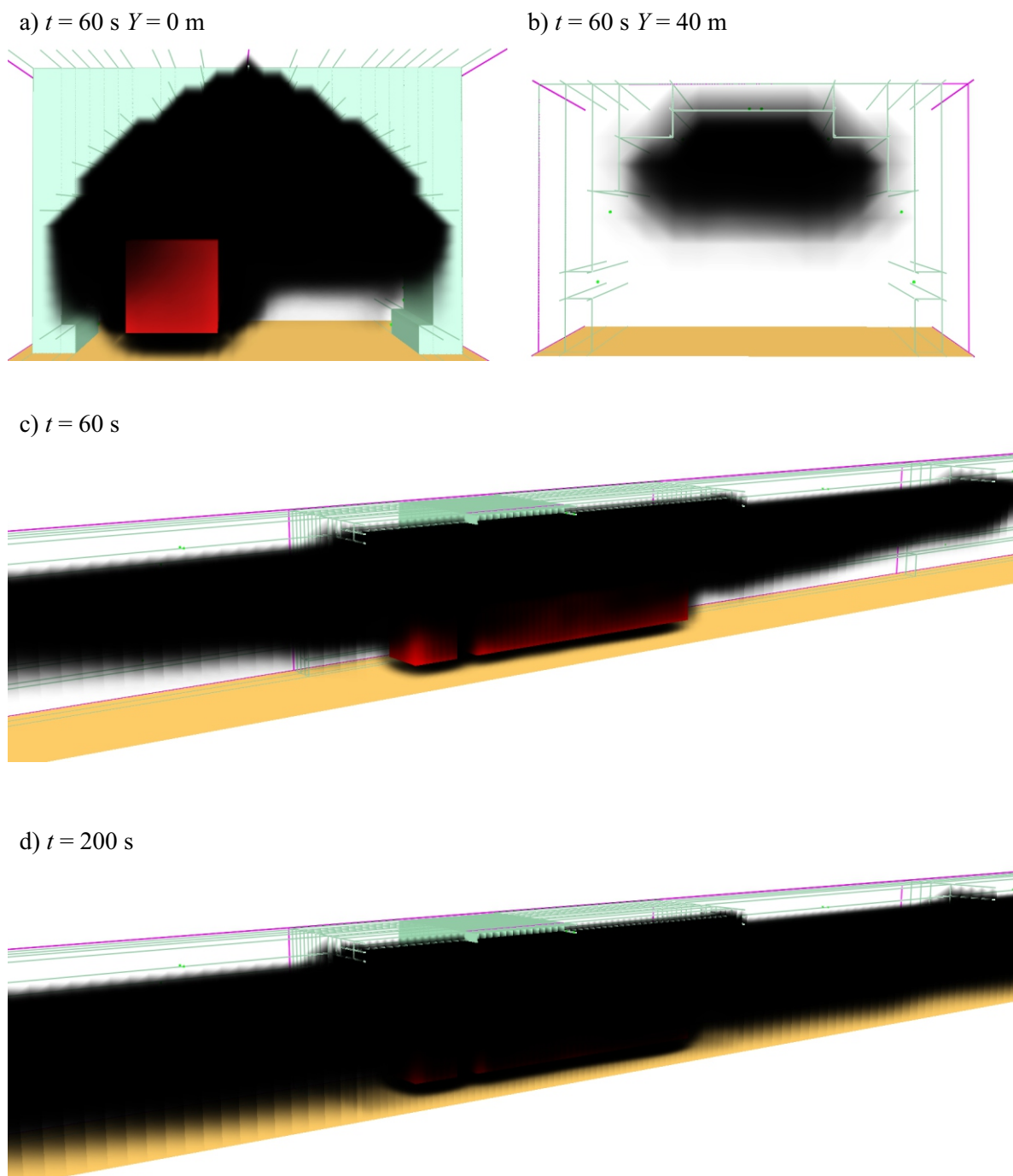
Preglednica 6.13: Parametrična študija požarne odpornosti ukrivljenega armiranobetonskega kompozitnega nosilca. Robni pogoji za toplotno-vlažnostno analizo.

Table 6.13: The parametric study of the fire analysis of curved concrete composite beam. Boundary conditions for heat and mass transfer analysis.

	zgornji rob (proti zemljini)	spodnji rob (izpostavljen požaru)
T	$q_T = q_T (T_{\infty} = 20^{\circ}\text{C})$	$q_T = q_T (T_{\infty} = T_i) \quad i = A, B, C, D, E$
P_G	$P_G = 0.1\text{ MPa}$	$P_G = 0.1\text{ MPa}$
$\tilde{\rho}_v$	$q_v = q_v (\tilde{\rho}_{v,\infty})$	$q_v = q_v (\tilde{\rho}_{v,\infty})$

Levi in desni rob trakov sta v vseh temperaturnih poljih v toplotno-vlažnostni analizi izolirana. Kot začetno vrednost vsebnosti vodne pare v porah betona privzamemo $\tilde{\rho}_{v,0} = 0.0185\text{ kg/m}^3$ (100 % relativna zračna vlažnost) in kot začetno količino proste vode v 1 m^3 betona $\tilde{\rho}_{FW}^0 = 80\text{ kg/m}^3$. Količina vodne pare na robu $\tilde{\rho}_{v,\infty} = 0.0148\text{ kg/m}^3$ ustreza 80 % relativni vlažnosti zunanjega zraka. Začetna poroznost betona pred segrevanjem je enaka $p_{or}^0 = 0.12$, medtem ko je prepustnost betona $K = 3 \cdot 10^{-15}\text{ m}^2$.

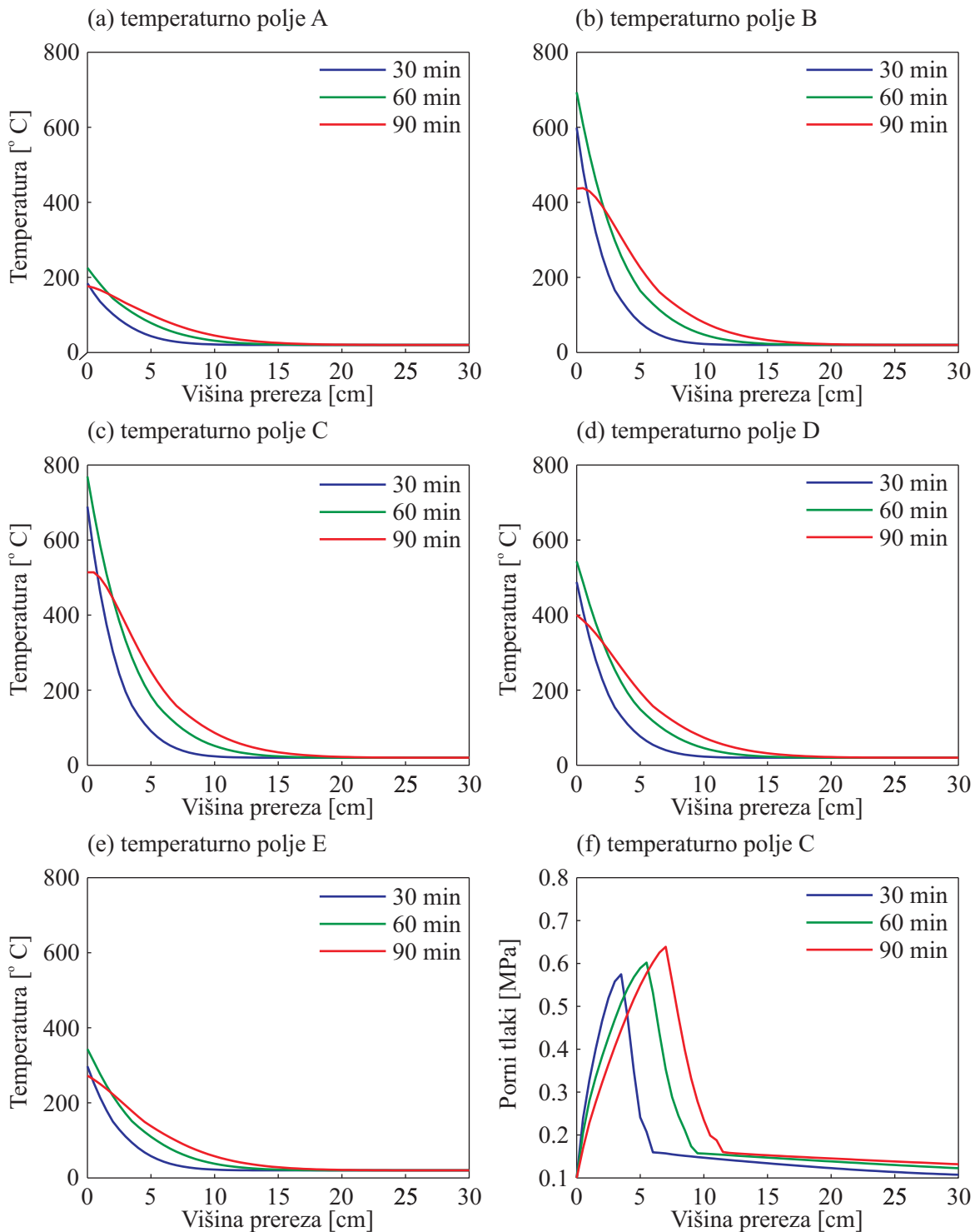
Na sliki 6.24 so prikazani rezultati toplotno-vlažnostne analize, in sicer razporeditev temperatur po prerezih v poljih A - E (slika 6.24a-e) in pornih tlakov po prerezu v polju C (slika 6.24f). Najvišje temperature se razvijejo v prerezu tik nad tovornim vozilom v temperaturnem polju C, kjer so tudi najvišje adiabatne



Slika 6.23: Potek širjenja dima po predoru.
Figure 6.23: Distribution of smoke/soot in tunnel.

temperature. Razporeditev temperature je podobna v vseh prerezih, le najvišje vrednosti se razlikujejo glede na temperaturno polje. Zaradi visoke toplotne kapacitete betona se prerez počasi ogreva in temperature relativno hitro padejo od roba prereza proti notranjosti. Tudi v najbolj neugodnem primeru (temperaturno polje C) temperature padejo do sobne temperature ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) približno na razdalji 15 cm od roba prereza. Slika 6.24f informativno prikazuje razvoj pornih tlakov po prerezu v temperaturnem polju C, ki v začetku požara hitro narastejo in v nadaljevanju hitro padejo. Ker je v toplotno-vlažnostni analizi upoštevan beton navadne trdnosti, ki je dobro prepusten, ocenimo, da v mehanski fazi ni nevarnosti ek-

splozijskega luščenja. Tako v mehanskem izračunu požarne analize upoštevamo zgolj vpliv temperature za redukcijo materialnih karakteristik, medtem ko vpliv pornih tlakov zanemarimo.



Slika 6.24: a)-e) Potek temperatur po prerezu v temperaturnih poljih A-E in f) potek pornih tlakov po prerezu v temperaturnem polju C.

Figure 6.24: a)-e) Distribution of temperatures over cross-section in temperature fields A-E and f) distribution of pore pressures over cross-section in temperature field C.

6.3.4 Mehanski del požarne analize

Na podlagi konvergenčne analize, v kateri preverimo učinkovitost in natančnost numeričnega modela s 16 in 32 končnih elementov, v mehanskem delu požarne študije privzamemo 16 končnih elementov, saj se rezultati obeh analiz ne razlikujejo za več kot 1 %. Kompozitni nosilec, ki je sestavljen iz slojev 'a' in 'b' (slika 6.15), obremenimo z zvezno obtežbo $p_R = 810$ kN/m, ki je posledica pritiska zemljine. V izračunih upoštevamo tudi vpliv zemljine ($E_{zem} = 10$ MPa oziroma $E_{zem} = 30$ MPa, $\nu_{zem} = 0.33$), ki omeji deformiranje ukrivljenega kompozitnega nosilca. Materialna modela za beton in armaturno jeklo privzamemo po SIST EN 1992-1-2 [63]. Za materialne podatke betona C25/30 in armaturnega jekla S500 pri sobni temperaturi ($T = 20$ °C) privzamemo naslednje materialne parametre: tlačna trdnost betona je $f_{c,20} = 3.3$ kN/cm², elastični modul betona je $E_c = 3100$ MPa ter meja tečenja armaturnega jekla je enaka $f_{ys,20} = 50$ kN/cm².

V prvem računskem primeru analiziramo vpliv togosti stika v vzdolžni in prečni smeri na pomike v referenčnih točkah *A* in *B* (slika 6.15) nosilca med požarom. Za obtežbo na stiku q_t in q_n privzamemo linearen konstitucijski zakon, zato je le-ta linearno odvisna od zdrsa in razmika med slojema. Konstitucijski zakon stika lahko zapišemo v poenostavljeni obliki na naslednji način:

$$q_t = K_t \Delta, \quad (6.3)$$

$$q_n = K_n d, \quad (6.4)$$

kjer K_t in K_n označujeta koeficienta togosti stika v vzdolžni oziroma prečni smeri. V naslednjih preglednicah (6.14–6.16) je prikazan vpliv koeficientov togosti stika K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah *A* in *B* po 113 min požara, kar je tudi končni čas požara. Kompozitni nosilec ga doseže pri vseh kom-

Preglednica 6.14: Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah *A* in *B* nosilca po 113 min požara.

Table 6.14: The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points *A* and *B* after 113 min of fire.

K_t (kN/cm ²)	$K_n = 1$ (kN/cm ²)				$K_n = 10$ (kN/cm ²)			
	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)
1 *	0.18	0.73	-0.72	-0.14	0.31	0.63	-0.54	-0.23
10	-0.32	0.72	-1.16	-0.01	0.26	0.57	-0.40	-0.12
100	-0.54	0.56	-0.91	0.25	0.10	0.40	-0.21	0.11
1000	-0.64	0.45	-0.79	0.37	-0.02	0.28	-0.09	0.23
10000	-0.66	0.43	-0.77	0.39	-0.04	0.26	-0.07	0.25
100000	0.21	0.21	-0.74	0.38	-0.04	0.26	-0.07	0.25

* $t_{crit} = 13$ min

binacijah koeficientov togosti razen pri kombinaciji $K_t = 1$ kN/cm² in $K_n = 1$ kN/cm², ki predstavlja zelo podajen stik, s katerim sta sloja 'a' in 'b' najslabše povezana. Kritični čas kompozitnega nosilca za to kombinacijo togosti je 13 min. V kombinacijah, kjer nastopajo nizke vrednosti koeficientov togosti stika, so pomiki med slojema zelo različni. Eden od vzrokov je ta, da sta sloja kompozitnega nosilca različno obremenjena. Zunanji sloj 'b' je izpostavljen zvezni obtežbi, ki je posledica vpliva zemljine,

hkrati pa ga zemljina tudi ovira pri deformiranju. Notranji sloj 'a' je obremenjen zgolj s temperaturno obtežbo, ki smo jo določili v FDS analizi in je neenakomerno razporejena vzdolž nosilca. Ker so vrednosti koeficientov togosti stika nizke, sta sloja slabo povezana in je vpliv enega sloja na drugega minimalen. To se kaže v različnih vrednostih pomikov, v določenih primerih tudi, da se nosilca med deformiranjem prekrivata, kar realno ni možno.

Preglednica 6.15: Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.

Table 6.15: The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points A and B after 113 min of fire.

K_t (kN/cm ²)	$K_n = 100$ (kN/cm ²)				$K_n = 1000$ (kN/cm ²)			
	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)
1	0.40	0.45	-0.26	-0.21	0.41	0.41	-0.21	-0.21
10	0.36	0.41	-0.20	-0.15	0.37	0.38	-0.16	-0.15
100	0.26	0.30	-0.07	-0.02	0.27	0.27	-0.04	-0.03
1000	0.18	0.22	0.01	0.07	0.20	0.20	0.04	0.04
10000	0.16	0.20	0.03	0.08	0.18	0.19	0.05	0.06
100000	0.16	0.20	0.03	0.08	0.18	0.19	0.05	0.06

Z večanjem vrednosti koeficientov togosti stika K_t in K_n , se pomiki zmanjšujejo v tisti smeri, na katero vpliva koeficient togosti, ki ga povečujemo. Od kombinacije $K_t = 1 - 100000$ kN/cm² in $K_n = 1000$ kN/cm² naprej se pomiki slojev dobro ujemajo. Z večjimi vrednostmi K_t in K_n je stik med slojema vedno bolj tog, zato sloja bolj sodelujeta in pomiki se zmanjšajo. Zaradi večjega medsebojnega vpliva se tudi deformirana lega posameznega sloja spremeni. V primeru slabe povezave med slojema, se zunanji sloj 'b' deformira pod vplivom zemljine, medtem ko se notranji sloj 'a' deformira pod vpliv temperaturne obtežbe. Če sta sloja toga povezana med seboj, potem je deformirana lega kompozitnega nosilca kombinacija vpliva zemljine in temperaturne obtežbe.

Preglednica 6.16: Vpliv koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah A in B nosilca po 113 min požara.

Table 6.16: The effect of longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points A and B after 113 min of fire.

K_t (kN/cm ²)	$K_n = 10000$ (kN/cm ²)				$K_n = 100000$ (kN/cm ²)			
	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)
1	0.41	0.41	-0.21	-0.20	0.40	0.40	-0.20	-0.20
10	0.37	0.37	-0.15	-0.14	0.37	0.37	-0.15	-0.15
100	0.27	0.27	-0.03	-0.03	0.27	0.27	-0.03	-0.03
1000	0.20	0.20	0.04	0.04	0.20	0.20	0.04	0.04
10000	0.19	0.19	0.05	0.05	0.19	0.19	0.05	0.05
100000	0.18	0.18	0.05	0.06	0.18	0.18	0.06	0.06

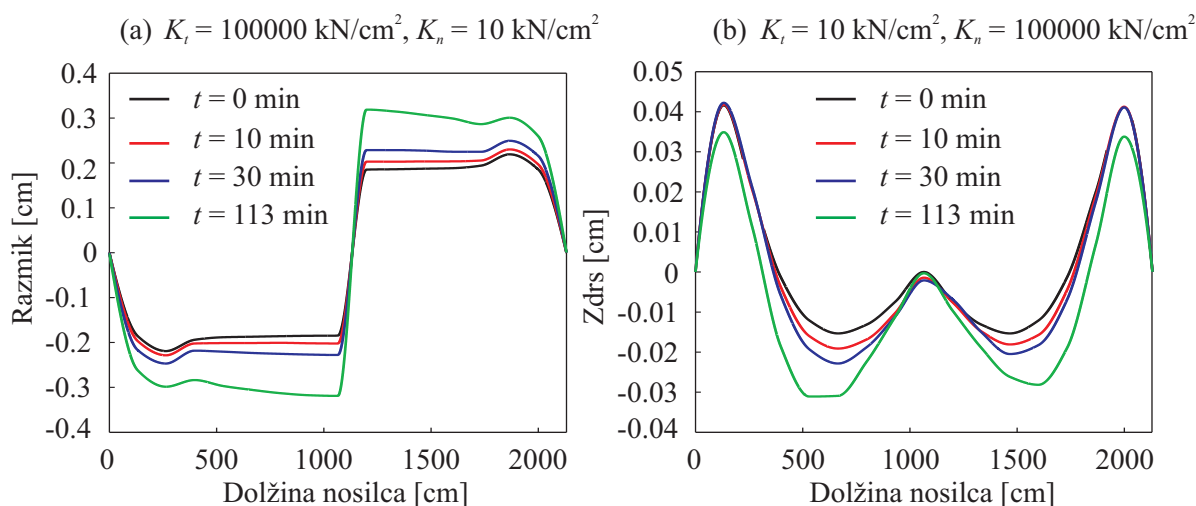
V nadaljevanju predstavimo še vpliv kombinacije robnih pogojev in togosti stika v vzdolžni in prečni smeri na pomike v referenčnih točkah *A* in *B* obravnavanega nosilca med požarom. Primerjamo pomike, v primeru, ko sta oba sloja tega oziroma členkasto podprta, pri čemer upoštevamo podajno zemljino ($E_{zem} = 10$ MPa). Vpliv na pomike predstavimo v naslednji preglednici 6.17.

Preglednica 6.17: Vpliv robnih pogojev koeficientov togosti K_t in K_n na pomike v referenčnih točkah *A* in *B* nosilca po 113 min požara.

Table 6.17: The effect of boundary conditions and longitudinal and transversal contact stiffness on displacements in reference points *A* and *B* after 113 min of fire.

$K_n = 10000$ (kN/cm ²)	členkasto podprta				togo podprta				
	K_t (kN/cm ²)	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)	u_a^A (cm)	u_b^A (cm)	w_a^B (cm)	w_b^B (cm)
1		1.50	1.51	-1.66	-1.66	0.46	0.46	-0.30	-0.30
10		1.14	1.15	-1.15	-1.15	0.40	0.40	-0.21	-0.21
100		0.76	0.76	-0.70	-0.70	0.27	0.27	-0.04	-0.04
1000		0.66	0.66	-0.60	-0.60	0.20	0.20	0.04	0.04
10000		0.65	0.65	-0.59	-0.59	0.19	0.19	0.05	0.05
100000		0.65	0.65	-0.59	-0.59	0.18	0.18	0.06	0.06

Tudi pri analizi robnih pogojev in podajnosti stika med slojema se kaže trend, da se z večanjem vrednosti K_t in K_n pomiki manjšajo tako za členkasto kot togo podprt kompozitni nosilec. Ob upoštevanju podajne zemljine so pomiki pri členkasto podprtem loku 3-4 krat večji kot pri togo podprtem. Pri obeh načinih podpiranja med požarom ni prišlo do porušitve.



Slika 6.25: (a) Razmik in (b) zdrs med slojema pri 0, 10, 30 in 113 min požara.

Figure 6.25: (a) Uplift and (b) slip between layers at 0, 10, 30 and 113 min of fire.

V nadaljevanju predstavimo še, kako se zdrs in razmik med slojema kompozitnega nosilca spreminjata med požarom. V obeh primerih privzamemo togo zemljino ($E_{zem} = 30$ MPa). Za prikaz zdrs vzdolž kompozitnega nosilca med požarom uporabimo $K_t = 10$ kN/cm² in $K_n = 100000$ kN/cm², medtem

ko za razmik privzamemo $K_t = 100000 \text{ kN/cm}^2$ in $K_n = 10 \text{ kN/cm}^2$ (slika 6.25). Zdrsi med slojema vzdolž nosilca so manjši od 1 mm, medtem ko je velikostni razred razmikov od 2 do 4 mm. Pri zdrsih je porazdelitev simetrična le na začetku, proti koncu požara pa so zdrsi nekoliko večji na levi strani loka, kar gre pripisati neenakomernemu temperaturnemu polju vzdolž nosilca. Leva stran loka je namreč bolj ogrevana kot desna.

Na koncu predstavimo še vpliv zdrsa in razmika na osno silo in upogibni moment v prečnem prerezu slojev 'a' in 'b' med požarom. Vrednosti osne sile in upogibnega momenta v referenčnih točkah A in B nosilca (slika 6.15) so prikazane v preglednicah 6.18 in 6.19 za enake vhodne podatke kot v primeru analize zdrsa oziroma razmika med požarom.

Preglednica 6.18: Osne sile in upogibni momenti v referenčnih točkah A in B ($K_t = 10 \text{ kN/cm}^2$ in $K_n = 100000 \text{ kN/cm}^2$) zaradi zdrsa.

Table 6.18: Axial forces and bending moments in reference points A and B ($K_t = 10 \text{ kN/cm}^2$ in $K_n = 100000 \text{ kN/cm}^2$) due to slip.

<i>t</i> (min)	referenčna točka A				referenčna točka B			
	N_a (kN)	N_b (kN)	M_a (kNcm)	M_b (kNcm)	N_a (kN)	N_b (kN)	M_a (kNcm)	M_b (kNcm)
0	-2070.69	-2182.64	-28073.13	36132.39	-2139.06	-2132.29	-33273.96	30956.19
10	-2175.39	-2077.69	-32275.40	34709.95	-2271.72	-2003.15	-38924.38	28853.67
30	-2349.09	-1907.51	-38738.25	32398.43	-2461.55	-1816.88	-45090.71	26039.79
113	-2768.19	-1497.11	-50003.80	26494.87	-2942.65	-1350.11	-58468.00	19094.56

Preglednica 6.19: Osne sile in upogibni momenti v referenčnih točkah A in B ($K_t = 100000 \text{ kN/cm}^2$ in $K_n = 10 \text{ kN/cm}^2$) zaradi razmika.

Table 6.19: Axial forces and bending moments in reference points A and B ($K_t = 100000 \text{ kN/cm}^2$ in $K_n = 10 \text{ kN/cm}^2$) due to uplift.

<i>t</i> (min)	referenčna točka A				referenčna točka B			
	N_a (kN)	N_b (kN)	M_a (kNcm)	M_b (kNcm)	N_a (kN)	N_b (kN)	M_a (kNcm)	M_b (kNcm)
0	-940.36	-3312.00	-15715.90	48770.45	-967.36	-3282.14	-14255.69	49535.15
10	-988.32	-3263.42	-19459.88	47941.71	-1061.76	-3192.86	-20453.12	48089.27
30	-1082.24	-3169.05	-25513.20	46365.62	-1197.79	-3059.46	-27634.65	45912.56
113	-1345.76	-2906.67	-34720.92	41953.67	-1682.35	-2589.49	-41116.89	38373.56

Tako pri zdrsu kot pri razmiku je v obeh slojih prisotna velika tlačna sila. Upogibni moment ima v sloju 'a' negativne vrednosti in v sloju 'b' pozitivne. To velja tako za zdrs kot za razmik. Predvsem je zanimiv vpliv temperature na spreminjanje osne sile in upogibnega momenta. Z razvojem požara in višanjem temperature se vrednosti osne sile in upogibnega momenta v sloju 'a' večajo, medtem ko se v sloju 'b' manjšajo. Sloj 'a' je izpostavljen temperaturni obtežbi, sloj 'b' pa samo teži zemljine. Z višanjem temperature se sloj 'a' dodatno deformira in vpliva na sloj 'b' preko stika. Obratno se tudi vpliv zemljine

na sloj 'b' preko stika prenaša na sloj 'a'. Zanimivo je, da se z višanjem temperature in medsebojnim delovanjem slojev (zdrs ali razmik) sloj 'a' dodatno obremeni, medtem ko se sloj 'b' razbremeni.

Parametrična študija stika in robnih pogojev za dvoslojni ukrivljeni kompozitni nosilec je pokazala, da togost stika v vzdolžni in prečni smeri močno vpliva na deformiranje nosilca med požarom. Višje vrednosti togosti pomenijo manjše pomike in večji medsebojni vpliv med slojema. Z višjimi togostmi se deformiranje posameznega sloja nosilca zaradi obtežbe, kateri je le-ta izpostavljen, izgubi. Tako je deformirana oblika kompozitnega nosilca mešanica različnih vplivov obtežb. Členkasto podprt lok doseže 3-4 krat večje pomike kot togo podprt, kljub temu se z večanjem togosti stika pomiki manjšajo. Razmiki in zdrsi med slojema kompozitnega nosilca med požarom naraščajo in dosežejo relativno majhne vrednosti, kljub temu pa vplivajo na razporeditev osne sile in upogibnega momenta v prerezu slojev nosilca.

7 ZAKLJUČEK

V doktorski disertaciji smo predstavili nov delno povezan numerični model za požarno analizo homogenih in delno razslojenih armiranobetonskih ukrivljenih linijskih konstrukcij. Matematični model smo zaradi zahtevnosti razdelili na dve matematično nepovezani fazi. V prvi fazi smo določili krajevno in časovno razporeditev temperatur zmesi plinov v požarnem prostoru. To smo določili s pomočjo standardnih požarnih krivulj (samo temperature) ali FDS modelov. Težišče disertacije predstavlja druga faza predstavljenega numeričnega modela. Tudi to fazo analize smo zaradi zahtevnih toplotnih, hidroloških, kemijskih in mehanskih procesov, ki se prepletajo v armiranobetonskih konstrukcijah med požarom, ponostavili. S tem namenom smo toplotno-vlažnostni del požarne analize delno ločili od mehanskega dela. Oba dela analize sta delno povezana s spremenjeno geometrijo konstrukcije, ki je posledica eksplozijskega luščenja betona. Na ta način lahko analiziramo vpliv luščenja betona na krajevno in časovno razporeditev temperatur, pornih tlakov in zmesi suhega zraka in vodne pare ter deformacijskega in napetostnega stanja v armiranobetonskih konstrukcijah v pogojih požara, s tem pa tudi na njihovo požarno varnost. Tako smo razširili numerična modela oziroma računalniška programa *MoistureHeat2* [45] in *MoistureHeat* [18], ki sta namenjena požarni analizi armiranobetonskih konstrukcij, ki niso izpostavljene eksplozijskemu luščenju betona, tudi za požarno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij, ki so izpostavljene eksplozijskemu luščenju betona. Pomembno novost predstavljenega numeričnega modela predstavlja tudi mehanski del modela. V tem sklopu smo v disertaciji razvili nov numerični model za analizo ukrivljenih homogenih in delno razslojenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Pri izpeljavi osnovnih enačb numeričnega modela smo uporabili Reissnerjev model ukrivljenega ravninskega nosilca [44]. Poleg geometrijske nelinearnosti smo v modelu uporabili tudi toplotno odvisne in materialno nelinearne modele betona in armature, temperaturne deformacije jekla in betona, viskozno lezenje armature in lezenje betona pri povišanih temperaturah ter prehodne deformacije betona. V primeru delno razslojenih armiranobetonskih konstrukcij pa tudi toplotno odvisne nelinearne modele stika med slojema. V predorih predstavlja zemljina obtežbo armiranobetonske konstrukcije in tudi ovira deformiranje konstrukcije. V disertaciji smo ta vpliv zemljine v požarni analizi homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij upoštevali z vpeljavo diskretnih nelinearnih vzmeti. Osnovne enačbe modela smo rešili z Galerkinovo metodo končnih elementov. Razvili smo novo družino deformacijskih končnih elementov za analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih nosilcev v pogojih požara in pri sobni temperaturi. Pripadajoči računalniški program modela smo poimenovali *Bane*, izdelali smo ga v računalniškem okolju *MatLab*. Glavne ugotovitve disertacije so:

- Predstavljeni delno povezani numerični model za požarno analizo odluščenih homogenih in delno povezanih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij je primeren za oceno požarne varnosti tovrstnih gradbenih konstrukcij, tudi predorov;
- Podobno je tudi mehanski del predstavljenega numeričnega modela zelo natančen in zato primeren za analizo togosti, duktilnosti in nosilnosti homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara in tudi pri sobni temperaturi;

S parametričnimi študijami pa smo ugotovili:

- da zemljina bistveno vpliva na način porušitve armiranobetonske ukrivljene linijske konstrukcije predora med požarom. Za predore v bolj togih zemljinah opazimo porušitev nosilne konstrukcije po materialu, medtem ko za predore v bolj podajnih zemljinah opazimo uklonsko porušitev konstrukcije;
- da način podpiranja ukrivljene armiranobetonske linijske konstrukcije bistveno vpliva na njeno požarno varnost. Tako je požarna varnost ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij z vrtljivimi podporami opazno manjša kot pri vpetih konstrukcijah;
- da lega in količina odluččenega betona bistveno vplivata na požarno varnost predorov. Tako je lahko za predore v bolj togih zemljinah in za intenzivne požare (HC požarna krivulja) varnost predorov z asimetrično lego odluččenega betona tudi do 30 % manjša od varnosti predorov z neodluščenim betonom;
- da je vpliv na požarno varnost predora zaradi spremenjenih toplotno-vlažnostnih pogojev v nosilni armiranobetonski konstrukciji zaradi odluččenega betona izredno velik. Tako je lahko ocenjena požarna varnost predora tudi do 2,5 krat večja, če v analizi ne upoštevamo vpliva odluččenega betona na spremenjene toplotno-vlažnostne razmere v betonu. Podobne so razlike tudi v togosti, saj so lahko pomiki v kroni predora kar za 2 krat večji. To dokazuje, da je predstavljeni delno povezani numerični model, oziroma sorodni modeli, nujen za oceno požarne varnosti vseh vrst armiranobetonskih konstrukcij, ki so izpostavljene eksplozijskemu luščenju;
- da na togost in nosilnost delno razslojenih armiranobetonskih ukrivljenih linijskih konstrukcij pri sobnih temperaturah in v pogojih požara bistveno vpliva tudi stopnja povezanosti slojev. Pričakovano so ukrivljene armiranobetonske konstrukcije z bolj togimi stiki tudi bolj toge in, kar je zanimivo, togost stika bistveno vpliva na razporeditev notranjih sil med slojema v pogojih požara;

8 POVZETEK

V doktorski disertaciji je predstavljen nov delno povezan numerični model za nelinearno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Zaradi zahtevnosti je model razdeljen v dve fazi. Fazi sta detajlno predstavljeni v drugem, tretjem in četrtem poglavju doktorske disertacije. V prvi fazi smo določili časovno in krajevno razporeditev temperatur zmesi plinov v požarnem prostoru s pomočjo FDS modelov oziroma požarnih krivulj (samo temperature). Pri numeričnih analizah in parametričnih študijah smo uporabili ogljikovodikovo (HC) požarno krivuljo, ki je namenjena simulaciji požarov v predorih. S FDS modelom pa smo opazovali polno razvit požar v predoru ter na podlagi rezultatov analize določili neenakomerno temperaturno polje v požarnem prostoru. Z določenimi temperaturami v požarnem prostoru smo v kombinaciji z mehansko obtežbo v drugi fazi predstavljenega numeričnega modela določili razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij vode in zmesi suhega zraka ter vodne pare in deformacij ter napetosti v obravnavani armiranobetonski konstrukciji. Ena izmed novosti predstavljenega modela je druga faza, v kateri sta delno povezana kemijsko-toplotno-vlažnostna in mehanska analiza. Kemijsko-toplotno-vlažnostno analizo obravnavanih armiranobetonskih konstrukcij smo izvedli z računalniškim programom *MoistureHeat2* [45], ki temelji na modelu, ki ga je predstavil Davie s sodelavci [17]. Delni vpliv mehanske analize na kemijsko-toplotno-vlažnostno analizo predstavljenega modela smo upoštevali s spremenjeno geometrijo konstrukcije zaradi odlučenege betona med procesom luščenja. Delna povezava se odraža na časovni in krajevni razporeditvi temperatur, pornih tlakov in koncentracij tekoče vode ter zmesi suhega zraka in vodne pare v armiranobetonski konstrukciji in v nadaljevanju tudi na togosti in nosilnosti ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij med požarom. V mehanskem delu razvitega numeričnega modela smo predstavili novo družino deformacijskih končnih elementov za nelinearno analizo homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Sistem osnovnih algebrasko-diferencialnih enačb modela smo izpeljali z uporabo izreka o virtualnem delu oziroma modificiranega izreka o virtualnem delu [72]. Značilnost predstavljenih končnih elementov, ki so zasnovani na geometrijsko točnem Reissnerjevem modelu ukrivljenega ravninskega nosilca [44] in temperaturno odvisnih nelinearnih materialnih modelih betona in armature ter stika med slojema nosilca, je v tem, da smo vzdolž referenčne osi z Lagrangevimi interpolacijskimi polinomi interpolirali osne, strižne in upogibne deformacije [72]. Posplošen sistem diskretnih ravnotežnih enačb smo rešili z razdelitvijo časa požara na časovne inkremente ter z uporabo Newtonove inkrementno-iteracijske sheme v vsakem časovnem koraku. Dodatno smo v modelu z adicijskim razcepom upoštevali tudi temperaturne deformacije betona in armature, viskozno lezenje armature in lezenje betona pri povišanih temperaturah ter prehodne deformacije betona. Ovirane deformacije konstrukcije, na primer zaradi okoliške zemljine v predorih, smo v predstavljenem modelu upoštevali z diskretnimi nelinearnimi vzmetmi. Za reševanje mehanskega dela požarne analize smo razvili računalniški program *Bane*, ki smo ga v disertaciji ustrezno verificirali s primerjavo rezultatov komercialnega računalniškega programa *LUSAS*. V zadnjem delu doktorske disertacije, ki se nanaša na numerične analize, smo ugotovili, da je predstavljeni numerični model zelo natančen in zato primeren za požarno analizo vseh vrst homogenih in delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih konstrukcij, tudi predorov. S parametričnimi študijami je bilo pokazano: (i)

da je vpliv zemljine in oblika robnih pogojev pri modeliranju nosilne konstrukcije predorov bistvenega pomena za oceno načina porušitve nosilne konstrukcije in s tem tudi na oceno požarne varnosti predora, (ii) da je določitev temperaturnega polja v konstrukciji, ki ga določimo z upoštevanjem odluččenega betona, bistvenega pomena za dobro oceno požarne varnosti vseh vrst armiranobetonskih konstrukcij, tudi predorov, in ga zato v požarni analizi ne smemo zanemariti in (iii) da je v delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcija stopnja povezanosti slojev bistvena za določitev togosti in nosilnosti vseh vrst armiranobetonskih konstrukcij v pogojih požara.

9 SUMMARY

In the dissertation a new partly coupled numerical model for non linear analysis of homogeneous and partly delaminated curved RC structures exposed to mechanical and temperature load has been introduced. Due to its complexity the model is divided into two phases. The phases are presented in chapters 2, 3 and 4 in the dissertation. In the first phase the time and spatial distribution of temperatures in fire compartment is defined by temperature-time fire curves and FDS models. In parametric studies hydrocarbon (HC) fire is employed, which simulates fire in tunnels. FDS model is used for analysis of fully developed fire in tunnel, where temperatures in fire compartment are distributed unevenly. Obtained temperatures from the first phase and mechanical load are used as input parameters in the second phase of the presented model, where the distribution of temperatures, pore pressures, gaseous mixture of dry air and water vapour and stress-strain state are calculated. One of the novelties of the introduced model is the second phase, which partly couples the chemical-hygro-thermal part and the mechanical part of the fire analysis. The chemical-hygro-thermal part is analysed with the use of *MoistureHeat2* [45] software, which is based on model introduced by Davie et al. [17]. The partial effect of the mechanical part on the chemical-hygro-thermal part is considered with the changed geometry of structure due to concrete spalling. It influences the distribution of temperatures, pore pressures, gaseous mixture of dry air and water vapour in concrete structure and even the stability and strength of curved RC composite beams in the further analysis. In the mechanical part of the fire analysis, a new group of strain based finite elements for non linear analysis of homogeneous and partly delaminated curved RC structures during fire has been developed. The system of governing algebraic-differential equations has been derived by implementing the modified principle of virtual work [72] and the Galerkin-type of finite element method. In the finite elements, which are described by the kinematically exact planar beam theory of Reissner, axial, shear and bending deformations have been interpolated with Lagrange interpolation polynomials. The total time of fire load has been divided into smaller time increments and the system of discrete non-linear algebraic equations has been solved with Newton-Raphson method. Physical phenomena in concrete and reinforcement steel at elevated temperature, such as thermal and load-induced mechanical strains of concrete and steel, strains due to viscous creep of steel and transient and creep deformations of concrete are considered in each time step with the principle of additivity of strains. *Bane* software has been developed for solving the equations of the mechanical part of fire analysis. The restraining effect of soil on tunnel structure is employed with discrete non linear springs. The last part of the dissertation is focused on the parametric studies and numerical analysis, which have confirmed, that the introduced model has good efficiency and accuracy and it is perfectly suitable for fire analysis of all kinds of homogeneous and partly delaminated curved RC structures, even tunnels. Furthermore, the parametric studies have showed some interesting findings, such as: (i) soil and boundary conditions have significant influence on time and form of failure of tunnels during fire, (ii) changed temperature field in cross section due to concrete spalling is crucial for evaluation of fire safety for all kinds of RC structures, therefore it must not be neglected in the fire analysis, (iii) the stability and the strength of partly delaminated curved RC structures during fire greatly depend on the stiffness of contact between the beam layers.

VIRI

- [1] ISO 834 1975. Fire resistance test - elements of building constructions.
- [2] SIST EN 1991-1-2 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 54 str.
- [3] Ma, Z. C., Makelainen, P. 2000. Parametric temperature-time curves of medium compartment fires for structural design. *Fire Saf. J.* 34: 361–375.
- [4] Peng, G. F., Yang, W. W., Zhao, H., Liu, Y. F., Bian, S. H., Zhao, L. H. 2006. Explosive spalling and residual mechanical properties of fiber-toughened high-performance concrete subjected to high temperatures. *Cement Concr. Res.* 36: 723–727.
- [5] Fire Dynamics Simulator (FDS) 2014. Computational fluid dynamics (CFD) model of fire-driven fluid flow, version 6.1.1. National Institute of Standards and Technology (NIST), USA, www.nist.gov.
- [6] Luikov, A. V. 1975. Systems of differential equations of heat and mass transfer on capillary-porous bodies (review). *Int. J. Heat Mass Tran.* 18: 1–14.
- [7] Ahmed, G. N., Huang, C. L. D., Best, C. H. 1991. Heat and moisture transfer in concrete slabs. *Int. J. Heat Mass Tran.* 22: 257–266.
- [8] Ahmed, G. N., Hurst, J. P. 1999. Modeling pore pressure, moisture and temperature in high-strength concrete columns exposed to fire. *Fire Tech.* 3: 232–262.
- [9] Gawin, D., Baggio, P., Schrefler, B. A. 1995. Coupled heat, water and gas-flow in deformable porous-media. *Int. J. Numer. Meth. Fluid.* 20: 969–987.
- [10] Bažant, Z. P., Kaplan, M. F. 1996. Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models. Longman – Harlow: 412 str.
- [11] Gawin, D., Majorana, C. E., Schrefler, B. A. 1999. Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 4: 37–74.
- [12] Tenchev, R. T., Purkiss, J. A., Li, L. Y. 2001. Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire. *Numer. Heat Tran., Part A: Applications* 39: 685–710.
- [13] 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. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.* 192: 1731–1771.
- [14] Ichikawa, Y., England, G. L. 2004. Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures. *Nucl. Eng. Des.* 228: 245–259.

- [15] Chung, J. H., Consolazio, G. R. 2005. Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. *Cement Concr. Res.* 35: 597–608.
- [16] Tenchev, R., Purnell, P. 2005. An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling. *Int. J. Solid. Struct.* 42: 6550–6565.
- [17] Davie, C. T., Pearce, C. J., Bićanić, N. 2006. Coupled heat and moisture transport in concrete at elevated temperatures - effects of capillary pressure and adsorbed water. *Numer. Heat Tran., Part A: Applications* 49: 733–763.
- [18] Hozjan, T. 2009. Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba T. Hozjan): 117 str.
- [19] Majorana, C. E., Salomoni, V. A., Mazzucco, G., Khoury, G. A. 2010. An approach for modelling concrete spalling in finite strain. *Math. Comput. Simulat.* 80: 1694–1712.
- [20] Davie, C. T., Pearce, C. J., Bićanić, N. 2010. A fully generalised, coupled, multi-phase, hygro-thermomechanical model for concrete. *Mater. Struct.* 43: 13–33.
- [21] Dwaikat, M. B., Kodur, V. K. R. 2010. Fire induced spalling in high strength concrete beams. *Fire Tech.* 46: 251–274.
- [22] Schrefler, B. A., Brunello, P., Gavin, D., Majorana, C. E., Pesavento, F. 2002. Concrete at high temperature with application to tunnel fire. *Comput. Mech.* 29: 43–51.
- [23] Kalifa, P., Menneteau, F. D., Quenard, D. 2000. Spalling and pore pressure in hpc at high temperatures. *Cement Concr. Res.* 30: 1915–1927.
- [24] Khoury, G. A. 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progr. Struct. Eng. Mater.* 2: 429–447.
- [25] Hertz, K. D. 2003. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Saf. J.* 38: 103–116.
- [26] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2007. Comments to the paper »An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of thermal spalling« by Rosen Tenchev and Phil Purnell [*Int. J. Solid. Struct.* 42 (26) (2005) 6550-6565]. *Int. J. Solid. Struct.* 44: 4234–4237.
- [27] Tenchev, R., Purnell, P. 2007. Reply to comments to the paper »An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling« by Rosen Tenchev and Phil Purnell [*Int. J. Solid. Struct.* 42 (26) (2005) 6550-6565]. *Int. J. Solid. Struct.* 44: 4238–4241.
- [28] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2006. Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.* 195: 5707–5729.
- [29] Zeiml, M., Lackner, R., Mang, H. A. 2008b. Experimental insight into spalling behaviour of concrete tunnel linings under fire loading. *Acta Geotech.* 3: 295–308.

- [30] Witek, A., Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2007. Finite element analysis of various methods for protection of concrete structures against spalling during fire. *Comput. Mech.* 39: 271–292.
- [31] Zeiml, M., Leithner, D., Lackner, R., Mang, H. A. 2006. How do polypropylene fibers improve the spalling behaviour of in-situ concrete? *Cement Concr. Res.* 36: 929–942.
- [32] Čas, B., Saje, M., Planinc, I. 2004. Non-linear finite element analysis of composite planar frames with an interlayer slip. *Comput. Struct.* 82: 1901–1912.
- [33] Girhammar, U. A., Gopu, V. K. A. 1993. Composite beam-columns with interlayer slip-an exact analysis. *Comput. Struct.* 119: 1265–1282.
- [34] Wheat, D. L., Calixto, J. M. 1994. Nonlinear analysis of two-layered wood members with interlayer slip. *J. Struct. Eng. ASCE* 120: 1909–1929.
- [35] Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Čas, B. 2010a. Analytical solution of two-layer beam including interlayer slip and uplift. *Struct. Eng. Mech.* 34: 667–683.
- [36] Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Turk, G., Čas, B. 2010b. Non-linear analysis of two-layer timber beams considering interlayer slip and uplift. *Eng. Struct.* 32: 1617–1630.
- [37] Robinson, H., Naraine, K. S. 1988. Slip and uplift effects in composite beams. *Proceedings, Engineering Foundation Conference on Composite Construction (ASCE)*: 487–497 f.
- [38] Gara, F., Ranzi, G., Leoni, G. 2006. Displacement based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical uplift. *Int. J. Numer. Meth. Eng.* 65: 1197–1220.
- [39] Elghazouli, A. Y., Izzuddin, B. A., Richardson, A. J. 2000. Numerical modelling of the structural fire behaviour of composite buildings. *Fire Saf. J.* 35: 297–297.
- [40] Huang, Z. H., Burgess, I. W., Plank, R. J. 2000. Three-dimensional analysis of composite steel-framed buildings in fire. *J. Struct. Eng.* 126: 389–397.
- [41] Foster, S., Chaldna, M., Hsieh, C., Burgess, I., Plank, R. 2007. Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire. *Fire Saf. J.* 42: 183–199.
- [42] Bailey, C. G. 2004. Membrane action of slab/beam composite floor system in fire. *Eng. Struct.* 26: 1691–1703.
- [43] Heidarpour, A., Pham, T. H., Bradford, M. A. 2010. Nonlinear thermoelastic analysis of composite steel-concrete arches including partial interaction and elevated temperature loading. *Eng. Struct.* 32: 3248–3257.
- [44] Reissner, E. 1972. On one-dimensional finite-strain beam theory: the plane problem. *Int. J. Appl. Math. Phys.* 23: 795–804.
- [45] Kolšek, J. 2013. Požarna analiza dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Kolšek): 113 str.

- [46] McGrattan, K., McDermott, R., Hostikka, S., Floyd, J. 2010. NIST Special Publication 1019-5. Fire Dynamics Simulator (Version 5), User's Guide. Gaithersburg, National Institute of Standards and Technology: 246 str.
- [47] PyroSim 2014. Graphical user interface for the fire dynamics simulator, version 2014.2.0807. Thunderhead Engineering Consultants, Inc., USA, www.thunderheadeng.com.
- [48] Huč, S. 2013. Analiza požarne varnosti enostanovanjskih vrstnih hiš. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Huč): 81 str.
- [49] Hietaniemi, J., Mikkola, E. 2010. Design fires for fire safety engineering. VTT WORKING PAPERS 139. VTT Technical Research Centre of Finland: str 103.
- [50] Meftah, F. 2009. A mesoscale thermo-hygro-mechanical analysis of microstructure effects on heated concrete. V: Dehn, F. in Koenders, E. A. B. (ur.). Proceedings of the 1st International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure. Leipzig, MFPA Institute, 3. – 5. september 2009: 436-445 f.
- [51] Ožbolt, J., Periškić, G., Jelčić, M., Reinhardt, H. W. 2009. Modelling of concrete exposed to high temperature. V: Dehn, F. in Koenders, E. A. B. (ur.). Proceedings of the 1st International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure. Leipzig, MFPA Institute, 3. – 5. september 2009: 461-469 f.
- [52] Cengel, Y. A. 1998. Heat transfer: A practical approach. WCB/McGraw-Hill, Co., Boston: 1006 str.
- [53] Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T., Coussy, O. 1999. Characterisation and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement Concr. Res.* 29: 1225–1238.
- [54] Majmudar, P., Gupta, A., Marchertas, A. 1995. Moisture propagation and resulting stress in heated concrete walls. *Nucl. Eng. Des.* 156: 147–158.
- [55] Adekola, A. O. 1968. Partial interaction between elastically connected elements of a composite beam. *Int. J. Solids Struct.* 4: 1125–1135.
- [56] Bradford, M. A., Gilbert, R. I. 1992. Composite beams with partial interaction under sustained loads. *ASCE J. Struct. Eng.* 118: 1871–1883.
- [57] Xu, R., Wu, Y. F. 2007. Two-dimensional analytical solutions of simply supported composite beams with interlayer slips. *Mech. Res. Commun.* 33: 796–803.
- [58] Kroflič, A. 2012. Nelinearna analiza večslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Kroflič): 104 str.
- [59] Alfano, G., Crisfield, M. A. 2001. Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 50: 1701–1736.

- [60] Cowper, G. R. 1966. The shear coefficient in timoshenko's beam theory. *J. Appl. Mech.* 33: 335–340.
- [61] Srpčič, S. 1991. Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Srpčič): 104 str.
- [62] Bratina, S. 2003. Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Bratina): 104 str.
- [63] SIST EN 1992-1-2 2005. Evrokod 2:projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarni kostrukcij. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 94 str.
- [64] Harmathy, T. Z. 1967. A comprehensive creep model. *J. Basic. Eng.* 89: 496–502.
- [65] Williams-Leir, G. 1983. Creep of structural steel in fire: Analytical expressions. *Fire Mater.* 7: 73–78.
- [66] Cruz, C. 1968. Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories* 10: 36–42.
- [67] Harmathy, T. Z. 1993. *Fire Safety Design and Concrete*. Longman, London: 412 str.
- [68] Li, L. Y., Purkiss, J. 2005. Stress strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Saf. J.* 40: 669–686.
- [69] Bratina, S., Saje, M., Planinc, I. 2007. The effects of different strain contributions on the response of rc beams in fire. *Eng. Struct.* 29: 418–430.
- [70] Savov, K., Lackner, R., Mang, H. 2005. Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load. *Fire Saf. J.* 40: 745–763.
- [71] Zienkiewicz, O., Taylor, R. L. 1998. *The Finite Element Method. Vol. 2, Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-linearity*. McGraw-Hill, Co., London: 806 str.
- [72] Planinc, I. 1998. Račun kritičnih točk konstrukcij s kvadratično konvergentnimi metodami. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba I. Planinc): 83 str.
- [73] Zupan, D. 2003. Rotacijsko invariantne deformacijske količine v geometrijsko točni teoriji prostorskih nosilcev. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Zupan): 210 str.
- [74] Čas, B. 2004. Nelinearna analiza kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba B. Čas): 136 str.
- [75] Krauberger, N. 2008. Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Krauberger): 109 str.

-
- [76] Hozjan, T., Saje, M., Srpčič, S., Planinc, I. 2011. Fire analysis of steel–concrete composite beam with interlayer slip. *Comput. Struct.* 89: 189–200.
- [77] LUSAS 2013. Engineering analysis software, version 14.7. LUSAS, Kingston upon Thames, UK. www.lusas.com.
- [78] SIST EN 1992-1-1 2005. Evrokod 2:projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 227 str.
- [79] Jeong, S.-S., Han, Y.-C., Kim, Y.-M., Kim, D.-H. 2014. Evaluation of the NATM tunnel load on concrete lining using the ground lining interaction model. *J. Civ. Eng.* 18: 672–682.
- [80] Marcher, T., John, M., Ristic, M. 2011. Determination of load-sharing effects in sprayed concrete tunnel linings. *Underground Construction 2011, Conference and Exhibition, Incorporating the International Tunneling Exhibition*. Earls Court, London, UK, 29. – 30. junij 2011.
- [81] Statični izračun tunelske obloge. Ljubljana, Elea iC d.o.o., 2013.
- [82] Tewarson, A. 2008. Generation of Heat and Gaseous, Liquid and Solid Products in Fires. *The SFPE Handbook for Fire Protection Engineering*, 4th edn. Quincy, MA: The National Fire Protection Association: 3109–3194 str.