

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



**DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE**

Kandidatka:
URŠKA BAJC

UKLONSKA NOSILNOST ARMIRANOBETONSKIH OKVIRJEV MED POŽAROM

Doktorska disertacija štev.: 25/GO

BUCKLING LOAD OF REINFORCED CONCRETE FRAMES IN FIRE CONDITIONS

Doctoral thesis No.: 25/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. Sebastjan Bratina.

Ljubljana, 9. julij 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. Goran Turk,
- izr. prof. dr. Marko Kegl, UM FS,
- doc. dr. Tomaž Hozjan

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

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Franc Kosel, UL FS, upok.,
- izr. prof. dr. Marko Kegl, UM FS,
- prof. dr. Goran Turk

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

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Igor Planinc, mentor,
- izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, somentor,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS, upok.,
- izr. prof. dr. Marko Kegl, UM FS,
- prof. dr. Goran Turk

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 21. seji, 1. julija 2015.

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana **Urška BAJC**, univ. dipl. inž. vod. in kom. inž., izjavljam, da sem avtorica doktorske disertacije z naslovom: '**Uklonska nosilnost armiranobetonskih okvirjev med požarom**'.

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

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

Ljubljana, 9. julij 2015

Urška Bajc

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	614.841.45:666.982: 519.6(043)
Avtor:	Urška Bajc
Mentor:	prof. dr. Igor Planinc
Somentor:	izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Uklonska nosilnost armiranobetonskih okvirjev med požarom
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	114 str., 61 sl., 20 pregl., 236 en., 1 pril., 98 vir.
Ključne besede:	armiranobetonski steber, požarna analiza, uklonska nosilnost, kritični čas, ocena luščenja

Izvleček

V doktorski disertaciji smo predstavili scenarije porušitve armiranobetonskih stebrov med požarom in scenarijem prilagojene računske postopke za določitev njihove požarne nosilnosti. Računski postopki so numerični ali pa, tam kjer je to mogoče, tudi pol-analitični. Na koncu so vsi delni računski postopki združeni v globalni algoritem za določitev požarne nosilnosti armiranobetonskega stebra. Pomembni novosti tega globalnega algoritma sta v tem, da z njim lahko ocenimo požarno nosilnost stebrov tudi z upoštevanjem lokalnega uklona armaturnih palic in oslabiljenega stebra zaradi pojava eksplozivnega luščenja betona. Predstavljeni algoritem je dvofazen. V prvi fazi določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur v požarnem prostoru. S temi rezultati v prvem delu druge faze požarne analize, ki jo imenujemo toplotno-vlažnostni del, določimo časovno in krajevno razporeditev temperature, pornih tlakov in koncentracije suhega zraka in vodne pare v betonu, in nato v drugem delu druge faze, ki jo imenujemo mehanski del požarne analize, določimo požarno nosilnost obravnavanega armiranobetonskega stebra. V mehanskem delu oslabiljeni ali neoslabiljeni steber modeliramo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca. Vsi konstitucijski modeli osnovnih enačb armiranobetonskega stebra so nelinearni, materialni parametri pa temperaturno odvisni. Vsi bistveni fizikalni procesi, ki se dogajajo v betonu in armaturnih palicah med požarom, so v modelu upoštevani v obliki adicijskega razcepa. V disertaciji smo tako upoštevali temperaturne deformacije, lezenje betona pri povišanih temperaturah, prehodne deformacije betona in viskozno lezenje jekla pri visokih temperaturah. Za oceno vpliva eksplozivnega luščenja betona na požarno nosilnost armiranobetonskega stebra oba dela druge faze požarne analize obravnavamo delno povezano. Kot kriterij za oceno nastanka eksplozivnega luščenja betona in količino odluščenega betona pa hkrati upoštevamo višino temperatur in pornih tlakov v betonu, nivo deformacijske energije in uklonsko nosilnost odluščenega dela betona. Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize za različne scenarije porušitve rešimo s pol-analitičnim ali z numeričnim postopkom - z metodo končnih elementov. V ta namen dopolnimo in ustrezno razširimo računalniški program NFIRA, ki deluje v programskem okolju MatLab. Z obsežnimi parametričnimi študijami smo ugotovili: (i) da eksplozivno luščenje betona pomembno zmanjša požarno nosilnost armiranobetonskega stebra predvsem pri nesimetričnem (enostranskem) luščenju in ga v požarni analizi eksplozivnemu luščenju izpostavljenih armiranobetonskih stebrov moramo upoštevati (ii) da hkratni pojav razslojevanja in lomljenja (drobljenja) betona in lokalnega uklona armaturnih palic prav tako pomembno zmanjša požarno nosilnost AB stebrov in okvirov, vendar ne v tolikšni meri kot eksplozivno luščenje.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC 614.841.45:666.982: 519.6(043)
Author: Urška Bajc
Supervisor: prof. Igor Planinc, Ph.D.
Co-supervisor: assoc. prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Title: Buckling load of reinforced concrete frames in fire conditions
Document type: Doctoral Dissertation
Notes: 114 p., 61 fig., 20 tab., 236 eq., 1 ann., 98 ref.
Keywords: reinforced concrete column, fire analysis, buckling load capacity, critical time, estimation of spalling

Abstract

In the dissertation a failure scenarios of reinforced concrete columns in fire and for the scenarios suitable calculating procedure for determination of fire load capacity are introduced. The calculating procedures are numerical and, where is possible, semi-analytical as well. In the end all partial calculating procedures are combined in a global algorithm for determining the fire load capacity of reinforced concrete column. The main novelties of the global algorithm are, that we can estimate fire load capacity considering local buckling of the reinforcing bar and weakened column due to explosive spalling of concrete. The present algorithm is divided into two phases. In the first phase the time-dependent development of temperatures in the fire compartment is determined. By this results, in the first part of the second phase, called hygro-thermal phase the distributions of temperatures, pore pressures, and free water contents in concrete part of column are determined. In the sequel, in the second part of second phase, called mechanical part, the fire load capacity of the reinforced concrete column as a part of reinforced concrete frame is determined. In the mechanical part, the homogeneous likewise weakened column is modeled by planar beam theory of Reissner. The constitutive models of governing equations of reinforced concrete column are non-linear, the material parameters are temperature dependent. The main physical processes in concrete and reinforcing bars in fire are considered by the principle of additivity. In thesis, the temperature strains of concrete and steel, viscous strains of steel and transient strains and creep strains at elevated temperatures for concrete. For the estimation of explosive spalling of concrete, the hygro-thermal part and mechanical part of the fire analysis are partly coupled. As a criteria to asses the occurrence of explosive concrete spalling and amount of spalled part of concrete, the height of temperatures and pore pressures in concrete are considered. The governing equation in the mechanical part of the fire analysis for different failure scenarios are solved by semi-analytical and numerical procedure - by finite element method. For this purpose, we complete and wide our own computer software NFIRA, in the computing environment MatLab. With the extensive parametric study we find out, that (i) the explosive concrete spalling significantly reduce fire load capacity of a reinforced concrete column especially in case of one-sided (asymmetric) spalling, however, we have to include it in fire analysis of reinforced concrete columns prone to the explosive spalling and (ii) that the simultaneous phenomenon of delaminating and fracuring of concrete and further local buckling of a reinforcing bars additionally reduce fire load capacity of reinforced concrete columns and frames.

ZAHVALA

Zahvala gre mentorju prof. dr. Igorju Planincu za strokovno vodenje, nasvete in podporo pri delu.

Iskrena hvala somentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini, za vso pomoč in nasvete pri nastajanju doktorske disertacije.

Zahvaljujem se tudi vsem ostalim sodelavcem Katedre za mehaniko za koristne napotke in druženja, ki smo jih preživeli skupaj.

Hvala Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije za dodeljena finančna sredstva, ki so mi omogočila nadaljevanje študija.

Hvala prijateljem, ki ste me spremljali na tej poti.

Domen, hvala za podporo in potrpežljivost ob zaključevanju doktorske disertacije.

Hvala bratu Damjanu ter Polonci, Luku in Piki za sproščene in nasmejane trenutke v času nastajanja tega dela.

Posebna zahvala gre staršema, očetu Antonu in mami Anici, za razumevanje, spodbudo, neprecenljivo podporo in ljubezen, ki sta mi jo dajala skozi študij. Doktorsko disertacijo posvečam *njima*.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	VII
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VIII
ZAHVALA	IX
SEZNAM SIMBOLOV	XV
1 UVOD	1
1.1 Predstavitev problema in pregled stanja na obravnavanem področju	2
1.2 Vsebina dela	3
2 OSNOVNE ENAČBE TOPLOTNO-VLAŽNOSTNEGA DELA DRUGE FAZE POŽARNE ANALIZE	6
2.1 Uvod	6
2.2 Določitev temperaturnega polja po požarnem prostoru (prva faza požarne analize) . . .	7
2.3 Osnovne enačbe prevajanja toplote in vlage v betonu	9
2.4 Konstitucijske zveze modificiranega modela Davieja in sodelavcev	10
2.5 Formulacija robnega problema povezanega prevajanja toplote in vlage	13
2.5.1 Sistem parcialnih diferencialnih enačb	13
2.5.2 Začetni in robni pogoji	14
3 OSNOVNE ENAČBE MEHANSKEGA DELA DRUGE FAZE POŽARNE ANALIZE	15
3.1 Uvod in osnovne predpostavke	15
3.1.1 Kinematične enačbe	15
3.1.2 Ravnotežne enačbe	16
3.1.3 Konstitucijske enačbe	17
3.2 Adicijski razcep geometrijske deformacije	17
3.3 Mehanske lastnosti betona pri povišanih temperaturah	18
3.3.1 Sovisnost med napetostjo in deformacijo betona	18

3.3.2	Temperaturna deformacija betona	20
3.3.3	Prehodna deformacija betona	21
3.3.4	Deformacija lezenja betona	21
3.3.5	Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem betonskem vlaknu	22
3.4	Mehanske lastnosti armature pri povišanih temperaturah	23
3.4.1	Sovisnost med napetostjo in deformacijo armature	23
3.4.2	Temperaturna deformacija armature	24
3.4.3	Viskozno lezenje armature	25
3.4.4	Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem vlaknu armature	25
3.5	Formulacija robnega pogoja	26
4	LUŠČENJE BETONA IN KRITERIJI LUŠČENJA	28
4.1	Vzroki za nastanek eksplozivnega luščanja	28
4.2	Mehanizmi luščanja betona pri toplotno-vlažnostnem in toplotno-mehanskem procesu	31
4.2.1	Določitev kinetične energije toplotno-vlažnostnega procesa	31
4.2.2	Določitev kinetične energije toplotno-mehanskega procesa	32
4.3	Deformacijska energija in določitev hitrosti izleta odluščene delca	34
4.4	Kriteriji za oceno nastanka eksplozivnega luščanja in količine odluščene delca	35
4.4.1	Temperaturni kriterij in kriterij pornih tlakov	35
4.4.2	Kriterij uklonske nosilnosti in kriterij maksimuma elastične deformacijske energije	35
5	SCENARIJI PORUŠITVE AB STEBRA MED POŽAROM IN METODE REŠEVANJA	36
5.1	Scenariji porušitve	36
5.2	Reševanje enačb toplotno-vlažnostnega dela druge faze požarne analize	37
5.3	Numerično reševanje enačb mehanskega dela požarne analize	37
5.4	Določitev višine razslojenega in delno lomljenega oz. odluščene delca betona	42
5.4.1	Pol-analitični postopek	43
5.4.2	Numerični postopek	46
5.5	Drugi scenarij porušitve - globina razslojenega delca betona h_1 je manjša od a	47

5.6	Drugi scenarij porušitve - globina razslojenega dela betona h_1 je enaka ali večja a	50
5.7	Tretji scenarij porušitve - eksplozivno luščenje betona	53
5.8	Shema globalnega algoritma	54
6	RAČUNSKI PRIMER	56
6.1	Osnovni podatki o AB stebri	56
6.2	Kriteriji za pojav eksplozivnega luščenja	56
6.2.1	Kriterij temperature in kriterij pornih tlakov	57
6.2.1.1	Računski model za toplotno-vlažnostno analizo 1D betonskega traka	57
6.2.1.2	Čas nastopa luščenja in globina luščenja	59
6.2.2	Kriterij uklona razslojenega (odluščenega) dela betona oz. kriterij maksimuma elastične deformacijske energije	60
6.2.2.1	Računski model za toplotno-vlažnostno analizo prečnega prereza stebra pred pojavom luščenja	61
6.2.2.2	Določitev višine razslojenega oz. odluščenega dela betona	62
6.2.3	Določitev hitrosti izleta odluščenega dela betona	67
6.3	Scenarij SC-0: steber ostane med požarom homogen	70
6.3.1	Toplotno-vlažnostna analiza	70
6.3.1.1	Računski model in rezultati toplotno-vlažnostne analize	70
6.3.2	Mehanska analiza	73
6.4	Scenarij SC-1a oz. SC-2a: Delno luščenje, razslojeni in nalomljeni del betona ohrani vlogo toplotnega izolatorja	77
6.4.1	Toplotno-vlažnostna analiza	77
6.4.2	Mehanska analiza	77
6.4.2.1	Vpliv lokalnega uklona armaturnih palic na požarno nosilnost oslabljenega AB stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC	83
6.5	Scenarij SC-1b oz. SC-2b: Luščenje nastopi, razslojeni del betona odpade oz. izleti v celoti	87
6.5.1	Toplotno-vlažnostna analiza v primeru enostranskega luščenja	87
6.5.1.1	Računski model	87
6.5.1.2	Rezultati toplotno-vlažnostne analize	89
6.5.2	Toplotno-vlažnostna analiza v primeru dvostranskega luščenja	92

6.5.2.1	Računski model	92
6.5.2.2	Rezultati-toplotno vlažnostne analize	93
6.5.3	Mehanska analiza	96
7	ZAKLJUČEK	100
8	POVZETEK	102
9	SUMMARY	104
	VIRI	106
	PRILOGE	113

KAZALO SLIK

2.1	Posledice eksplozivnega luščenja betona. Viskozno lezenje armature. (Foto: osebni arhiv Bratina (2009)).	7
2.2	Primeri požarnih krivulj skladno s SIST EN 1991-1-2 [2].	8
3.1	Osnovni geometrijski podatki AB stebra in pomen kinematičnih in ravnotežnih količin.	16
3.2	Konstitucijski zakon betona z apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].	18
3.3	Konstitucijski zakon betona pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38]. Izotropni model utrjevanja.	20
3.4	Konstitucijski zakon hladno obdelanega jekla za armiranje pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].	23
3.5	Spreminjanje temperaturne deformacije s temperaturo za armaturo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].	25
4.1	Poškodovanost AB stebra po požarnih testih: (a) vogalno luščenje in (b) površinsko luščenje [72].	29
4.2	Empirična porazdelitev eksplozivnega luščenja za betone običajnih trdnosti. Vpliv tlačnih napetosti in povišane vsebnosti vlage [21, 80].	30
4.3	Požarni preizkus prostoležečih AB nosilcev [77, 81].	30
4.4	Model luščenja kot posledica toplotno-vlažnostnega procesa (a) pred in (b) po luščenju razslojenega dela betona.	32
4.5	Konstitucijski zakon betona in elastična deformacijska energija [38].	33
4.6	Model luščenja kot posledica toplotno-mehanskega procesa in lomna površina.	33
5.1	Predvideni scenariji porušitve AB stebra med požarom.	38
5.2	Deformacijski končni element: (a) Lobattova integracijska shema z vrednostmi uteži. (b) Lagrangeovi interpolacijski polinomi 4. stopnje.	40
5.3	Razdelitev prečnega prereza na dele in upoštevana Gaussova ploskovna integracijska shema v delu.	41
5.4	Osnovni geometrijski podatki za: (a) dvostransko (simetrično) in (b) enostransko (nesimetrično) luščenje.	42

5.5	Shema mreže končnih elementov: (a) dvostranske (simetrične) in (b) enostranske (nesimetrične) oslavitve oz. luščenja.	47
5.6	Simetrično odluščen AB steber.	48
5.7	Matematični model enostransko oslabiljenega prečnega prereza z lokalnim uklonom armaturne palice: v ravnini $X - Z$ in v ravnini $X - Y$. Poenostavljene uklonske oblike armaturnih palic.	51
6.1	Geometrijski podatki in podatki o obtežbi vrtljivo podprtega AB stebra.	57
6.2	Podatki računskega modela za toplotno-vlažnostno analizo 1D betonskega traka.	58
6.3	Časovni razvoj temperature T in pornih tlakov P_{pore} pri izpostavljenosti enodimenzijskega betonskega traka temperaturi po požarni krivulji ISO.	59
6.4	Časovni razvoj temperature T in pornih tlakov P_{pore} pri izpostavljenosti enodimenzijskega betonskega traka temperaturi po požarni krivulji HC.	60
6.5	Podatki računskega modela za toplotno-vlažnostno analizo betonskega prereza stebra pred pojavom luščenja.	61
6.6	Razporeditev integracijskih točk za račun normalnih napetosti v betonu po prečnem prerezu stebra v osrednjem delu 'b' višine L_b	62
6.7	Časovni razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el}$ za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.	64
6.8	Model AB stebra, pri katerem je razslojeni (odluščeni) del betona na primarni (togi) del povezan s torzijsko vzmetjo.	65
6.9	Časovni razvoj maksimalnega pomika razslojenega dela betona v prečni smeri w^{**} za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.	66
6.10	Časovni razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el}$ za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.	67
6.11	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO.	71
6.12	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC.	71
6.13	Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC za primer scenarija brez pojava luščenja.	72

6.14	Razporeditev integracijskih točk za račun normalnih napetosti v betonu po prečnem prerezu homogenega AB stebra.	73
6.15	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO brez pojava luščenja.	75
6.16	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC brez pojava luščenja.	76
6.17	Razporeditev integracijskih točk pri integraciji napetosti po prečnem prerezu: (a) pred oslabitvijo oz. luščenjem; (b) enostranska (nesimetrična) in (c) dvostranska (simetrična) oslabitvev oz. luščenje.	78
6.18	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, ko razslojeni del betona deluje kot toplotni izolator.	81
6.19	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC, kjer razslojeni del betona deluje kot toplotni izolator.	82
6.20	Lege izpostavljenih armaturnih palic.	83
6.21	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC in obravnavanem lokalnem uklonu armaturne palice.	85
6.22	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC in obravnavanem lokalnem uklonu armaturne palice.	86
6.23	Podatki računskega modela pri scenariju enostranskega (nesimetričnega) luščenja: (a) pred luščenjem za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC, (b) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in (c) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC.	88
6.24	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO pri predvidenem enostranskem (nesimetričnem) luščenju.	89
6.25	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC pri predvidenem enostranskem (nesimetričnem) luščenju.	90
6.26	Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih za steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC za primer enostranskega (nesimetričnega) luščenja.	91

6.27	Podatki računskega modela pri scenariju dvostranskega (simetričnega) luščenja: (a) pred luščenjem za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC, (b) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in (c) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC.	92
6.28	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO pri predvidenem dvostranskem (simetričnem) luščenju.	94
6.29	Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC pri predvidenem dvostranskem (simetričnem) luščenju.	94
6.30	Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC za primer dvostranskega (simetričnega) luščenja.	95
6.31	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, kjer razslojeni del odpade oz. izleti.	98
6.32	Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC, kjer razslojeni del odpade oz. izleti.	99

KAZALO PREGLEDNIC

6.1	Enodimenzijski betonski trak. Robni pogoji.	58
6.2	Robni pogoji toplotno-vlažnotne analize betonskega prereza stebra pred pojavom luščenja.	61
6.3	Rezultati preliminarnega računa višine L_b razslojenega (odluščenega) dela betona 'b'.	63
6.4	Elastična deformacijska energija $G_{c,el}$ razslojenega (odluščenega) dela stebra pri času $t_{cr,s} = 20$ min za različne nivoje začetne obtežbe pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.	64
6.5	Ocenjena hitrost izleta odluščenega dela betona pri izpostavljenosti AB stebra temperaturi po požarni krivulji ISO.	68
6.6	Ocenjena hitrost izleta odluščenega dela betona pri izpostavljenosti AB stebra temperaturi po požarni krivulji HC.	68
6.7	Mehanski odziv AB stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC pri scenariju brez pojava luščenja.	74
6.8	Kritični (uklonski) časi stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO za predvidene scenarije porušitve, ko razslojeni del ohrani vlogo toplotnega izolatorja za različne nivoje začetne obtežbe.	79
6.9	Kritični (uklonski) časi stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC za predvidene scenarije luščenja, ko razslojeni del ohrani vlogo toplotnega izolatorja za različne nivoje začetne obtežbe.	79
6.10	Kritični (uklonski) čas stebra z analiziranim lokalnim uklonom armaturne palice.	84
6.11	Robni pogoji za predvideno enostransko luščenje.	88
6.12	Robni pogoji za predvideno dvostransko luščenje.	93
6.13	Kritični (uklonski) čas stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO za predviden scenarij luščenja in pripadajoč delež kritičnega (uklonskega) časa glede na scenarij SC-0 za različen nivo začetne obtežbe.	96
6.14	Kritični (uklonski) čas stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC za predviden scenarij luščenja in pripadajoč delež kritičnega (uklonskega) časa glede na scenarij SC-0 za različen nivo začetne obtežbe.	97

LIST OF FIGURES

2.1	Explosive spalling damage of concrete. The creep strain. (Foto: personal archive Bratina(2009)).	7
2.2	Examples of fire curves according to SIST EN 1991-1-2 [2].	8
3.1	Geometric data of reinforced concrete column and meaning of kinematic and equilibrium quantities.	16
3.2	Constitutive law of concrete with limestone aggregate at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38].	18
3.3	Constitutive law of concrete at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38]. An isotropic hardening model.	20
3.4	Constitutive law of reinforcing steel at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38].	23
3.5	Thermal strains of reinforcement according to SIST EN 1992-1-2 [38].	25
4.1	The damage of RC column after fire tests: (a) corner spalling and (b) surface spalling [72].	29
4.2	Explosive spalling empirical envelope for concrete of normal strength. The influences of the applied compressive stresses and elevated moisture content [21, 80].	30
4.3	Fire test of RC beam [77, 81].	30
4.4	Modeling spalling as a consequence of thermo-hydral processes (a) before and (b) after dislocation of spalled-off piece.	32
4.5	Constitutive law of concrete and the elastic strain energy [38].	33
4.6	Modeling spalling in consequence of thermo-mechanical processes and the fracture area.	33
5.1	A predicted spalling failures of reinforced concrete column in fire.	38
5.2	The strain finite element: (a) Lobatto integration scheme with weights. (b) Lagrangian integration polynoms of 4 th order.	40
5.3	The distribution of the cross-section to the sub-sections and considered Gaussian quadrature integration scheme in the sub-section.	41
5.4	Geometric data for: (a) two-sided (symetric) spalling and (b) one-sided (asymetric).	42
5.5	The sheme of finite elements for: (a) two-sided (symmetrical) and (b) one-sided weakening or spalling.	47
5.6	Symmetrically spalled RC column.	48

5.7	Mathematical model of one-sided weakened cross-section with local buckling of reinforcing bar: for $X - Z$ and $X - Y$ plains. The simplified buckling form of reinforcing bars.	51
6.1	Geometrical and loading data of simply supported reinforced concrete column.	57
6.2	Data of the numerical model for thermal-hydral analysis of 1D concrete section.	58
6.3	One dimensional concrete section. Time development of temperature T and pore pressures P_{pore} for ISO fire curve of one-dimensional concrete section.	59
6.4	Time development of temperature T and pore pressures P_{pore} for HC fire curve of one-dimensional concrete section.	60
6.5	Data of the numerical model for thermal-hydral analysis of the cross-section of the concrete column before phenomena of spalling.	61
6.6	The distribution of integration points for calculation of normal stresses over the column cross-section in the central part 'b' of the height L_b	62
6.7	Time development of the elastic strain energy $G_{c,el}$ different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for: (a) ISO and (b) HC fire curve.	64
6.8	Model of RC column, where the delaminated part is compared to primary (stiffer) part of concrete with rotational spring.	65
6.9	Time development of maximal displacement in the middle of delaminated part w^{**} for different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for RC column exposed to: (a) ISO and (b) HC fire curve.	66
6.10	Time development of the elastic strain energy $G_{c,el}$ different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for: (a) ISO and (b) HC fire curve.	67
6.11	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for column exposed to ISO fire curve.	71
6.12	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for column exposed to HC fire curve.	71
6.13	The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for scenario without spalling.	72
6.14	The distribution of integration points for calculation of normal stresses over the cross-section of the homogeneously RC column.	73
6.15	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve without spalling. . . .	75
6.16	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve without spalling. . . .	76

6.17	The distribution of integration points in integration of stresses over the column cross-section: (a) no-spalling, (b) one-sided and (c) two-sided spalling.	78
6.18	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve, where the delaminated part of concrete acts as thermal insulator.	81
6.19	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve, where the delaminated part of concrete acts as thermal insulator.	82
6.20	The position of a exposed reinforcing bars.	83
6.21	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve with analysis of local buckling of reinforcing bar.	85
6.22	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire load with analysis of local buckling of reinforcing bar.	86
6.23	Data of the numerical model for one-sided (symmetric) spalling: (a) before spalling for ISO and HC fire curve, (b) after spalling for ISO and (c) after spalling for HC fire curve.	88
6.24	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for one-sided (antisymmetric) spalling for ISO fire curve.	89
6.25	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for one-sided spalling for column exposed to HC fire curve.	90
6.26	A one-sided spalling. The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for one-sided (asymmetric) spalling.	91
6.27	Data of the numerical model for two-sided (symmetric) spalling: (a) before spalling for ISO and HC fire curve, (b) after spalling for ISO and (c) after spalling for HC fire curve.	92
6.28	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for two-sided (symmetric) spalling for ISO fire curve.	94
6.29	Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for two-sided (symmetric) spalling for HC fire curve.	94
6.30	A two-sided spalling. The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for two-sided (symmetric) spalling.	95
6.31	The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve, where the delimitated part flies out.	98

6.32 The mechanical response of RC column of the predicted spalling scenario, where the delimitated part flies out. The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve, where the delimitated part flies out. 99

LIST OF TABLES

6.1	One dimensional concrete section. Boundary conditions.	58
6.2	Boundary conditions of thermo-hygro analysis of the cross-section of the concrete column before spalling.	61
6.3	The results of preliminary calculations of the length L_b of delaminated (spalled) part of concrete 'b'.	63
6.4	An elastic strain strain energy $G_{c,el}$ of the delaminated (spalled) part of the column on time $t_{cr,s} = 20$ min for different initial magnitudes of the external load for ISO and HC fire curve.	64
6.5	The estimated piece velocities of spalled-off piece for RC column exposed to ISO fire curve.	68
6.6	The estimated piece velocities of spalled-off piece for RC column exposed to HC fire curve.	68
6.7	The mechanical response of RC column of the predicted no spalling scenario (SC-0) for ISO and HC fire curve.	74
6.8	The critical (buckling) times for a predicted failure scenarios, where the delaminated part acts as a thermal insulator for a different magnitudes of the load for ISO fire curve.	79
6.9	The critical (buckling) times for a predicted spalling scenarios, where the delaminated part acts as a thermal insulator for a different magnitudes of the load for HC fire curve.	79
6.10	The critical (buckling) time with analysis of local buckling of reinforcing bar.	84
6.11	Boundary conditions for predicted one-sided spalling.	88
6.12	Boundary conditions for predicted two-sided spalling.	93
6.13	The critical (buckling) time for a different scenario of spalling and the part of critical (buckling) time regarding to scenario SC-0 for a various initial load level.	96
6.14	The critical (buckling) time for a different scenario of spalling and the part of critical (buckling) time regarding to scenario SC-0 for a various initial load level.	97

SEZNAM SIMBOLOV

A_{fr}	lomna površina razslojenega dela betona
$A_{s,j}$	prečni prerez armaturne palice ($j = 1, 2, \dots, n_s$)
\dot{E}_{FW}	količina izparjene proste vode vključno z desorpcijo (merjeno na volumsko enoto betona)
D_B	difuzijski koeficient adsorbirane vode
D_{AV}	difuzijski koeficient zraka v vodni pari
D_{VA}	difuzijski koeficient vodne pare v zraku
$E_{j,i}$	elastični modul materiala ($j = c, s, i = 20, T$)
E_{fr}	lomna energija
E_{kin}	deformacijska energija
E_{kin}^{th}	kinetična energija toplotno-vlažnostnega procesa oz. delo pornih tlakov
E_{kin}^{tm}	kinetična energija toplotno-mehanskega procesa oz. elastična deformacijska energija
$\mathbf{E}_X, \mathbf{E}_Y$ in \mathbf{E}_Z	desnosučna vektorska baza prostorskega Kartezijevega koordinatnega sistema
$G_{c,el}$	elastična deformacijska energija
$G_{c,el}^{max}$	najvišja elastična deformacijska energija
G_f	specifična energija loma betona v nategu (CEB-FIB model)
\mathbf{J}_i	masni tok faze i ($i = FW, A, V$)
K	začetna vrednost prepustnosti betona
K_i	relativna prepustnost plinaste in kapljevinske faze i ($i = G, L$)
L	višina stebra
L_r	višina posameznih delov oz. elementov stebra ($r = a, ba, bb, bc, b, c$)
L_b	višina razslojenega in lomljenega oz. odlučnega dela betona
L_s	razdalja med stremeni
L_u	uklonska dolžina
N, Q	osna in prečna sila prečnega prereza stebra
P	zunanja obtežba
P_C	kapilarni tlak
P_G	tlak plinske zmesi (enak vsoti delnih tlakov suhega zraka in vodne pare)
P_{cr}	kritična uklonska sila
P_{pore}	porni tlak
P_{pore}^{max}	majvišji porni tlak na globini h_1 pri temperaturi $T = 200^\circ \text{C}$
P_m	Lagrangeovi interpolacijski polinomi reda $(M - 1)$ ($m = 1, 2, \dots, M$)
R_i	plinska konstanta suhega zraka in vodne pare ($i = A, V$)
R_X, R_Z, M_Y	X, Y in Z komponenta rezultante sil in momentov glede na prostorsko bazo
S	stopnja zasičenosti por betona s prosto vodo
S_B	stopnja zasičenosti sten kapilarnih por v betonu z adsorbirano vodo
S_{SSP}	zgornja meja zasičenosti sten kapilarnih por z adsorbirano vodo
S_m	posplošena robna obtežba stebra ($m = 1, 2, \dots, 6$)

T	temperatura
T_{cr}	kritična temperatura
V_1	začetna prostornina plinov
V_2	končna prostornina plinov
a	oddaljenost težišča armaturne palice od najbližjega roba betona
a_1	globina prečne razpoke (začetna nepopolnost)
b	širina prečnega prereza AB stebra
c	razmerje med globino prečne razpoke a_1 in debelino odlučenega dela betona h_1
'a', 'b', 'c'	zgornji, srednji (oslabljeni) in spodni del AB stebra
f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost betona
$f_{c,0}$	tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi
$f_{c,T}$	tlačna trdnost betona pri temperaturi T
f_{sp}	meja proporcionalnosti armature
f_{sy}	trdnost armature
f_{yk}	karakteristična meja elastičnosti armature
f_i^{trial}	pomožna funkcija v modelu izotropnega utrjevanja ($i = c, s$)
h	višina prečnega prereza AB stebra
h_1	debelina razslojenega (lomljenega, razdrobljenega, odlučenega) dela betona
h_{qr}	prestopni koeficient, ki ga sestavljata konvekcijski (h_q) in radiacijski (h_r) del
k	toplotni prevodnostni koeficient
k_2	empirična konstanta materiala pri računu prehodnih deformacij betona
m	masa razslojenega (lomljenega, odlučenega) dela betona
n_s	število vzdolžnih armaturnih palic
p_{or}^0	začetna poroznost betona
p_1	začetni (porni) tlak
p_2	končni tlak (tlak okolice)
p_x, p_z, m_y	X, Y in Z komponenta linijske in momentne linijske obtežbe
r	širina vzdolžne razpoke
t	čas
t_{cr}	računski čas porušitve
$t_{cr,s}$	čas luščenja
u	pomik referenčne osi v smeri prostorske koordinat X
u^*	karakteristični navpični pomik na vrhu AB stebra
u_m	posplošeni robni pomiki ($m = 1, 2, \dots, 6$)
v_B	hitrost adsorbirane vode
v_G	hitrost plinaste zmesi
v_L	hitrost proste vode
v_p	hitrost izleta odlučenega dela betona
w	pomik referenčne osi v smeri prostorske koordinat Z
w^*	karakteristični vodoravni pomik na sredini AB stebra
w^{**}	karakteristični vodoravni pomik na sredini razslojenega dela betona
$z_{s,j}$	oddaljenost težišča armaturne palice od težišča prečnega prereza AB stebra ($j = 1, 2, \dots, n_s$)

q_t toplotni tok

Grški simboli

β	masni prestopni koeficient
β_1, d	empirični konstanti materiala
φ	zasuk prečnega prereza stebra okrog referenčne osi
ε	specifična sprememba dolžine poljubnega materialnega vlakna v smeri x (geometrijska deformacija)
ε_0	specifična sprememba referenčne osi
ε_i	volumski delež faze i ($i = \text{FW}, \text{A}, \text{V}, \text{G}$)
ε_m	faktor emisivnosti
ε_{cr}	kritična osna deformacija
$\varepsilon_{\sigma,i}$	mehanska deformacija betona oz. armature ($i = \text{c}, \text{s}$)
$\varepsilon_{\sigma,c1,T}$	deformacija pri tlačni trdnosti betona
$\varepsilon_{\sigma,cu,T}$	mejna deformacija betona
$\varepsilon_{sy,T}$	deformacija armature pri doseženi trdnosti
$\varepsilon_{st,T}$	deformacija armature na meji mehčanja
$\varepsilon_{su,T}$	mejna deformacija armature
$\varepsilon_{cr,i}$	deformacija lezenja betona oz. armature ($i = \text{c}, \text{s}$)
$\varepsilon_{th,i}$	temperaturna deformacija betona
$\varepsilon_{tr,c}$	prehodna deformacija betona
$\varepsilon_G \tilde{\rho}_V$	masna koncentracija vodne pare na enoto prostornine betona
$\varepsilon_G \tilde{\rho}_A$	masna koncentracija suhega zraka na enoto prostornine betona
κ	upogibna deformacija
λ	vitkost stebra
λ_E	latentna toplota izparevanja (oz. utekočinjanja)
λ_D	latentna toplota dehidracije
μ	nivo začetne obtežbe P
μ_i	dinamična viskoznost posamezne faze ($i = \text{G}, \text{L}$)
ν_i^{trial}	akumulirana vrednost plastične deformacije v modelu izotropnega utrjevanja
$\tilde{\rho}_i$	gostota faze i na volumsko enoto plinske zmesi ($i = \text{FW}, \text{A}, \text{V}, \text{G}$)
ρ_i	masa volumske enote ($i = \text{L}, \text{c}$)
ρ_{sl}	stopnja armiranja z vzdolžno armaturo določena z razmerjem A_s/A_c
σ_i	normalna napetost v betonu oz. armaturi ($i = \text{c}, \text{s}$)
$\sigma_{i,Y}$	začetna meja lezenja v modelu izotropnega utrjevanja ($i = \text{c}, \text{s}$)
$\sigma_{s,j}$	normalna napetost ' j '-te armaturne palice
σ_i^{trial}	pomožna napetost v modelu izotropnega utrjevanja (i ($i = \text{c}, \text{s}$))
Δ	diferenca dveh količin
∇	Hamiltonov operator

Indeks

A	suh zrak
B	adsorbirana prosta voda
FW	prosta voda; zajema adsorbirano in tekočo vodo
G	plinska zmes vodne pare in suhega zraka
L	tekoča voda
T	stanje pri povišani temperaturi T
V	vodna para
c	beton
cr	kritična (mejna) vrednost posamezne količine
k	številka časovnega koraka
max	najvišja vrednost posamezne količine
pore	porni tlaki
s	jeklo za armiranje (armatura)
th	toplotno-vlažnostni proces
tm	toplotno-mehanski proces
∞	zunanji pogoji
0	začetni pogoji
20	stanje pri sobni temperaturi

Krajšave

AB	armiranobetonski
RC	reinforced concrete
MKE	metoda končnih elementov
t.j.	to je
t.i.	tako imenovani
oz.	oziroma
npr.	na primer
idr.	in drugo

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Varnost pred požarom predstavlja eno izmed bistvenih zahtev, ki jo mora izpolnjevati vsaka gradbena konstrukcija. Strokovno področje, ki se ukvarja z raziskovanjem nastanka, razvoja in poteka požara, je požarno inženirstvo. Zajema termodinamične in termomehanske procese v konstrukcijah, odziv konstrukcij na hkratno delovanje mehanske in požarne obtežbe, požarno zaščito objektov ter vpliv požara na okolje in odziv ljudi v ekstremnih pogojih požara. Požar, ki predstavlja burno kemično reakcijo, je zelo zapleten in težko opisljiv pojav. Na temperaturo požara in njegovo širjenje po požarnem prostoru in po konstrukciji vplivajo različni parametri kot so: vrsta, količina in razporeditev gorljive snovi, velikost požarnega prostora, termična difuzivnost in konduktivnost konstrukcije, toplotna radiacija znotraj požarnega prostora, hitrost gibanja zraka, temperatura in zračni pritisk, relativna vlažnost okolja in številni drugi. Glede na veliko število težko določljivih vplivnih parametrov, je ocena časovne in krajevne razporeditve temperature v požarnem prostoru med požarom zelo nezanesljiva in zahtevna. Bolj zanesljiva, vendar še vedno zelo zahtevna je ocena vpliva požara na samo konstrukcijo. Tako se pri betonskih konstrukcijah med požarom pojavijo različne mehanske, termične in kemijske spremembe, ki so izrazito nelinearne in nestacionarne in med seboj povezane. Te spremembe povzročijo v konstrukciji nastanek dodatnih napetosti zaradi povišanih temperaturnih gradientov in hkrati zaradi povišanih pornih tlakov nastanek mikrorazpok ali pa celo trajnih poškodb betonske konstrukcije. Različne eksperimentalne raziskave in ugotovitve pri dejanskih požarih v konstrukcijah kažejo še na en zelo neugoden pojav, ki se lahko pojavi pri betonskih konstrukcijah med požarom, to je luščenje oz. odpadanje betona. Ta se lahko pojavi že na začetku požara pri relativno nizkih temperaturah in se pojavi v obliki eksplozije. V teh primerih govorimo o eksplozivnem luščenju betona. Ta oblika luščenja betona je zelo nezaželena, saj lahko povzroči takojšnjo porušitev konstrukcije. V strokovni literaturi opazimo številne eksperimentalne raziskave o lastnostih betona pri povišanih temperaturah, v novejšem času z razvojem računalništva pa tudi številne numerične modele za analizo požarne varnosti betonskih konstrukcij. V gradbeništvu se beton pogosto uporablja v kombinaciji z ostalimi konstrukcijskimi materiali, kot sta jeklo in les. Omenimo le armiranobetonske (v nadaljevanju AB) konstrukcije in kompozitne konstrukcije iz jekla in betona oz. iz lesa in betona. Pri analizi togosti, duktilnosti in nosilnosti teh konstrukcij med požarom je potrebno dobro poznavanje lastnosti posameznih sestavnih gradbenih materialov ter tudi lastnosti stikov med temi materiali. Tako je za jeklene konstrukcije med požarom najznačilnejši pojav t.i. viskozno lezenje jekla, za lesene konstrukcije oglenenje lesa in za betonske konstrukcije že prej omenjeno luščenje betona. Stebri so poleg nosilcev osnovni konstrukcijski elementi vsakega okvirja. Zato obnašanje stebrov bistveno vpliva na obnašanje okvirjev kot celote. Porušitev stebrov lahko nastopi zaradi izčrpanosti materiala (čokati stebri) ali pa zaradi uklona (vitki stebri). Med požarom se praviloma deformabilnost konstrukcije povečuje, kar še poveča izpostavljenost AB okvirjev uklonskim oz. stabilnostnim pojavom. Ker sta beton in armatura plastična materiala, je pričakovano uklonska nosilnost AB okvirjev odvisna tudi od t.i. plastičnega uklona stebrov, za katerega je značilna dodatna postkritična nosilnost. Pri požarni nosilnosti AB okvirjev je poleg prej omenjenega plastičnega uklona stebrov pomembna tudi robustnost okvirja, to je lastnost oz. sposobnost okvirja, da porušitev enega konstrukcijskega elementa ne povzroči tudi globalno porušitev. Povzamemo lahko, da sodobno požarno varno projektiranje večetažnih AB okvirjev zahteva

celostno obravnavanje, kjer so stabilnostni pojavi AB okvirja pogosto bistvenega pomena.

1.1 Predstavitve problema in pregled stanja na obravnavanem področju

Matematično modeliranje interakcije med požarom in konstrukcijo je v splošnem zelo kompleksna naloga. Vzrok temu so prej omenjeni zahtevni in med seboj povezani kemijski, hidrološki, toplotni in mehanski procesi v betonu pri povišanih temperaturah. Praviloma je modeliranje teh pojavov razdeljeno v dve fazi. V prvi fazi najprej določimo količino razpoložljive toplote v požarnem prostoru zaradi gorenja in nato časovno in krajevno razporeditev temperatur in hitrosti plinov po požarnem prostoru zaradi konvekcije plinov in toplotne radiacije, kjer moramo upoštevati tudi vplive dima, saj, pepela in prahu po požarnem prostoru. Zaradi številnih nezanesljivih parametrov in zahtevnih matematičnih modelov te faze požarne analize, razporeditev temperaturnega polja v požarnem prostoru pogosto modeliramo z eksperimentalno določenimi požarnimi krivuljami [1–3].

Ko poznamo razporeditev temperatur v požarnem prostoru nato v drugi fazi požarne analize z uporabo teh rezultatov določimo še razporeditev temperatur, pornih tlakov, zmesi suhega zraka in vodne pare, deformacij in napetosti v konstrukciji. Pogosto tudi to fazo požarne analize ločimo na toplotno-vlažnostni in mehanski del. V nadaljevanju na kratko predstavimo nekaj matematičnih modelov, ki se uporabljajo za modeliranje druge faze požarne analize. V najenostavnejših matematičnih modelih je zanemarjen vpliv gradienta pornega tlaka na razporeditev temperatur v betonu oz. je obravnavan ločeno [4], v natančnejših pa ne. Med prvimi je povezan prehod vlage in toplote v kapilarno poroznih materialih raziskoval Luikov [5]. Kasneje so pojav raziskovali tudi številni drugi [6–17]. Pri tem je večina omenjenih raziskovalcev mehanski del požarne analize obravnavala ločeno od toplotno-vlažnostne analize. Taka nepovezana požarna analiza AB konstrukcij je v večini primerov upravičena, saj je vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperature konstrukcije v primerjavi s spremembo temperature zaradi dovedene toplote sorazmerno majhen, hkrati pa je tudi stisljivost vode mnogo večja od stisljivosti betona [18]. Omenjeni, nepovezani matematični modeli pa so neprimerni za oceno izpostavljenosti AB konstrukcije eksplozivnemu luščenju betona. Za te ocene v znanstveni literaturi zasledimo bolj natančne modele [14, 16, 19], kjer raziskovalci mehanski in toplotno-vlažnostni del požarne analize obravnavajo povezano. Kot poročajo številni raziskovalci, je razumevanje pojava eksplozivnega luščenja betona med požarom še skromno. Luščenje konstrukcij iz betonov visoke trdnosti, je med prvimi podrobneje opisal Hertz [20]. Številne eksperimentalne raziskave kažejo, da na pojav eksplozivnega luščenja betona najizraziteje vplivajo naslednji parametri: hitrost ogrevanja požarnega prostora in s tem betonske konstrukcije, vsebnost vlage v betonu, prepustnost in poroznost betona in s tem povezana velikost pornih tlakov, velikost tlačnih napetosti v betonski konstrukciji in ovirane temperaturne deformacije. Poleg naštetega vpliva na pojav eksplozivnega luščenja betona med požarom tudi oblika in velikost prečnega prereza, razporeditev temperatur v konstrukciji, tip in velikost agregata, starost betona, predhodna razpokanost, lega in količina armature ter debelina zaščitne plasti betona [16, 21]. V literaturi o tem zasledimo deljena mnenja ali se eksplozivno luščenje betona pojavi zaradi povišanih pornih tlakov ali pa zaradi oviranih temperaturnih deformacij [8, 15, 16, 22–24].

V znanstveni literaturi zasledimo tudi številne raziskave o uklonski nosilnosti vseh vrst AB konstrukcij pri sobni temperaturi. Začetki teh raziskav segajo v 18. stoletje, ko je Euler analiziral uklonske sile tlačno obremenjenega elastičnega stebra [25]. Zanimivo je, da eksperimenti niso potrdili njegovih

ugotovitev, saj ni upošteval ekscentrične osne obremenitve stebra [26] in drugih geometrijskih nepopolnosti stebra. Dandanes je uklonska analiza elastičnih konstrukcij dobro znana [26–28]. Znano pa je, da linearni elastični modeli obnašanja materiala niso dovolj natančni pri analizi AB konstrukcij [29–31]. Uklonsko stabilnost plastičnega stebra je med prvimi obravnaval Engesser [32], ki je dokazal, da materialna nelinearnost bistveno zniža uklonsko silo stebra. Pojavile pa so se dileme, ali je pri uklonu stebra potrebno upoštevati tudi elastično razbremenjevanje stebra, kar poveča uklonsko nosilnost stebra. Dilemo je razrešil Shanley [33], ki je s preprostim matematičnim modelom in z eksperimentalnimi raziskavami pokazal, da se uklon plastičnega stebra pojavi pri t.i. tangentni kritični sili. Detajlno je plastični uklon stebrov in tudi 3D teles opisan v knjigi Battini [34]. Raziskave o uklonu plastičnih idealnih AB stebrov so relativno redke. Omenimo le nekatere. Kraubergerjeva in sodelavci [31] so podali analitično rešitev za uklonske sile Eulerjevih AB stebrov in ugotovili, da ima materialna nelinearnost velik vpliv na uklonsko nosilnost stebra ter ugotovitve primerjali z evropskim standardom SIST EN 1992-1-1 [35]. Prav tako so Kraubergerjeva in sodelavci [36] ugotovili, da ima poleg materialne nelinearnosti tudi lokalna oslabitev stebrov (materialna nepopolnost stebra) ravno tako velik vpliv na uklonsko nosilnost AB stebrov. Raziskav o uklonski nosilnosti vseh vrst elastičnih konstrukcij z numeričnimi metodami je v literaturi veliko. Detajlni pregled le teh je opisan v knjigi Bažanta in Cedolina [26]. Tudi raziskave o požarni nosilnosti AB upogibnih linijskih konstrukcij so v literaturi številne [37, 38], nekoliko manj pa je raziskav o uklonski požarni nosilnosti AB stebrov [39–41]. Kolikor nam je znano pa ni raziskav, ki bi analizirale požarno nosilnost AB stebrov z upoštevanjem hkratnega vpliva eksplozivnega luščenja betona in lokalnega uklona armaturnih palic. Večina omenjenih raziskav o požarni odpornosti in tudi uklonski požarni nosilnosti AB stebrov med požarom je zasnovanih na dvofaznih matematičnih modelih, kjer je praviloma tudi druga faza analize obravnavana ločeno [39]. Kot kažejo eksperimenti, nastopijo pri AB konstrukcijah med požarom tudi velike plastične deformacije [40]. Ena izmed značilnosti plastičnega obnašanja materiala je elastično razbremenjevanje, ki ima, kot je znano, ključen vpliv na postkritično obnašanje konstrukcij [34]. Torej lahko ugotovimo, da moramo za oceno požarne nosilnosti AB okvirjev oz. stebrov med požarom upoštevati tudi vse značilne pojave AB konstrukcij v pogojih požara kot so: eksplozivno luščenje betona (za tiste okvirje, ki so izpostavljeni eksplozivnemu luščenju), lokalni uklon armaturnih palic ter vse značilne nelinearne materialne lastnosti betona in jekla pri povišanih temperaturah ter tudi geometrijsko nelinearne lastnosti okvirjev. Take celostne analize požarne nosilnosti AB okvirjev do sedaj v znanstveni literaturi, po našem vedenju, nismo zasledili.

1.2 Vsebina dela

V doktorski disertaciji predstavimo nov numerični model za oceno požarne nosilnosti AB okvirjev z upoštevanjem vpliva eksplozivnega luščenja in lokalnega uklona armaturnih palic. Dodatno v disertaciji predstavimo z detajlnimi parametričnimi študijami tudi vpliv eksplozivnega luščenja betona in lokalnega uklona armaturnih palic na požarno uklonsko nosilnost AB stebrov. Predstavljeni numerični model dejansko predstavlja razširitev delno povezanega numeričnega modela za požarno analizo delno razslojenih ukrivljenih AB konstrukcij, ki ga je v svoji disertaciji predstavil Ružić [42], za požarno analizo AB okvirjev. Novost predstavljenega modela se nanaša na mehanski del požarne analize. Tu upoštevamo vse značilne scenarije, ki vplivajo na požarno nosilnost AB stebrov in so povezani s pojavom eksplozivnega luščenja betona in lokalnim uklonom armaturnih palic. V sklopu modela lahko lokalni uklon razsloje-

nega (odluščenega) dela betona analiziramo analitično oz. numerično, lokalni uklon armaturnih palic pa analitično.

V sklopu delno povezanega numeričnega modela za analizo AB konstrukcij najprej določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur v požarnem prostoru [42]. Potek požara v požarnem prostoru določimo z uporabo dostopnih računalniških programov ali pa z uporabo požarnih krivulj. Nato v prvem delu druge faze požarne analize, ki jo imenujemo toplotno-vlažnostni del, določimo časovno in krajevno razporeditev temperature, pornih tlakov in koncentracije suhega zraka in vodne pare v betonu. To določimo z upoštevanjem enačbe za prenos toplote s kondukcijo in konvekcijo ter enačb za transport vode in zmesi suhega zraka in vodne pare po poroznem materialu. Pri tem upoštevamo vse značilne procese v betonu pri povišanih temperaturah kot so: izparevanje vode oz. utekočinjanje vodne pare in dehidracijo kemijsko vezane vode. Poleg omenjenega v analizi upoštevamo tudi vpliv kapilarnih tlakov, časovno odvisno propustnost kapljevinate faze in difuzijo adsorbirane vode [11, 14, 43]. Osnovne parcialne diferencialne enačbe rešimo krajevno z Galerkinovo metodo končnih elementov [44], kot časovno diskretizacijo pa uporabimo stabilno implicitno metodo [45]. Za ta del požarne analize uporabimo podobno kot Ružić [42] računalniški program *MoistureHeat2*, ki ga je v svoji doktorski disertaciji predstavila Kolškova [46]. Mehanski del druge faze požarne analize predstavlja osrednjo temo doktorske disertacije. Geometrijsko nelinearne pojave AB okvirja oz. stebrov med požarom opišemo z Reissnerjevim modelom ravninskega okvirja [47]. Nelinearno in temperaturno odvisne materialne modele betona in armature v modelu upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2 [38]. Z adicijskim razcepom v modelu upoštevamo poleg mehanskih in temperaturnih deformacij še prehodne deformacije in deformacije lezenja pri povišanih temperaturah pri betonu in viskozno lezenje jekla pri povišanih temperaturah za armaturne palice. Uklonske sile armaturnih palic med požarom določimo z linearizirano stabilnostno analizo [48] in z upoštevanjem vseh prej opisanih nelinearnih lastnosti jekla pri povišanih temperaturah. V sklopu kriterijev za nastanek pojava eksplozivnega luščenja betona in s tem povezane količine razslojenega (odluščenega) dela betona upoštevamo kriterij deformacijske energije in uklonske nosilnosti razslojenega dela betona. Za idealne stebre uklonske dolžine razslojenega dela betona določimo analitično oz. numerično z linearizirano stabilnostno analizo in z upoštevanjem vseh prej opisanih nelinearnih pojavov v betonu pri povišanih temperaturah. V primeru nepopolnih stebrov pa seveda numerično. Ker vsi ti pojavi pogosto ne nastopajo v stebrih hkrati, smo v disertaciji definirali tri možne in najbolj verjetne scenarije: (i) eksplozivno luščenje betona in tudi lokalni uklon armaturnih palic ne vplivata na požarno nosilnost stebrov oz. okvirjev; (ii) požarna nosilnost stebra oz. okvirja je pogojena le s pojavom eksplozivnega luščenja betona in (iii) požarna nosilnost stebra je posledica pojava luščenja betona in lokalnega uklona armaturnih palic. Z vsemi tremi požarnimi scenariji smo dopolnili računalniški program *NFIRA*, ki deluje v programskem okolju *MatLab*, in ga je v svoji doktorski disertaciji predstavil Bratina [4].

Za ustrezno oceno izpostavljenosti konstrukcije pojavu eksplozivnega luščenja betona moramo dobro določiti časovno in krajevno razporeditev temperatur, pornih tlakov, koncentracij zmesi suhega zraka in vodne pare ter napetostnega in deformacijskega stanja v konstrukciji med požarom. Kot poročajo številni raziskovalci, lahko to določimo le s povezanim toplotno-vlažnostnim in mehanskim delom požarne analize [23, 49, 50]. Ker so zaenkrat ti numerični modeli matematično prezahtevni za geometrijsko zahtevne konstrukcije kot so AB okvirji, smo v doktorski disertaciji za drugo fazo požarne analize izbrali le delno povezan model. Zaradi nezanesljivosti količin, ki jih določimo s tem modelom in so ključni za določitev nastanka eksplozivnega luščenja betona (tu mislimo predvsem na velikost pornih tlakov), smo

v disertaciji kvantificiranje kriterija za nastanek luščenja betona in količino razslojenega (odluščenega) dela betona ocenili s parametričnimi študijami.

Delo zajema poleg uvodnega poglavja še osem poglavij in priložo k doktorski disertaciji. Zaradi večje preglednosti osnovne enačbe za toplotno-vlažnostni in mehanski del požarne analize predstavimo v ločenih poglavjih. Tako v drugem 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 modelu Davieja in sodelavcev [11], kot so predstavljene v doktorski disertaciji Kolškove [46] in Ružiča [42]. V tretjem poglavju predstavimo osnovne enačbe za analizo uklonske nosilnosti AB okvirjev oz. stebrov med požarom. Poleg geometrijsko točnih kinematičnih in ravnotežnih enačb opišemo tudi vse konstitucijske enačbe. Skladno s tem najprej predstavimo temperaturno odvisne materialne modele betona in armature med požarom, skladno z adicijskim razcepom geometrijskih deformacij pa temperaturne deformacije betona in armature, viskozno lezenje armature in lezenja betona pri povišanih temperaturah, ter prehodne deformacije betona. Za oceno požarne uklonske nosilnosti dodatno upoštevamo v numeričnem modelu še vpliv eksplozivnega luščenja betona in lokalnega uklona armaturnih palic. V četrtem poglavju navedemo vzroke, mehanizme ter kriterije za oceno eksplozivnega luščenja. Na osnovi kriterijev eksplozivnega luščenja in izračunane deformacijske energije, ki nastane kot posledica toplotno-mehanskega in toplotno-vlažnostnega procesa, določimo hitrost izleta razslojenega (odluščenega) dela betona od preostalega, bolj togega dela AB stebra. V petem poglavju, ki predstavlja osrednjo temo doktorske disertacije, detajlno predstavimo algoritem delno povezanega numeričnega modela za požarno uklonsko nosilnost AB okvirjev oz. stebrov. V sklopu tega bolj detajlno opišemo mehanski del požarne analize, kjer enačbe rešimo analitično oz. numerično, lokalni uklon armaturnih palic med posameznimi stremeni pa analitično. Natančnost in primernost predstavljenega delno povezanega numeričnega modela za požarno analizo okvirnih AB konstrukcij predstavimo v šestem poglavju. V tem poglavju z obsežnimi parametričnimi študijami analiziramo vpliv požarne in mehanske obtežbe, luščenja betona in lokalnega uklona armaturnih palic na mehanski odziv AB okvirjev oz. stebra, prav tako pa kvantificiramo tudi kriterije za nastanek pojava eksplozivnega luščenja betona ter posledično širino, višino in debelino razslojenega (odluščenega) dela betona. V sedmem poglavju podamo zaključke disertacije, v osmem in devetem poglavju pa povzetek v slovenskem in angleškem jeziku. Disertacija poleg navedenih poglavij obsega tudi priložo, kjer predstavimo pol-analitični postopek za analizo uklonske nosilnosti homogenih AB stebrov med požarom.

2 OSNOVNE ENAČBE TOPLOTNO-VLAŽNOSTNEGA DELA DRUGE FAZE POŽARNE ANALIZE

2.1 Uvod

Beton je kompoziten material sestavljen iz trdne betonske matrice in por, ki so deloma zapolnjene z vodo, deloma pa s plinsko zmesjo suhega zraka in vodne pare. Glede na velikost por lahko govorimo o: (i) porah v agregatu, (ii) kapilarnih porah v cementnem kamnu, ki jih polnijo zrak, vodna para in prosta voda, ter (iii) gelnih porah v cementnem kamnu, zapolnjenih s kemijsko vezano vodo. Ta nastane pri vezanju cementa in vode, torej v procesu hidratacije.

V betonu se pri povišanih temperaturah začnejo dogajati številni kemijski in fizikalni procesi, ki povzročijo spremembo zgradbe betona. Procesni so v največji meri odvisni seveda od temperature, hitrosti ogrevanja, velikosti mehanske obtežbe, vlažnosti betona idr. [21]. Pri segrevanju betona poteka poleg prevajanja toplote zaradi konvekcije in kondukcije tudi gibanje snovi oz. pretakanje vode, vodne pare in zraka po porah betona, kar je posledica tlačnega, vlažnostnega in temperaturnega gradienta. Gibanje zmesi vodne pare in zraka ter proste vode v betonu poteka med požarom bodisi navzven, kjer prestopa v okolico, bodisi navznoter proti hladnejšemu betonu. Zaradi nižjih temperatur v notranjosti betona, se vodna para ponovno utekočini v prosto vodo. Kot posledica lahko zaradi visoke zasičenosti por ali pa visokih tlačnih napetosti, ki v betonu znižajo prepustnost nekaterih območij, gibanje zmesi in plinov pa je ovirano ali pa celo zaustavljeno, nastane območje zamašitve. Ob nadaljnjem naraščanju temperatur okolice porni tlaki pred zamašenim območjem betona hitreje naraščajo. Nekateri raziskovalci celo mislijo, da je to vzrok za nastanek eksplozivnega luščenja betona. Vendar je večina raziskovalcev prepričanih, da je eksplozivno luščenje betona posledica oviranih temperaturnih deformacij ali pa povišanih pornih tlakov ob temperaturi izpostavljeni površini betona oz. kombinaciji obeh. Ta pojav je zelo nezaželen, ker se pojavi v zgodnji fazi požara in zaradi odluščenega dela betona je visokim temperaturam požarnega prostora neposredno izpostavljena temperaturno občutljiva armatura. Na pojav luščenja sicer vplivajo številni parametri: hitrost ogrevanja požarnega prostora, vsebnost vlage v betonu, prepustnost in poroznost betona, velikost tlačnih napetosti v plasti betona ob ogrevani površini, ovirane temperaturne deformacije, uporaba agregata z velikim temperaturnim razteznostnim koeficientom, tlačna trdnost in kvalitete betona, velikost in oblika prečnega prereza, vsebnost polipropilenskih vlaken ter količina in lega armature ter debelina zaščitne plasti in drugi [20, 21]. Posledice eksplozivnega luščenja betona z opaznim viskozno leženjem armature prikazujemo na sliki 2.1.

Glede na opisano, je prevajanje toplote in vlage v poroznem materialu izrazito povezan pojav in kot tak izredno zahteven za modeliranje. Najpreprostejši modeli, ki jih najdemo v znanstveni literaturi, obravnavajo zgolj prenos toplote s kondukcijo po trdni neporozni snovi, vpliv gradientov pornih tlakov in koncentracije vlage v betonu pa zanemarijo. Natančnejši modeli omenjene pojave modelirajo povezano [6, 8, 11, 14–16, 18, 19, 23]. Tudi za oceno pojava luščenja betona obstajajo v literaturi številni poenostavljeni modeli in kriteriji [23, 41], ki se jih lahko posredno vključi v požarno analizo.

V nadaljevanju predstavimo matematični del povezanega prevajanja toplote in vlage po betonu med



Slika 2.1: Posledice eksplozivnega luščenja betona. Viskozno lezenje armature. (Foto: osebni arhiv Bratina (2009)).

Figure 2.1: Explosive spalling damage of concrete. The creep strain. (Foto: personal archive Bratina (2009)).

požarom, ki so ga predstavili Davie in sodelavci [11] oz. Kolškova v svoji doktorski disertaciji [46]. Značilnost modela je, da najprej določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur v požarnem prostoru (prva faza požarne analize) in nato v toplotno-vlažnostnem delu druge faze požarne analize določimo še časovno in krajevno razporeditev temperatur, pornih tlakov in gostote vodne pare v betonu.

2.2 Določitev temperaturnega polja po požarnem prostoru (prva faza požarne analize)

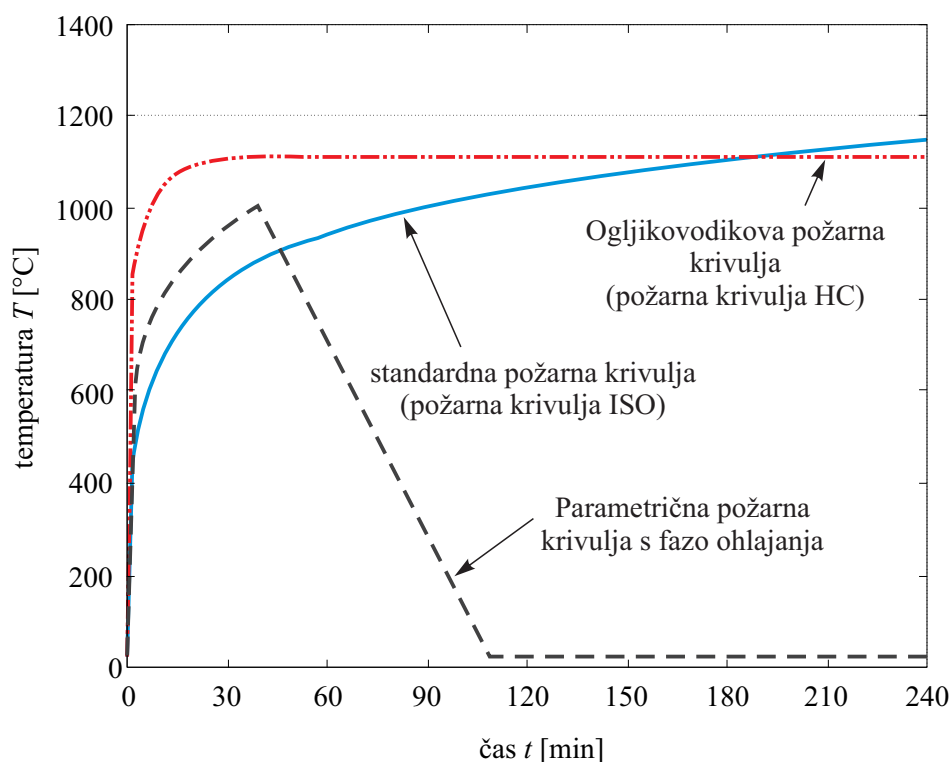
Požar kot hiter kemični proces, pri katerem se sprošča velika količina toplote in plinov, je matematično težko opisljiv. Temperatura požarnega prostora in njeno časovno spreminjanje sta odvisna od mnogih parametrov, med katerimi so pomembni zlasti vrsta, količina in razporeditev gorljivih snovi v prostoru, dimenzije prostora, velikost in razporeditev odprtin, termične lastnosti konstrukcije, relativna vlažnost okoliškega prostora, zračni tlak, intenzivnost zračenja in drugi. Pri požarno varnem projektiranju betonskih konstrukcij skladno s predpisi SIST EN 1991-1-2, SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1992-1-2 [2, 35, 38] uporabimo t.i. projektni požar, ki ga ocenimo za vsak požarni scenarij. Z izbranim požarnim scenarijem opišemo kvalitativen potek požara s časovno opredeljenimi ključnimi dogodki, ki

zaznamujejo požar in ga ločijo od drugih požarov. Požarni scenarij definira tri značilne faze, in sicer: (i) razvojno fazo, v kateri pride do vžiga in pričetka gorenja gorljivega materiala; (ii) fazo polno razvitega požara (oz. plamenska faza) in (iii) fazo pojemajočega požara (oz. faza ohlajanja), pri čemer upošteva lastnosti požarnega prostora in konstrukcije, ki vplivajo na požar [46, 51].

Za določanje temperaturnega polja v požarnem prostoru se uporablja različne poenostavljene in natančnejše modele. Ločimo:

- Nazivne krivulje temperatura-čas (npr.: standardna krivulja temperatura-čas, ogljikovodikova požarna krivulja)
- Modeli naravnih požarov (npr.: parametrična krivulja temperatura-čas, modeli con)

Primerne značilnih požarnih krivulj prikazujemo na sliki 2.2.



Slika 2.2: Primeri požarnih krivulj skladno s SIST EN 1991-1-2 [2].
Figure 2.2: Examples of fire curves according to SIST EN 1991-1-2 [2].

Nazivne ali standardne požarne krivulje predstavljajo poenostavljen način za opis požara. Z njimi podajamo temperaturo plinov v okolici površine konstrukcije kot funkcijo časa. Nazivne požarne krivulje so prilagojene razvrščanju ali ugotavljanju požarne nosilnosti določenega gradbenega elementa oz. materiala. Omenjene krivulje ne predstavljajo realnega poteka požara. Z njimi ne upoštevamo ključnih parametrov pri razvoju požara kot so hitrost in intenziteta požara ter čas trajanja požara, zato z njimi pogosto ne zajamemo najhujših razmer, ki se lahko razvijejo v realnem požaru. Zaradi pogoste uporabe izdelkov iz ogljikovodikov in polimerov v vsakdanjem življenju, je temperatura požarnega prostora ob intenzivnem gorenju višja glede na temperature po standardni požarni krivulji. Poznamo več vrst nazivnih

požarnih krivulj, med najbolj znanimi sta standardna požarna krivulja temperatura-čas (požarna krivulja ISO) in ogljikovodikova požarna krivulja (požarna krivulja HC). Značilnost standardnih požarnih krivulj je, da večina izmed njih ne zajema faze ohlajanja.

Z modeli naravnih požarov se želimo čim bolj približati realnemu požaru. Požarne krivulje so odvisne od fizikalnih parametrov, ki opisujejo potek požara. Ločimo enostavnejše modele z omejeno uporabo (sektorski požar) in zahtevnejše modele, ki upoštevata lastnosti plinov, izmenjavo mase in energije (enoconski, dvoconski in hidrodinamični računski modeli). Zahtevnejši modeli naravnih požarov so najboljši približek naravnega požara. V tem sklopu so najpogostejši modeli polja, t.i. CFD (angl. *Computational Fluid Dynamics*) modeli. Med komercialnimi programskimi orodji, ki omogočajo določitev temperatur v požarnem prostoru z modelom polja, so najbolj znani FDS (angl. *Fire Dynamics Simulator*), ANSYS CFX in ANSYS FLUENT CFD.

Ta faza požarne analize je računsko zelo zahtevna, zato jo praviloma za določitev požarne nosilnosti AB konstrukcij ne uporabljamo. Tako tudi v disertaciji uporabimo v vseh parametričnih študijah požarno obtežbo s temperaturo po standardni požarni krivulji oz. ogljikovodikovi požarni krivulji. V nadaljevanju ju bomo imenovali požarna krivulja ISO in požarna krivulja HC.

2.3 Osnovne enačbe prevajanja toplote in vlage v betonu

Povezan problem prehajanja toplote in vlage skozi beton, izpostavljen požaru, opišemo s tremi kontinuitetnimi enačbami, in sicer z enačbo za ohranitev mase proste vode, mase vodne pare in ohranitev mase suhega zraka ter z enačbo o ohranitvi energije [8, 11]:

- o enačba za ohranitev mase proste vode:

$$\underbrace{\frac{\partial(\varepsilon_{FW}\rho_L)}{\partial t}}_a = \underbrace{-\nabla \cdot \mathbf{J}_{FW}}_b - \underbrace{\dot{E}_{FW}}_c + \underbrace{\frac{\partial(\varepsilon_D\rho_L)}{\partial t}}_d, \quad (2.1)$$

- o enačba za ohranitev mase vodne pare:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_V)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_V + \dot{E}_{FW}, \quad (2.2)$$

- o enačba za ohranitev mase suhega zraka:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (2.3)$$

- o enačba za ohranitev energije:

$$\underbrace{(\rho C)}_a \frac{\partial T}{\partial t} = \underbrace{-\nabla \cdot (-k\nabla T)}_b - \underbrace{(\rho C \mathbf{v}) \cdot \nabla T}_c - \underbrace{\lambda_E \dot{E}_{FW}}_d - \underbrace{\lambda_D \frac{\partial(\varepsilon_D\rho_L)}{\partial t}}_e. \quad (2.4)$$

V enačbah (2.1)–(2.3) se oznaka \mathbf{J}_i navezuje na masni tok faze i , ε_i predstavlja prostorninski delež faze i , $\tilde{\rho}_i$ je gostota faze i na m^3 plinske zmesi. Indeks $i \in \{\text{FW}, \text{A}, \text{V}\}$ se nanaša na posamezno fazo, in sicer FW

na prosto vodo, t.j. adsorbirano oz. fizikalno vezano in tekočo vodo, V na vodno paro in A na suh zrak. Oznaki $\varepsilon_G \tilde{\rho}_V$ in $\varepsilon_G \tilde{\rho}_A$ sta masni koncentraciji vodne pare in suhega zraka na enoto prostornine betona, \dot{E}_{FW} predstavlja količino izparjene proste vode, ε_D je prostorninski delež kemijsko vezane vode v gelnih porah betona, ρ_L je gostota vode. Simbol $\nabla = \left[\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right]$ je Hamiltonov operator. V enačbi (2.1) z a označimo člen, ki predstavlja časovno spremembo proste vode na enoto volumna poroznega materiala, s členom b označimo vodo, ki se pretaka s konvekcijo, člen c se navezuje na izgubo proste vode v porah zaradi izparevanja in člen d na povečanje proste vode v porah zaradi dehidracije kemijsko vezane vode. V enačbah (2.2)-(2.3) je pomen posameznih členov podoben, le da gre za obravnavanje vodne pare in suhega zraka. Naj še omenimo, da je dehidracija kemijsko vezane vode v betonu upoštevana v enačbi za ohranitev proste vode (glej člen d v enačbi (2.1)), saj predpostavimo, da se kemijsko vezana voda sprošča v obliki proste vode.

V enačbi za ohranitev energije (enačba 2.4) je ρC toplotna kapaciteta betona, k predstavlja toplotni prevodnostni koeficient betona, $\rho C v$ je notranja energija zaradi toka tekočin (t.j. konvekcije), λ_E je latentna toplota izparevanja (oz. utekočinjenja), λ_D je latentna toplota dehidracije, T je absolutna temperatura in t predstavlja čas. Člen označen z a zajema spremembo notranje energije betona, člen b dovedeno energijo zaradi prevajanja toplote, člen c dovedeno energijo zaradi gibanja tekočin (konvekcije), člen d energijo, ki je potrebna za izparevanje vode, člen e pa potrebno energijo za sproščanje kemijsko vezane vode v betonu z dehidracijo.

2.4 Konstitucijske zveze modificiranega modela Davieja in sodelavcev

V nadaljevanju predstavimo najznačilnejše konstitucijske zakone, s katerimi opišemo masni tok suhega zraka, vodne pare in proste vode skladno z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev [11], ki predstavlja razširitev modela Tencheva in sodelavcev [8]. Davie in sodelavci [11] so v razširjenem modelu dodatno upoštevali dva pomembna pojavi: vpliv kapilarnega tlaka in difuzijo adsorbirane vode. Pri formulaciji so upoštevali tudi Darcyev in Fickov zakon. Model so dopolnili skladno z analizami, ki so jih predstavili Gawin in sodelavci [14]. Prosta voda v betonu je zgrajena iz dveh komponent, in sicer tekoče in fizikalno vezane oz. adsorbirane vode. Tekoča voda se po betonu pretaka zaradi vpliva tlačnega gradienta in koncentracije, medtem ko tok adsorbirane vode povzroča gradient stopnje zasičenosti sten por z adsorbirano vodo. Skladno s tem je glede na model Tencheva in sodelavcev [8] dopolnjena enačba za masni tok proste vode J_{FW} . Konstitucijske enačbe modificiranega modela so [11]:

$$J_A = \varepsilon_G \tilde{\rho}_A v_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{AV} \nabla \left(\frac{\tilde{\rho}_A}{\tilde{\rho}_G} \right), \quad (2.5)$$

$$J_V = \varepsilon_G \tilde{\rho}_V v_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{VA} \nabla \left(\frac{\tilde{\rho}_V}{\tilde{\rho}_G} \right), \quad (2.6)$$

$$J_{FW} = \underbrace{\left(1 - \frac{S_B}{S} \right) \varepsilon_{FW} \rho_L v_L}_{\text{komponenta tekoče vode}} + \underbrace{\left(\frac{S_B}{S} \right) \varepsilon_{FW} \rho_L v_B}_{\text{komponenta adsorbirane vode}}. \quad (2.7)$$

V enačbah (2.5)–(2.6) je D_{AV} difuzijski koeficient zraka v vodni pari in D_{VA} difuzijski koeficient vodne pare v zraku, ki sta enaka ter odvisna od temperature in pornega tlaka. Določimo ju z enačbo [52]:

$$D_{AV} = D_{VA} = D_{if} \frac{\delta}{\tau^2}, \quad \text{kjer je} \quad D_{if} = 1.87 \cdot 10^{-5} \left(\frac{T^{2.072}}{P_G} \right). \quad (2.8)$$

Pri tem je T absolutna temperatura, s faktorjema $\delta = 0.5$ in $\tau = 3$ v enačbi (2.8) pa upoštevamo, da je zaradi ukrivljenosti in zoženja por difuzijski koeficient manjši od atmosferskega. Dodatno v enačbi (2.7) S predstavlja stopnjo zasičenosti por betona s prosto vodo in S_B stopnjo zasičenosti sten por v betonu z adsorbirano vodo.

V enačbah (2.5)–(2.7) oznaki v_G in v_L pomenita hitrost plinaste zmesi in proste vode posameznega masega toka. Ker so pore v betonu zelo majhne oz. je tok vode in plinaste zmesi v betonu laminaren (tokovnice so urejene in gladke), velja linearni zakon upora znan kot Darcyjev zakon. Hitrosti v_G in v_L tako določimo z enačbama:

$$v_G = -\frac{K K_G}{\mu_G} \nabla P_G, \quad (2.9)$$

$$v_L = -\frac{K K_L}{\mu_L} \nabla P_L. \quad (2.10)$$

V enačbah (2.9)–(2.10) sta μ_G in μ_L dinamični viskoznosti posameznih faz, K predstavlja pravo prepustnost suhega betona, K_G in K_L pa sta relativni prepustnosti plinaste in kapljevinske faze. Pripadajoča tlaka pa sta P_G in P_L .

Predpostavimo, da se suh zrak in vodna para v betonu obnašata kot idealna plina, zato v skladu s tem upoštevamo Daltonov zakon, ki pravi, da je tlak plinske zmesi pri dani prostornini in dani temperaturi enak vsoti delnih tlakov, zato velja:

$$P_A = R_A \tilde{\rho}_A T, \quad (2.11)$$

$$P_V = R_V \tilde{\rho}_V T, \quad (2.12)$$

$$P_G = P_A + P_V \quad \text{ter} \quad \tilde{\rho}_G = \tilde{\rho}_A + \tilde{\rho}_V, \quad (2.13)$$

kjer sta R_A in R_V plinski konstanti suhega zraka in vodne pare, njuna tlaka pa sta P_A in P_V .

Modificiran model Davieja in sodelavcev [11] vpelje tudi novi zvezi, ki opisujeta relativno prepustnost plinaste in kapljevinske faze v betonu, K_G in K_L . Določimo ju z zvezo, ki jo je razvil Rein Van Genuchten, v svojem delu pa so jo predstavili Baroghel-Bouny in sodelavci [53]:

$$K_L = \sqrt{S} \left(1 - \left(1 - S^{1/m} \right)^m \right)^2, \quad (2.14)$$

$$K_G = \sqrt{1-S} \left(1 - S^{1/m} \right)^{2m}, \quad (2.15)$$

kjer je koeficient $m = 1/2.2748 = 0.439599$.

Hitrost adsorbirane vode označimo z v_B in jo določimo z enačbo:

$$v_B = -D_B \nabla S_B. \quad (2.16)$$

V enačbi (2.16) oznaka D_B predstavlja difuzijski koeficient adsorbirane vode, ki ga določimo z empirično zvezo [11]:

$$D_B = D_B^0 \exp\left(-2.08 \frac{S}{S_{SSP}} \frac{T}{T_{ref}}\right) \quad (2.17)$$

kjer je $D_B^0 = 1.57 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ in $T_{ref} = 295.0 \text{ K}$.

Stopnja zasičenosti S je določena kot volumsko razmerje med deležem proste vode, ε_{FW} , in poroznostjo betona, ϕ :

$$S = \frac{\varepsilon_{FW}}{\phi}, \quad (2.18)$$

stopnja zasičenosti adsorbirane vode S_B pa z zvezo:

$$S_B = \begin{cases} S; & S \leq S_{SSP} \\ S_{SSP}; & S > S_{SSP} \end{cases} \quad (2.19)$$

Pri tem je S_{SSP} zgornja meja zasičenosti sten por z adsorbirano vodo. Z uporabo enačbe (2.19) lahko ugotovimo, da je vse do trenutka, ko se stene por z adsorbirano vodo popolnoma zasičijo, masni tok proste vode (enačba 2.7) v celoti enak toku adsorbirane vode, tok tekoče vode pa nastopi, ko je $S > S_{SSP}$. To je povsem skladno s predpostavko Gawina in sodelavcev [14], ki pravi, da voda v betonu najprej zapolni gelne pore, nato se 'prilepi' na stene kapilarnih por do polne zasičenosti, šele nato pa se preostali delež vode razporedi v kapilarnih porah.

Poleg difuzije adsorbirane vode upošteva model Davieja in sodelavcev [11] tudi vpliv kapilarnih tlakov na spremembo toplote in vlage. To upoštevamo z enačbo:

$$P_L = P_G - P_C, \quad (2.20)$$

pri čemer kapilarni tlak, P_C , določimo s Kelvinovo enačbo:

$$P_C = -R_V T \rho_L \ln\left(\frac{P_V}{P_{sat}}\right). \quad (2.21)$$

Na mestih, kjer voda v tekoči obliki ne obstaja (t.j. na območjih, kjer so temperature višje od kritične temperature $T_{cr} = 647.3 \text{ K}$ ali pa je stopnja zasičenosti sten por betona z adsorbirano vodo nižja od najvišje možne zasičenosti S_{SSP}), kapilarni tlaki niso definirani, zato je na teh območjih privzeto, da je kapilarni tlak P_C enak 0.

Med požarom opazimo v cementnem kamnu sproščanje kemijsko vezane vode, kemijski razkroj agregata, temperaturne deformacije in mikrorazpoke. Posledično prihaja do sprememb v strukturi betona in s tem do povečanja njegove začetne poroznosti, p_{or}^0 . Vrednosti so odvisne predvsem od temperature in vodocementnega faktorja. Zvezo, ki določa spreminjanje poroznosti s temperaturo, povzamemo po

Bažantu in Kaplanu [18]:

$$p_{\text{or}} = p_{\text{or}}^0 \cdot \begin{cases} 1; & T_C < 100^\circ\text{C} \\ aT_C^3 + bT_C^2 + cT_C + d; & 100^\circ\text{C} \leq T_C \leq 800^\circ\text{C} \\ 3; & T_C > 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.22)$$

Koeficienti a , b , c in d so v enačbi (2.22) definirani tako, da je poroznost zvezna funkcija, prav tako pa so zvezni tudi njeni odvodi $\partial p_{\text{or}}/\partial T$.

Med požarom se spreminja tudi prava prepustnost betona K . Odvisna je od poroznosti betona in je v modificiranem modelu Davieja in sodelavcev [11] povzeta po izvirnem modelu Tencheva in sodelavcev [8]:

$$K = \left(\frac{p_{\text{or}}}{p_{\text{or}}^0} \right)^{2/3} K^0, \quad (2.23)$$

kjer začetno pravo prepustnost označimo s K^0 .

V betonu med požarom nas poleg kapilarnih tlakov P_C , tlakov plinaste zmesi P_G in tlakov proste vode P_L zanima tudi povprečje tlakov tekočin prisotnih v porah betona, P_{pore} . Kot navajajo Gawin in sodelavci [11, 13] povprečje tlakov vpliva na velikost efektivnih napetosti, t.j. napetosti, ki se med požarom razvijejo v stenah betonske matrice. Porni tlak P_{pore} določimo z enačbo:

$$P_{\text{pore}} = \begin{cases} P_G - P_{G,\infty}, & S \leq S_{\text{SSP}} \\ \frac{S - S_{\text{SSP}}}{1 - S_{\text{SSP}}} P_L + \frac{1 - S}{1 - S_{\text{SSP}}} P_G - P_{G,\infty}, & S > S_{\text{SSP}} \end{cases} \quad (2.24)$$

Iz enačbe (2.24) je razvidno, da je prispevek adsorbirane vode k pornim tlakom zanemarljiv, saj predvidevamo, da se adsorbirana voda obnaša kot del betonske matrice. Razmerje deležev, ki ju k pornim tlakom prispevata tekoča in plinasta faza, pa je odvisno od razmerja volumnov, ki ju fazi zavzmeta znotraj por betona. Detajlni opis ostalih konstitucijskih zvez, predvsem sorpcijskih krivulj, je opisan v disertaciji Kolškove [46].

2.5 Formulacija robnega problema povezanega prevajanja toplote in vlage

2.5.1 Sistem parcialnih diferencialnih enačb

Povezan problem prevajanja toplote in vlage v betonu med požarom sestavlja sistem parcialnih diferencialnih enačb (2.1)–(2.4). S seštevanjem prvih dveh enačb ga poenostavimo in dobimo:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (2.25)$$

$$\frac{\partial(\varepsilon_{\text{FW}} \rho_L)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_V)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\mathbf{J}_L + \mathbf{J}_V), \quad (2.26)$$

$$(\rho C) \frac{\partial T}{\partial t} - \lambda_E \frac{\partial(\varepsilon_{\text{FW}} \rho_L)}{\partial t} + (\lambda_D + \lambda_E) \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = \nabla \cdot (-k \nabla T) + \lambda_E \nabla \cdot \mathbf{J}_L - (\rho C \mathbf{v}) \cdot \nabla T. \quad (2.27)$$

Osnovne spremenljivke reformiranega problema so temperatura, T , tlak plinske zmesi, P_G , in gostota vodne pare, $\tilde{\rho}_V$. Ko enačbe (2.25)–(2.27) eksplicitno izrazimo z osnovnimi spremenljivkami, dobimo:

$$C_{TT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{TP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{TV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{TT} \nabla T + K_{TP} \nabla P_G + K_{TV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (2.28)$$

$$C_{AT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{AP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{AV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{AT} \nabla T + K_{AP} \nabla P_G + K_{AV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (2.29)$$

$$C_{MT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{MP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{MV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{MT} \nabla T + K_{MP} \nabla P_G + K_{MV} \nabla \tilde{\rho}_V). \quad (2.30)$$

Koeficiente C_{ij} in K_{ij} ($i = T, A, M, j = T, P, V$) določimo skladno s konstitucijskim modelom, ki smo ga opisali v prejšnjem poglavju. Podrobnejši opis in izpeljave členov v enačbah (2.28)–(2.30) so prikazani v članku Davieja in sodelavcev [11].

2.5.2 Začetni in robni pogoji

Rešitve parcialnih diferencialnih enačb za prevajanja toplote in vlage v betonu med požarom določimo z upoštevanjem začetnih in robnih pogojev. Začetni pogoji so naslednji: $T(t=0) = T^0$, $P_G(t=0) = P_G^0$, $\tilde{\rho}_V(t=0) = \tilde{\rho}_V^0$ in $\varepsilon_{FW} \rho_L(t=0) = \varepsilon_{FW}^0 \rho_L^0$. Robne pogoje pa razdelimo v dve skupini. Prvo skupino sestavljajo na robu predpisane osnovne količine $T = \hat{T}(t)$, $P_G = \hat{P}_G(t)$, $\tilde{\rho}_V = \hat{\rho}_V(t)$, pri drugi skupini robnih pogojev pa sta na robu predpisani gostoti toplotnega in masnega toka. Gostota toplotnega toka na površini je določena z enačbo:

$$\mathbf{n} \cdot \nabla T \equiv \frac{\partial T}{\partial n} = \frac{h_{qr}}{k} (T_\infty - T), \quad (2.31)$$

kjer \mathbf{n} označuje enotski vektor normale na zunanji površini, T_∞ predstavlja absolutno temperaturo okolice, k toplotni prevodnostni koeficient betona in h_{qr} prestopni koeficient, ki ga sestavljata konvekcijski (h_q) in radiacijski (h_r) del, torej $h_{qr} = h_q + h_r$.

Gostoto masnega toka na površini določa enačba:

$$\mathbf{J}_V \cdot \mathbf{n} = -\beta(\tilde{\rho}_{V,\infty} - \tilde{\rho}_V), \quad (2.32)$$

kjer je $\tilde{\rho}_{V,\infty}$ gostota vodne pare okolice in β masni prestopni koeficient. Naj še poudarimo, da na toplotno izoliranem robu elementa velja, da je toplotni pretok enak nič, tako da velja $\frac{\partial T}{\partial n} = 0$. Podobno velja tudi za masni pretok.

3 OSNOVNE ENAČBE MEHANSKEGA DELA DRUGE FAZE POŽARNE ANALIZE

3.1 Uvod in osnovne predpostavke

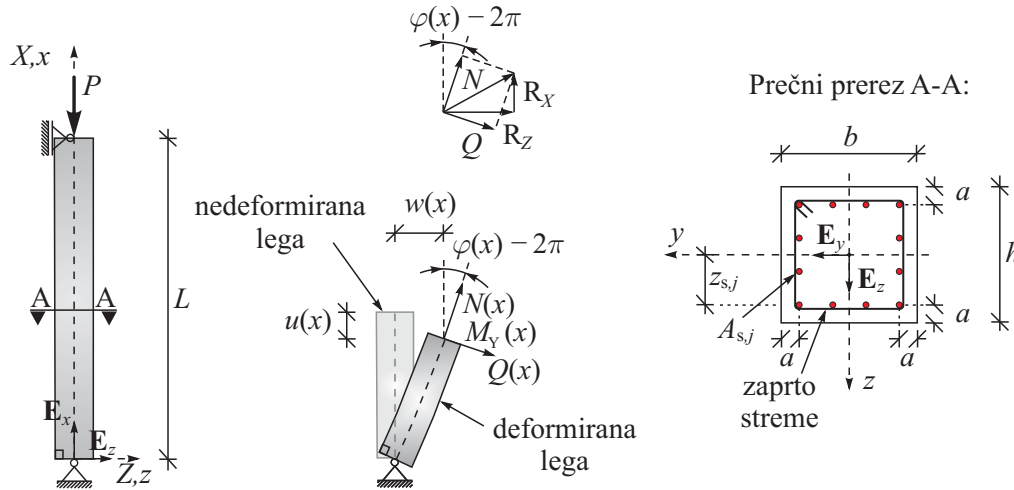
V tem poglavju predstavimo osnovne enačbe mehanskega dela druge faze požarne analize AB okvirja. Okvir modeliramo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca [47]. Skladno s tem modelom upoštevamo naslednje predpostavke:

1. geometrijsko točno teorijo ravninskega nosilca,
2. referenčna os nosilca je ravna,
3. Bernoullijevo predpostavko o ravnih prečnih prerezih,
4. prečni prerezi in obtežba so simetrični glede na ravnino deformiranja okvirja,
5. zanemarimo strižne deformacije,
6. zanemarimo natezno nosilnost betona,
7. upoštevamo temperaturno odvisnost mehanskih lastnosti betona in armature,
8. upoštevamo kompatibilnost deformacij betona in armature na medsebojnem stiku, posamezne vzdolžne armaturne palice obravnavamo točkovno,
9. upoštevamo nelinearno zvezo med napetostjo in mehansko deformacijo betona in armaturnih palic, dodatno upoštevamo izotropni model utrjevanja,
10. upoštevamo adicijski razcep geometrijske deformacije z vsemi materialnimi in temperaturno odvisnimi lastnostmi betona in armature,
11. velikost pornih tlakov ima zanemarljiv vpliv na napetostno in deformacijsko stanje.

Osnovni sistem enačb sestavljajo kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe. Te enačbe detajlno predstavimo v nadaljevanju.

3.1.1 Kinematične enačbe

Opazujemo raven armiranobetonski nosilec oz. steber z dolžino L in s konstantnimi prečnimi prerezi. Steber je armiran z n_s armaturnimi palicami s prečnimi prerezi $\mathcal{A}_{s,j}$ ($j = 1, 2, \dots, n_s$). Deformiranje stebra opišemo v ravnini (X, Z) prostorskega Kartezijskega desnosučnega pravokotnega koordinatnega sistema (X, Y, Z) z baznimi vektorji \mathbf{E}_X , \mathbf{E}_Z in $\mathbf{E}_Y = \mathbf{E}_Z \times \mathbf{E}_X$. Lokalni koordinatni sistem označimo z x, y, z , koordinata x sovpada z referenčno osjo stebra. V začetni nedeformirani legi prostorski in lokalni



Slika 3.1: Osnovni geometrijski podatki AB stebra in pomen kinematičnih in ravnotežnih količin.
Figure 3.1: Geometric data of RC column and the meaning of kinematic and equilibrium quantities.

koordinatni sistem sovpadata. Komponente količin z indeksom X so v smeri \mathbf{E}_X , z indeksom Z v smeri \mathbf{E}_Z in Y so komponente okoli \mathbf{E}_Y . Kinematične enačbe Reissnerjevega modela nosilca so:

$$1 + u' - (1 + \varepsilon_0) \cos \varphi = 0, \quad (3.1)$$

$$w' + (1 + \varepsilon_0) \sin \varphi = 0, \quad (3.2)$$

$$\varphi' - \kappa = 0, \quad (3.3)$$

kjer sta u in w pomika referenčne osi v smeri \mathbf{E}_X in \mathbf{E}_Z , φ pa zasuk prečnega prereza stebra (slika 3.1). Specifično spremembo dolžine referenčne osi smo označili z ε_0 , upogibno deformacijo pa s κ . V enačbah (3.1)–(3.3) smo z $(\bullet)'$ označili odvod količine po koordinati x . Specifično spremembo dolžine poljubnega materialnega vlakna v smeri x označimo z ε , imenujemo jo tudi geometrijska deformacija, in jo izrazimo z enačbo

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + z \kappa. \quad (3.4)$$

V nadaljevanju geometrijsko deformacijo za betonski del okvirja označimo z ε_c , za armaturne palice pa z ε_s .

3.1.2 Ravnotežne enačbe

Skladno z Reissnerjevim modelom nosilca ravnotežne enačbe zapišemo s statičnimi količinami, ki so merjene na nedeformirano dolžino stebra. Ko predpostavimo, da vzdolž osi stebra ni linijske in momentne linijske obtežbe (p_X , p_Z in m_Y) so ravnotežne enačbe:

$$R'_X + p_X = 0 \quad \longrightarrow \quad R'_X = 0, \quad (3.5)$$

$$R'_Z + p_Z = 0 \quad \longrightarrow \quad R'_Z = 0, \quad (3.6)$$

$$M'_Y - (1 + \varepsilon_0) Q + m_Y = 0 \quad \longrightarrow \quad M'_Y - (1 + \varepsilon_0) Q = 0, \quad (3.7)$$

Statične količine R_X , R_Z in M_Y so komponente rezultante sil in momentov glede na prostorsko bazo. Zveze med komponentami notranjih sil predstavljata enačbi

$$N = R_X \cos \varphi - R_Z \sin \varphi, \quad (3.8)$$

$$Q = R_X \sin \varphi + R_Z \cos \varphi. \quad (3.9)$$

v katerih z N označimo osno silo in s Q prečno silo (slika 3.1).

3.1.3 Konstitucijske enačbe

Konstitucijske enačbe predstavljajo zveze med statičnimi in deformacijskimi količinami. Formalno te enačbe za armiranobetonske linijske konstrukcije zapišemo z enačbama:

$$N = N_c = \int_{\mathcal{A}} \sigma \, dA = \int_{\mathcal{A}_c} \sigma_c \, dA + \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{s,j} A_{s,j}, \quad (3.10)$$

$$M_Y = M_c = \int_{\mathcal{A}} z \sigma \, dA = \int_{\mathcal{A}_c} z \sigma_c \, dA + \sum_{j=1}^{n_s} z_{s,j} \sigma_{s,j} A_{s,j}, \quad (3.11)$$

kjer smo s σ_c označili normalno napetost prečnega prereza v betonu in s $\sigma_{s,j}$ normalno napetost ' j '-te armaturne palice. V nadaljevanju poglavja bomo detajlneje opisali vse konstitucijske zveze, ki določajo obnašanje armiranobetonskih konstrukcij med požarom. Ker moramo enačbe rešiti z inkrementno-iteracijskimi metodami, tudi te zveze prikažemo v taki obliki.

3.2 Adicijski razcep geometrijske deformacije

S spreminjanjem temperature armiranobetonskega stebra se spreminjajo mehanske in toplotne lastnosti betona in armaturnih palic. Različne fizikalne procese, ki se pri tem dogajajo, v predstavljenem modelu upoštevamo s t.i. adicijskim razcepom deformacij. Predpostavimo, da je prirastek geometrijske deformacije betonskega dela $\Delta \varepsilon_c$ sestavljen iz prirastka temperaturne deformacije, $\Delta \varepsilon_{th,c}$, prirastka mehanske deformacije, $\Delta \varepsilon_{\sigma,c}$, prirastka deformacije zaradi lezenja betona, $\Delta \varepsilon_{cr,c}$, in prirastka t.i. prehodnih deformacij $\Delta \varepsilon_{tr,c}$. Prirastek geometrijske deformacije armature $\Delta \varepsilon_s$ pa je sestavljen iz prirastka temperaturne deformacije, $\Delta \varepsilon_{th,s}$, prirastka mehanske deformacije, $\Delta \varepsilon_{\sigma,s}$, ter prirastka viskoznega lezenja jekla $\Delta \varepsilon_{cr,s}$ pri povišanih temperaturah. V inkrementni obliki adicijski razcep deformacij zapišemo na sledeč način [4, 17]:

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_{th,c} + \Delta \varepsilon_{\sigma,c} + \Delta \varepsilon_{cr,c} + \Delta \varepsilon_{tr,c}, \quad (3.12)$$

$$\Delta \varepsilon_s = \Delta \varepsilon_{th,s} + \Delta \varepsilon_{\sigma,s} + \Delta \varepsilon_{cr,s}. \quad (3.13)$$

Podrobnejši opis posameznih prirastkov sta izčrpno opisala že Bratina [4] in Hozjan [17] in le povzamemo njune ugotovitve.

3.3 Mehanske lastnosti betona pri povišanih temperaturah

3.3.1 Sovisnost med napetostjo in deformacijo betona

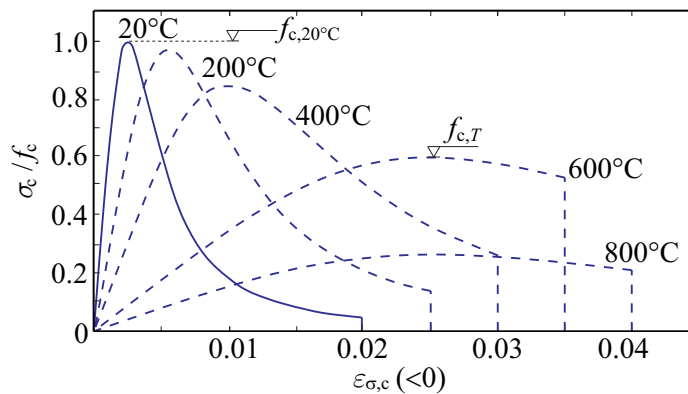
Sovisnost med mehansko deformacijo $\varepsilon_{\sigma,c}$ in napetostjo σ_c opišemo s konstitucijskim zakonom betona pri povišanih temperaturah. Formalno ga zapišemo v obliki:

$$\sigma_c = \mathcal{F}_c(\varepsilon_{\sigma,c}). \quad (3.14)$$

Pri tem je \mathcal{F}_c poljubna funkcija, ki je določena s preizkusi. V literaturi obstajajo številni konstitucijski zakoni betona pri povišani temperaturi [38, 54–56]. V tej doktorski disertaciji je privzet model skladno s priporočili standarda SIST EN 1992-1-2 [38]. Matematični zapis zveze je naslednji:

$$\sigma_c(\varepsilon_{\sigma,c,T}) = \begin{cases} 0, & \varepsilon_{\sigma,c} > 0 \\ -\frac{3\varepsilon_{\sigma,c} f_{c,T}}{\varepsilon_{\sigma,c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{\sigma,c}}{\varepsilon_{\sigma,c1,T}}\right)^3\right)}, & \varepsilon_{\sigma,c,T} \leq \varepsilon_{\sigma,c} \leq 0. \\ 0, & \varepsilon_{\sigma,c} < \varepsilon_{\sigma,c,T} \end{cases} \quad (3.15)$$

Pri tem je $f_{c,T}$ tlačna trdnost betona, $\varepsilon_{\sigma,c1,T}$ deformacija pri tlačni trdnosti betona in $\varepsilon_{\sigma,cu,T}$ mejna deformacija. Omenjeni materialni parametri so temperaturno odvisni in so podani v standardu SIST EN 1992-1-2 [38] v obliki preglednic ločeno za beton z apnenčevim oz. kremenčevim agregatom. Izbrani tip agregata vpliva le na tlačno trdnost, medtem ko sta preostala dva parametra enaka. Na sliki 3.2 prikazujemo temperaturno odvisni konstitucijski zakon betona z apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].



Slika 3.2: Konstitucijski zakon betona z apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].

Figure 3.2: Constitutive law of concrete with limestone aggregate at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38].

Mehansko deformacijo betona $\varepsilon_{\sigma,c}$ na koncu obravnavanega časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ izračunamo kot vsoto znane mehanske deformacije iz prejšnjega časovnega intervala in prirastka mehanske deforma-

cije v obravnavanem časovnem intervalu:

$$\varepsilon_{\sigma,c}^k = \varepsilon_{\sigma,c}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{\sigma,c}^k, \quad (3.16)$$

Prirastek deformacije zaradi spremembe temperature pa izračunamo z uporabo že omenjenega adicij-skega razcepa geometrijske deformacije (3.12):

$$\Delta\varepsilon_{\sigma,c}^k = \Delta\varepsilon_c^k - \Delta\varepsilon_{th,c}^k - \Delta\varepsilon_{cr,c}^k - \Delta\varepsilon_{tr,c}^k, \quad (3.17)$$

Kot smo že predhodno omenili, ko določamo nosilnost AB konstrukcij, natezne nosilnosti betona ne upoštevamo. Moramo pa upoštevati plastično obnašanje betona. Skladno s tem izberemo za začetno mejo tečenja $\sigma_{c,Y0} = 0.4 f_{c,T}$ in izotropni model utrjevanja. Za določitev napetostnega in deformacijskega stanja poljubnega vzdolžnega betonskega vlakna na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ vpeljemo pomožno elastično stanje $(\bullet)^{trial}$ [57], pri čemer pa pomožno stanje ni nujno tudi dejansko napetostno stanje. Zaradi inkrementnega pristopa v termomehanski analizi osnovni model ustrezno modificiramo [4,57,58]. Pomožno elastično stanje opišemo s sklopom naslednjih enačb:

$$\sigma_c^{(k)trial} = \sigma_c^k + \Delta E_c \varepsilon_{\sigma,c,e}^{k-1} + E_c^k \Delta\varepsilon_{\sigma,c}^k, \quad (3.18)$$

$$\Delta\varepsilon_{\sigma,c,p}^{(k)trial} = \varepsilon_{\sigma,c,p}^{k-1}, \quad (3.19)$$

$$\nu_c^{(k)trial} = \nu_c^{k-1}, \quad (3.20)$$

$$f_c^{(k)trial} = |\sigma_c^{(k)trial}| - \sigma_{c,Y}(\nu_c^{k-1}). \quad (3.21)$$

Pri tem $\Delta E_c = E_c^k - E_c^{k-1}$ predstavlja spremembo elastičnega modula betona v obravnavanem časovnem intervalu, $\varepsilon_{\sigma,c,e}^{k-1}$ in $\varepsilon_{\sigma,c,p}^{k-1}$ sta vrednosti elastičnega in plastičnega dela mehanske deformacije na začetku inkrementa, f_c^{trial} je pomožna funkcija, $\sigma_{c,Y}$ meja plastičnega tečenja ter $\nu_c^{(k-1)}$ akumulirana vrednost plastične deformacije na začetku časovnega intervala. Pri uporabi nelinearnega materialnega modela, s kakršnim opišemo obnašanje betona pri povišani temperaturi, izračunamo mejo plastičnega tečenja z Newtonovo metodo.

Če je pomožna funkcija $f_c^{(k)trial} \leq 0$ sovпада pomožno stanje z dejanskim napetostnim in deformacijskim stanjem betonskega vlakna na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$. Za tak primer pravimo, da imamo opravka z elastičnim korakom. To pomeni, da se zaradi obremenitve pojavijo samo elastične deformacije. Ostale vrednosti, t.j. vrednosti trenutne napetosti σ_c^k , vrednosti trenutne plastične deformacije $\varepsilon_{\sigma,c,p}^k$ in vrednosti akumulirane plastične deformacije ν_c^k pa določimo kot:

$$\sigma_c^k = \sigma_c^{(k)trial}, \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{\sigma,c,p}^k = \Delta\varepsilon_{\sigma,c,p}^{(k)trial}, \quad (3.23)$$

$$\nu_c^k = \nu_c^{(k)trial}. \quad (3.24)$$

V primeru, da je pomožna funkcija $f_c^{(k)trial}$ pozitivna, obravnavamo plastični korak. Vrednost prirastka

plastične deformacije $\Delta\gamma_c$ izračunamo z enačbo:

$$\Delta\gamma_c = \frac{|\sigma_c^{(k)\text{trial}}| - \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}}) \sigma_c^{(k)}}{E_c^{(i)}} > 0. \quad (3.25)$$

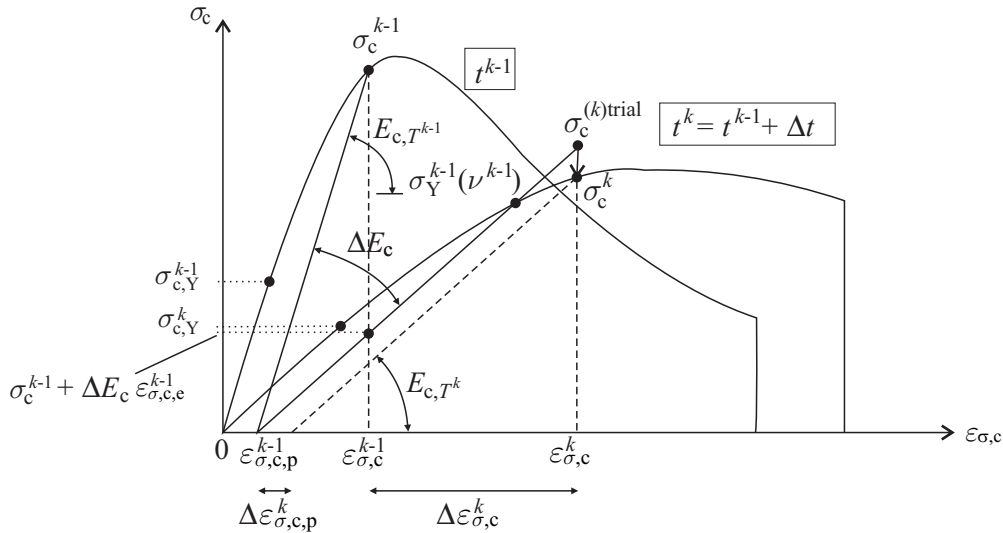
Vrednosti trenutne napetosti σ_c^k , vrednosti trenutne plastične deformacije $\varepsilon_{\sigma,c,p}^k$ in vrednosti akumulirane plastične deformacije ν_c^k pa določimo z enačbami:

$$\sigma_c^k = \sigma_c^{(k)\text{trial}} - E_c^{(k)} \Delta\gamma_c \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}}), \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{\sigma,c,p}^k = \varepsilon_{\sigma,c,p}^{k-1} + \Delta\gamma_c \text{sgn}(\sigma_c^{(k)\text{trial}}), \quad (3.27)$$

$$\nu_c^k = \nu_c^{k-1} + \Delta\gamma_c. \quad (3.28)$$

Predstavljene količine so za primer nelinearnega materialnega modela betona pri povišanih temperaturah, kot ga predlaga SIST EN 1992-1-2 [38]. Količine shematsko prikazujemo na sliki 3.3.



Slika 3.3: Konstitucijski zakon betona pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38]. Izotropni model utrjevanja.

Figure 3.3: Constitutive law of concrete at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38]. An isotropic hardening model.

3.3.2 Temperaturna deformacija betona

Zvezo med temperaturno deformacijo $\varepsilon_{\text{th},c}$ in temperaturo T formalno zapišemo z izrazom $\varepsilon_{\text{th},c} = f_{\text{th}}(T)$. Za beton z apnenčevim agregatom velja [38]:

$$\varepsilon_{\text{th},c}(T) = \begin{cases} -1.2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} T + 1.4 \cdot 10^{-11} T^3; & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 805^\circ\text{C}, \\ 12 \cdot 10^{-3}; & 805^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (3.29)$$

Za potrebe adicijskega razcepa (glej enačbo (3.17)) prirastek temperaturne deformacije betona v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ izračunamo z enačbo:

$$\Delta\varepsilon_{\text{th},c}^k = \varepsilon_{\text{th},c}^k - \varepsilon_{\text{th},c}^{k-1} = \varepsilon_{\text{th},c}(T^k) - \varepsilon_{\text{th},c}(T^{k-1}). \quad (3.30)$$

3.3.3 Prehodna deformacija betona

Kot posledica hitrega naraščanja temperature prvič obremenjenega betona se pojavijo prehodne deformacije. Slednje niso zajete v standardnem izrazu za temperaturno raztezanje in krčenje. Li in Purkiss [59] sta na podlagi Anderberga in Thelanderssona [54] podala naslednji izraz za določitev prehodnih deformacij betona:

$$\varepsilon_{tr,c} = \mathcal{T}(\sigma_c, \varepsilon_{th,c}) = \begin{cases} k_2 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} \varepsilon_{th,c}; & T \leq 550^\circ\text{C}, \\ 0.0001 \frac{\sigma_c}{f_{c0}}; & T > 1200^\circ\text{C} \end{cases}. \quad (3.31)$$

V enačbi (3.31) f_{c0} predstavlja tlačno trdnost betona pri sobni temperaturi, k_2 pa empirično konstanto materiala ($k_2 = 2$). Prirastek prehodne deformacije betona v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ pa določimo z uporabo naslednjega izraza:

$$\Delta\varepsilon_{tr,c}^k = \varepsilon_{tr,c}^k - \varepsilon_{tr,c}^{k-1} = \mathcal{T}(\sigma_c^k, \varepsilon_{th,c}^k) - \mathcal{T}(\sigma_c^{k-1}, \varepsilon_{th,c}^{k-1}), \quad (3.32)$$

kjer s \mathcal{T} označimo konstitucijski zakon, s katerim izračunamo prehodno deformacijo betonskega vlakna.

3.3.4 Deformacija lezenja betona

Pri povišanih temperaturah se v betonu poleg temperaturnih in prehodnih deformacij pojavijo tudi deformacije lezenja betona. Cruzovi [60] eksperimenti potrjujejo, da se pri povišani temperaturi in stalni obremenitvi deformacije lezenja betona s časom razmeroma hitro povečujejo. Gre torej za pomembno spreminjanje reoloških lastnosti betona.

Za račun deformacije lezenja betona uporabimo model, ki ga je predstavil Harmanthy [61]:

$$\varepsilon_{cr,c} = \mathcal{C}(\sigma_c, T, t) = \beta_1 \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} t^{1/2} e^{d(T-293)}. \quad (3.33)$$

V enačbi (3.33) sta β_1 in d empirični konstanti materiala [4], ki ju določimo:

$$\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6}, \quad (3.34)$$

$$d = 2.658 \cdot 10^{-3} \text{ K}^{-1}. \quad (3.35)$$

Prirastek deformacije lezenja betona v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ pa določimo z uporabo naslednjega izraza:

$$\Delta\varepsilon_{cr,c}^k = \varepsilon_{cr,c}^k - \varepsilon_{cr,c}^{k-1} = \mathcal{C}(\sigma_c^k, T^k, t^k) - \mathcal{C}(\sigma_c^{k-1}, T^{k-1}, t^{k-1}), \quad (3.36)$$

kjer s \mathcal{C} označimo konstitucijski zakon, s katerim izračunamo deformacijo lezenja betonskega vlakna.

3.3.5 Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem betonskem vlaknu

Velikosti posameznih prirastkov, t.j. prirastek napetosti $\Delta\sigma_c^k$, prirastek prehodne deformacije $\Delta\varepsilon_{tr,c}^k$ in prirastek deformacije lezenja $\Delta\varepsilon_{cr,c}^k$ betonskega vlakna na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$, zapišemo z algebrskimi enačbami F_1 , F_2 in F_3 :

$$F_1 = \Delta\sigma_c^k - \mathcal{F}_c(\varepsilon_{\sigma,c}^k) + \sigma_c^{k-1} = 0, \quad (3.37)$$

$$F_2 = \Delta\varepsilon_{tr,c}^k - \mathcal{T}(\sigma_c^k, \varepsilon_{th,c}^k) + \varepsilon_{tr,c}^{k-1} = 0, \quad (3.38)$$

$$F_3 = \Delta\varepsilon_{cr,c}^k - \mathcal{C}(\sigma_c^k, T^k, t^k) + \varepsilon_{cr,c}^{k-1} = 0. \quad (3.39)$$

Predpostavimo, da sta prirastek geometrijske deformacije $\Delta\varepsilon_c$ in prirastek temperature deformacije $\Delta\varepsilon_{th,c}$ v posameznem časovnem intervalu znana. Z \mathcal{F}_c označimo izbran konstitucijski zakon betona, s \mathcal{T} in \mathcal{C} pa označimo konstitucijski zakon s katerim izračunamo prehodno deformacijo in deformacijo lezenja betona. Iz izrazov (3.32) in (3.36) oz. (3.38) in (3.39) ugotovimo, da so tako deformacije lezenja kot tudi prehodne deformacije betona na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ odvisne od napetosti. Za določitev teh vrednosti moramo uporabiti eno izmed iteracijskih metod. V našem primeru prirastke deformacij in normalne napetosti v posameznem betonskem vlaknu v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ izračunamo z Newtonovo iteracijsko metodo ($i = 1, 2, \dots$). Pri tem izračunamo prirastke količin v i -ti iteraciji na naslednji način:

$$\Delta\sigma_{c,i}^k = \Delta\sigma_{c,i-1}^k + \delta\Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (3.40)$$

$$\Delta\varepsilon_{tr,c,i}^k = \Delta\varepsilon_{tr,c,i-1}^k + \delta\Delta\varepsilon_{tr,c,i}^k, \quad (3.41)$$

$$\Delta\varepsilon_{cr,c,i}^k = \Delta\varepsilon_{cr,c,i-1}^k + \delta\Delta\varepsilon_{cr,c,i}^k. \quad (3.42)$$

V enačbi (3.40) predstavlja $\delta\Delta\sigma_{c,i}^k$ spremembo prirastka normalne napetosti v betonskem vlaknu. V enačbah (3.41)–(3.42) predstavljata $\delta\Delta\varepsilon_{tr,c,i}^k$ in $\delta\Delta\varepsilon_{cr,c,i}^k$ spremembi prirastka prehodne deformacije betona in prirastka deformacije lezenja v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$. Spremembe prirastka normalne napetosti, prirastka deformacije lezenja in prirastka prehodne deformacije izračunamo z naslednjimi enačbami:

$$\delta\Delta\sigma_{c,i}^k = \frac{-F_1 + \frac{\partial\mathcal{F}_c}{\partial\varepsilon_{\sigma,c}}(F_2 + F_3)}{\frac{\partial\mathcal{F}_c}{\partial\varepsilon_{\sigma,c}} \left(\frac{\partial\mathcal{C}}{\partial\Delta\sigma_c} + \frac{\partial\mathcal{T}}{\partial\delta\Delta\sigma_c} \right)}, \quad (3.43)$$

$$\delta\varepsilon_{tr,c,i}^k = -F_2 + \frac{\partial\mathcal{T}}{\partial\Delta\sigma_c} \delta\Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (3.44)$$

$$\delta\varepsilon_{cr,c,i}^k = -F_3 + \frac{\partial\mathcal{C}}{\partial\Delta\sigma_c} \delta\Delta\sigma_{c,i}^k. \quad (3.45)$$

Velikost napetosti in deformacij na koncu časovnega intervala pa izračunamo z izrazi:

$$\sigma_c^k = \sigma_c^{k-1} + \Delta\sigma_{c,i}^k, \quad (3.46)$$

$$\varepsilon_{tr,c}^k = \varepsilon_{tr,c}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{tr,c,i}^k. \quad (3.47)$$

$$\varepsilon_{cr,c}^k = \varepsilon_{cr,c}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{cr,c,i}^k, \quad (3.48)$$

3.4 Mehanske lastnosti armature pri povišanih temperaturah

3.4.1 Sovisnost med napetostjo in deformacijo armature

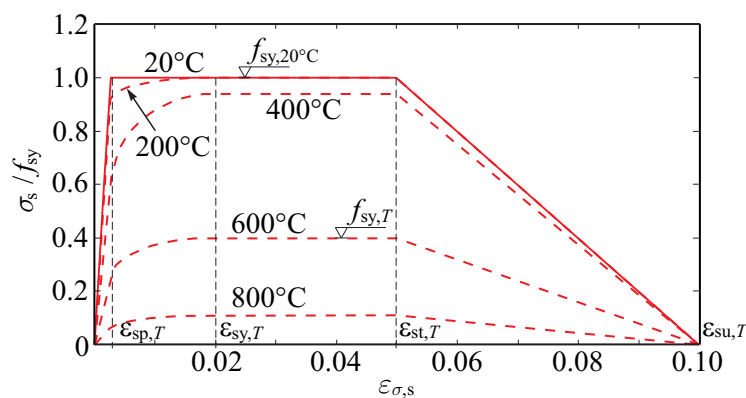
Sovisnost med mehansko deformacijo $\varepsilon_{\sigma,s}$ in normalno napetostjo σ_s posamezne armaturne palice opišemo s konstitucijskim zakonom jekla za armiranje pri povišanih temperaturah. Formalno ga zapišemo v obliki:

$$\sigma_s = \mathcal{F}_s(\varepsilon_{\sigma,s}). \quad (3.49)$$

Pri tem je \mathcal{F}_s poljubna funkcija. V doktorski disertaciji je konstitucijski zakon armature privzet skladno s priporočili standarda SIST EN 1992-1-2 [38]:

$$\sigma_s(\varepsilon_{\sigma,s}) = \begin{cases} E_{s,T} \varepsilon_{\sigma,s}, & 0 \leq |\varepsilon_{\sigma,s}| \leq \varepsilon_{sp,T} \\ \operatorname{sgn}(\varepsilon_{\sigma,s}) \left[f_{sp,T} - c + \left(\frac{b}{a} \right) \left[a^2 - (\varepsilon_{sy,T} - |\varepsilon_{\sigma,s}|)^2 \right]^{0.5} \right], & \varepsilon_{sp,T} \leq |\varepsilon_{\sigma,s}| \leq \varepsilon_{sy,T} \\ \operatorname{sgn}(\varepsilon_{\sigma,s}) f_{sy,T}, & \varepsilon_{sy,T} < |\varepsilon_{\sigma,s}| \leq \varepsilon_{st,T} \\ \operatorname{sgn}(\varepsilon_{\sigma,s}) f_{sy,T} \left[\frac{1 - (|\varepsilon_{\sigma,s}| - \varepsilon_{st,T})}{(\varepsilon_{su,T} - \varepsilon_{st,T})} \right], & \varepsilon_{st,T} < |\varepsilon_{\sigma,s}| \leq \varepsilon_{su,T} \\ 0, & |\varepsilon_{\sigma,s}| > \varepsilon_{su,T} \end{cases} \quad (3.50)$$

V enačbi (3.50) oznake $E_{s,T}$, $f_{sp,T}$ in $f_{sy,T}$ po vrsti predstavljajo tri temperaturno odvisne materialne parametre: elastični modul, mejo proporcionalnosti in trdnost armature. Temperaturno odvisne koeficiente a , b in c , s katerimi določamo zveznost in gladkost krivulje, prikazuje SIST EN 1992-1-2 [38] in jih zato na tem mestu ne navajamo. Temperaturno neodvisni parametri v enačbi (3.50) pa so: deformacija pri doseženi trdnosti $\varepsilon_{sy,T} = 2\%$, deformacija na meji mehčanja $\varepsilon_{st,T} = 5\%$ ter mejna deformacija $\varepsilon_{su,T} = 10\%$. Na sliki 3.4 prikazujemo konstitutivni model za hladno obdelano jeklo za armiranje pri različnih temperaturah.



Slika 3.4: Konstitucijski zakon hladno obdelanega jekla za armiranje pri povišanih temperaturah skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].

Figure 3.4: Constitutive law of reinforcing steel at elevated temperatures according to SIST EN 1992-1-2 [38].

Mehansko deformacijo armature $\varepsilon_{\sigma,s}$ na koncu obravnavanega časovnega inkrementa $[t^{k-1}, t^k]$ izračunamo kot vsoto znane mehanske deformacije iz prejšnjega časovnega inkrementa in prirastka mehanske deformacije v obravnavanem časovnem inkrementu:

$$\varepsilon_{\sigma,s}^k = \varepsilon_{\sigma,s}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{\sigma,s}^k. \quad (3.51)$$

Prirastek deformacije zaradi spremembe temperature pa izračunamo z uporabo že omenjenega adicijskega razcepa geometrijske deformacije (3.13):

$$\Delta\varepsilon_{\sigma,s}^k = \Delta\varepsilon_s^k - \Delta\varepsilon_{th,s}^k - \Delta\varepsilon_{cr,c}^k. \quad (3.52)$$

V konstitucijskem zakonu armature dodatno upoštevamo možnost izotropnega utrjevanja armature, pri čemer je začetna meja tečenja $\sigma_{c,Y0}$ enaka meji proporcionalnosti $f_{sp,T}$. Za določitev napetostnega in deformacijskega stanja poljubnega vzdolžnega armaturnega vlakna vpeljemo na koncu časovnega inkrementa $[t^{k-1}, t^k]$, podobno kot smo to predstavili pri betonu, pomožno elastično stanje $(\cdot)^{trial}$, ki ga opišemo s sklopom naslednjih enačb:

$$\sigma_s^{(k)trial} = \sigma_s^k + \Delta E_s \varepsilon_{\sigma,s,e}^{k-1} + E_s^k \Delta\varepsilon_{\sigma,s}^k, \quad (3.53)$$

$$\Delta\varepsilon_{\sigma,s,p}^{(k)trial} = \varepsilon_{\sigma,s,p}^{k-1}, \quad (3.54)$$

$$\nu_s^{(k)trial} = \nu_s^{k-1}, \quad (3.55)$$

$$f_s^{(k)trial} = |\sigma_s^{(k)trial}| - \sigma_{s,Y}(\nu_s^{k-1}). \quad (3.56)$$

Pri tem mejo plastičnega tečenja $\sigma_{s,Y}$ izračunamo z Newtonovo iteracijsko metodo. V nadaljevanju glede na predznak vrednosti pomožne funkcije $f^{(k)trial}$ račun izvedemo za elastični oz. plastični korak, in sicer podobno kot smo to predstavili pri betonu (glej enačbe (3.22)–(3.28)).

3.4.2 Temperaturna deformacija armature

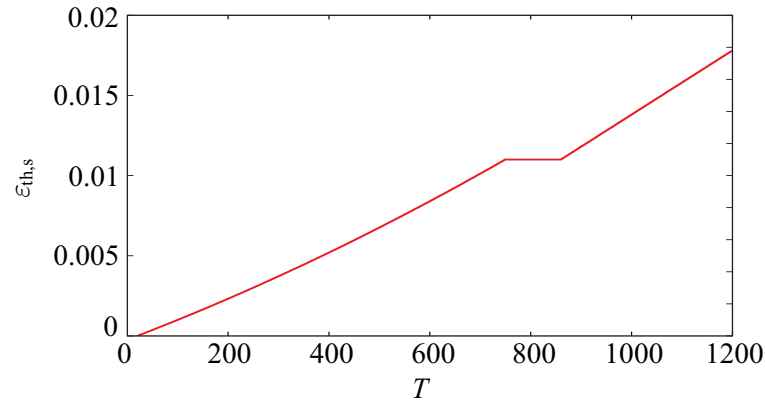
Zvezo med temperaturno deformacijo armature $\varepsilon_{th,s}$ in temperaturo T formalno zapišemo z izrazom $\varepsilon_{th,s} = f_{th}(T)$. Za armaturo velja [38]:

$$\varepsilon_{th,s}(T) = \begin{cases} -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} T + 0.4 \cdot 10^{-8} T^2; & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 750^\circ\text{C} \\ 11 \cdot 10^{-3}; & 750^\circ\text{C} \leq T \leq 860^\circ\text{C}, \\ -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} T; & 860^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (3.57)$$

Za potrebe adicijskega razcepa (glej enačbo (3.52)) prirastek temperaturne deformacije armature v časovnem intervalu $[t^{k-1}, t^k]$ izračunamo z enačbo:

$$\Delta\varepsilon_{th,s}^k = \varepsilon_{th,s}^k - \varepsilon_{th,s}^{k-1} = \varepsilon_{th,s}(T^k) - \varepsilon_{th,s}(T^{k-1}). \quad (3.58)$$

Temperaturne deformacije armature grafično predstavimo na sliki 3.5.



Slika 3.5: Spreminjanje temperaturne deformacije s temperaturo za armaturo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38].

Figure 3.5: Thermal strains of reinforcement according to SIST EN 1992-1-2 [38].

3.4.3 Viskozno lezenje armature

V tej doktorski disertaciji časovni razvoj viskoznega lezenja armature pri povišanih temperaturah modeliramo skladno s priporočili Harmanthyja [62] oz. Williams-Leira [63]. Časovni razvoj deformacij viskoznega lezenja armature je določen z diferencialno enačbo prvega reda, ki jo po diskretizaciji z diferenčno metodo z operatorjem \mathcal{L} zapišemo v naslednji obliki [57, 64]:

$$\Delta \varepsilon_{cr,s} = \mathcal{L} \left(\sigma_s^k, \varepsilon_{cr,s}^k \right) = \operatorname{sgn} \left(\sigma_s^k \right) b_1 \coth^2 \left(b_2 \left| \varepsilon_{cr,s}^k \right| \right) \Delta t. \quad (3.59)$$

V enačbi 3.59 z oznako \mathcal{L} označimo zakon, s katerim izračunamo prirastek viskoznega lezenja armature pri povišanih temperaturah, pri tem pa koeficienta b_1 in b_2 predstavljata funkciji konstantne napetosti v armaturi in konstantne absolutne temperature. Podrobnosti posameznih koeficientov najdemo v doktorski disertaciji Kraubergerjeve [64].

3.4.4 Določitev napetostnega in deformacijskega stanja v posameznem vlaknu armature

Velikost prirastka napetosti $\Delta \sigma_s^k$ in prirastka deformacije lezenja $\Delta \varepsilon_{cr,s}^k$ armaturnega vlakna na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ zapišemo z algebrajskima enačbama F_1 in F_2 :

$$F_1 = \Delta \sigma_s^k - \mathcal{F}_s \left(\varepsilon_{\sigma,s}^k \right) + \sigma_s^{k-1} = 0, \quad (3.60)$$

$$F_2 = \Delta \varepsilon_{cr,s}^k - \mathcal{L} \left(\sigma_s^k, \varepsilon_{cr}^k \right) + \varepsilon_{cr,s}^{k-1} = 0. \quad (3.61)$$

Predpostavimo, da sta prirastka geometrijske deformacije $\Delta \varepsilon_s$ in temperaturne deformacije $\Delta \varepsilon_{th,s}$ v omejenem časovnem intervalu znana. Iz izraza (3.59) ugotovimo, da so deformacije viskoznega lezenja armature na koncu časovnega intervala $[t^{k-1}, t^k]$ odvisne od nivoja napetosti. Zato moramo prirastke deformacij in normalne napetosti v posameznem armaturnem vlaknu v časovnem intervalu izračunati

iterativno z uporabo Newtonove iteracijske metode ($i = 1, 2, \dots$):

$$\Delta\sigma_{s,i}^k = \Delta\sigma_{s,i-1}^k + \delta\Delta\sigma_{s,i}^k, \quad (3.62)$$

$$\Delta\varepsilon_{cr,s,i}^k = \Delta\varepsilon_{cr,s,i-1}^k + \delta\Delta\varepsilon_{cr,s,i}^k, \quad (3.63)$$

V enačbah (3.62)–(3.63) predstavljata $\delta\Delta\sigma_{s,i}^k$ in $\delta\Delta\varepsilon_{cr,s,i}^k$ spremembo prirastka normalne napetosti oz. spremembo prirastka deformacij zaradi viskoznega lezenja v armaturnem vlaknu. Izračunamo ju z naslednjima enačbama:

$$\delta\Delta\sigma_{s,i}^k = \frac{-F_1 + \frac{\partial\mathcal{F}_s}{\partial\varepsilon_{\sigma,s}} F_2}{\frac{\partial\mathcal{F}_s}{\partial\varepsilon_{\sigma,s}} \frac{\partial\mathcal{L}}{\partial\Delta\sigma_s}}, \quad (3.64)$$

$$\delta\Delta\varepsilon_{cr,s,i}^k = -F_2 + \frac{\partial\mathcal{L}}{\partial\Delta\sigma_s} \delta\Delta\sigma_{s,i}^k, \quad (3.65)$$

Velikost napetosti in deformacij na koncu časovnega intervala izračunamo z izrazi:

$$\sigma_s^k = \sigma_s^{k-1} + \Delta\sigma_{s,i}^k, \quad (3.66)$$

$$\varepsilon_{cr,s}^k = \varepsilon_{cr,s}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{cr,s,i}^k, \quad (3.67)$$

3.5 Formulacija robnega pogoja

Osnovne enačbe mehanske analize armiranobetonskih okvirnih konstrukcij sestavljajo kinematične (3.1)–(3.3), ravnotežne (3.5)–(3.9) in konstitucijske enačbe (3.10)–(3.11) skupaj z enačbami (3.30), (3.31), (3.33), (3.58) in (3.59). Ko enačbe (3.30), (3.31), (3.33), (3.58) in (3.59) skladno z adicijskim razcepom upoštevamo v konstitucijskih enačbah (3.1)–(3.11), sestavlja osnovni sistem enačb mehanskega dela požarne analize deset diferencialnih in algebrskih enačb za deset neznanih funkcij: ε_0 , κ , u , w , φ , R_X , R_Z , M , N in Q . Ker sistem sestavlja šest navadnih diferencialnih enačb prvega reda, potrebujemo za njegovo rešitev šest robnih pogojev. Te sestavljajo statični oz. kinematični robni pogoji:

$x = 0$:

$$R_X(0) + S_1 = 0 \quad \text{ali} \quad u(0) = u_1, \quad (3.68)$$

$$R_Z(0) + S_2 = 0 \quad \text{ali} \quad w(0) = u_2, \quad (3.69)$$

$$M_Z(0) + S_3 = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi(0) = u_3, \quad (3.70)$$

$x = L$:

$$R_X(L) - S_4 = 0 \quad \text{ali} \quad u(L) = u_4, \quad (3.71)$$

$$R_Z(L) - S_5 = 0 \quad \text{ali} \quad w(L) = u_5, \quad (3.72)$$

$$M_Z(L) - S_6 = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi(L) = u_6, \quad (3.73)$$

kjer z S_m ($m = 1, 2, \dots, 6$) označimo predpisane posplošene točkovne robne sile in z u_m ($m = 1, 2, \dots, 6$) predpisane posplošene robne pomike. Statični in kinematični pogoji se medsebojno izključujejo, kar pomeni, da tam, kjer so predpisani kinematični robni pogoji, ne moremo predpisati statičnih.

4 LUŠČENJE BETONA IN KRITERIJI LUŠČENJA

V zadnjih nekaj desetletjih so postali izredno priljubljeni betoni visokih trdnosti, ki se uporabljajo predvsem pri gradnji predorskih cevi, mostov in visokih stolpnic. Kljub njihovim dobrim materialnim lastnostim (velika tlačna trdnost in elastični modul) pa imajo betoni te vrste tudi slabšo prepustnost, ki neugodno vpliva na obnašanje konstrukcij med požarom [65, 66]. Pri povišanih temperaturah se namreč v betonskih konstrukcijah zaradi porozne strukture betona vršijo različni fizikalni, kemijski in mehanski procesi, ki vodijo v degradacijo betona, v skrajnih primerih pa prihaja tudi do luščenja površinskih plasti betona [67]. V kolikor se luščenje betona pojavi že v začetni fazi požara, je lahko zaradi odlučene betona neposredno ogrožena stabilnost dela betonske konstrukcije (npr. obloge v predorih), posredno pa tudi nosilnost celotne konstrukcije, saj lahko postane armatura neposredno izpostavljena požaru (npr. AB okvirji in plošče). Pojav luščenja je še posebej značilen v betonskih predorskih ceveh, kjer v prvih minutah trajanja požara temperature narastejo tudi preko 1200 °C [67]. Po katastrofalnem požaru v predoru pod Rokavskim prelivom leta 1996 in v predoru pod Mont Blancem leta 1999, se je zanimanje raziskovalcev za ta izjemen pojav izredno povečalo [68].

V literaturi zasledimo različne oblike luščenja [20, 67, 69–71]. Glede na lokacijo pojav luščenja razdelimo na:

1. luščenje agregata (posamezno zrno agregata se izlušči),
2. vogalno luščenje (vogalni del stebra ali nosilca se nalomi ali odpade (glej sliko 4.1(a)) in
3. površinsko luščenje (del krovnega sloja betona na površini odpade oz. izleti od preostalega dela konstrukcije (glej sliko 4.1(b))).

Glede na stopnjo intenzivnosti pa luščenje razdelimo na:

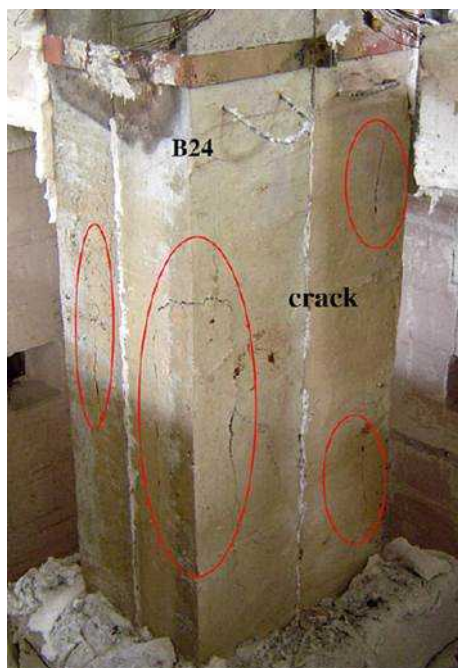
1. progresivno luščenje (postopno odpadanje betonskih delov od preostalega dela konstrukcije) in
2. eksplozivno luščenje (silovit izlet betonskih delov od preostalega dela konstrukcije, ki je povezan s hipno sprostitvijo energije).

Progresivno luščenje se običajno zgodi v zadnji fazi izpostavljenosti požaru in je posledica izgube trdnosti betona. Eksplozivno luščenja pa se običajno zgodi v začetni fazi požara (5 – 30 min) in lahko pomembno vpliva na izgubo požarne nosilnosti AB konstrukcije [21]. V okviru doktorske disertacije se bomo podrobneje posvetili pojavu eksplozivnega luščenja betona.

4.1 Vzroki za nastanek eksplozivnega luščenja

V zadnjih letih je bilo narejenih veliko eksperimentalnih raziskav v smeri boljšega razumevanja procesov znotraj betona osredotočenih predvsem na pojav luščenja [20, 67, 69, 73–75]. Vzporedno z eksperimenti

(a) vogalno luščenje



(b) površinsko luščenje



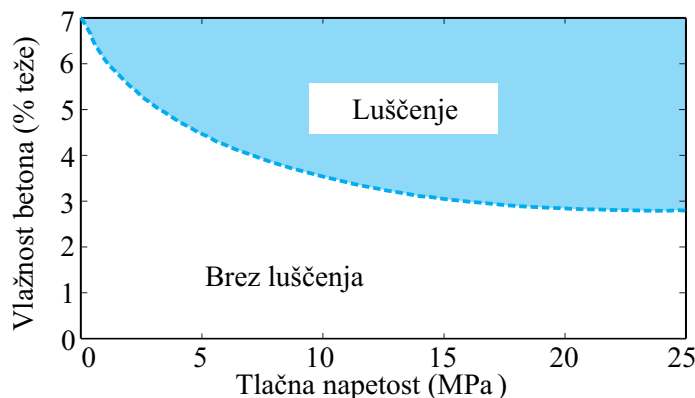
Slika 4.1: Poškodovanost AB stebra po požarnih testih: (a) vogalno luščenje in (b) površinsko luščenje [72].

Figure 4.1: The damage of RC column after fire tests: (a) corner spalling and (b) surface spalling [72].

so bili predstavljeni tudi številni numerični modeli z različnimi stopnjami poenostavitve za modeliranje omenjenih procesov [8, 11, 13, 19, 67, 75–77]. Na podlagi eksperimentalnih raziskav lahko ugotovimo, da imajo na pojav eksplozivnega luščenja največji vpliv naslednji parametri [16]:

- Hitrost ogrevanja konstrukcije ima pomemben vpliv na pojav eksplozivnega luščenja betona, saj vpliva na temperaturni gradient in razporeditev vodne pare znotraj betona. Verjetnost in intenziteta pojava eksplozivnega luščenja se večata s povečanjem hitrosti ogrevanja požarnega prostora. Kot kažejo eksperimenti Alija in sodelavcev [22], hitrost ogrevanja požarnega prostora pomembno vpliva na razvoj oviranih temperaturnih deformacij in pornih tlakov v betonu.
- Vsebnost vlage v betonu: eksperimenti kažejo, da je pojav eksplozivnega luščenja verjetnejši, če je vsebnost vlage pri betonih običajnih trdnosti večja od 2 % teže betona.
- Prepustnost in poroznost betona: Po priporočilih je verjetnost pojava eksplozivnega luščenja zanemarljiva, če je prepustnost betona večja od $K = 5 \cdot 10^{-11} \text{ cm}^2$. Betoni visokih trdnosti imajo v splošnem večjo gostoto in so zato manj prepustni. Nizka prepustnost namreč ovira transport vodne pare, skladno s tem pa naraščajo porni tlaki. Jumppanen [78], Anderberg [74], Sanyan in Stocks [79] so ugotovili, da so visokotrdni betoni zaradi manjše prepustnosti in poroznosti bolj dovzetni za pojav eksplozivnega luščenja kot običajni betoni.
- Velikost tlačnih napetosti v plasteh betona ob ogrevani površini in ovirane temperaturne deformacije: Tlačne napetosti in ovirane temperaturne deformacije povečujejo dovzetnost betonskega elementa za pojav eksplozivnega luščenja. Začetne tlačne napetosti na izpostavljenih delih betona

sicer ne pripomorejo k pojavu eksplozivnega luščenja, vendar se le-te ob hitrem segrevanju dodatno povečajo na račun oviranih temperaturnih deformacij. Kombinacija visokih tlačnih napetosti (nad 20 MPa) in povišane vsebnosti vlage (nad 3 % teže betona) precej poveča verjetnost nastanka luščenja med požarom. Vpliv omenjenih parametrov na pojav eksplozivnega luščenja za običajen beton prikazujemo na sliki 4.2.



Slika 4.2: Empirična porazdelitev eksplozivnega luščenja za betone običajnih trdnosti. Vpliv tlačnih napetosti in povišane vsebnosti vlage [21, 80].

Figure 4.2: Explosive spalling empirical envelope for concrete of normal strength. The influences of the applied compressive stresses and elevated moisture content [21, 80].

- Vrsta agregata: Verjetnost pojava eksplozivnega luščenja je najmanjša pri betonih iz lahkega agregata, največja pa pri betonih iz kremenčevega agregata. Prav tako večja zrna povečujejo nevarnost pojava eksplozivnega luščenja.
- Tlačna trdost in kvaliteta betona: Betoni z visoko tlačno trdnostjo so zaradi svoje strukture (slabša prepustnost, večja gostota) bolj dovzetni za pojav eksplozivnega luščenja. Stanje AB nosilca iz betona običajne oz. visoke trdnosti po požarnem preizkusu prikazujemo na sliki 4.3
- Velikost in oblika prečnega prereza: Eksperimenti kažejo, da so ostri robovi bolj dovzetni za pojav eksplozivnega luščenja, manj pa ravne površine in prerezi z zaobljenimi vogali. Eksplozivno luščenje je manj verjetno tudi pri tanjših konstrukcijskih elementih, saj vodna para hitreje izhlapi skozi neogrevan del površine betona.
- Količina armature in debelina zaščitne plasti betona: prenatrpanost armaturnih palic povečuje verjetnost pojava eksplozivnega luščenja, prav tako pa debelina zaščitne plasti, če je le-ta večja kot 4 cm.
- Polipropilenska (PP) vlakna: Za preprečevanje eksplozivnega luščenja je dandanes v široki uporabi dodatek PP vlaken z različnimi geometrijskimi in materialnimi lastnostmi. Dodatek 0.05 – 0.1 % PP vlaken glede na maso betonske mešanice prepreči pojav eksplozivnega luščenja. Kot kažejo eksperimentalne raziskave Kalife in sodelavcev [82], odražajo betoni z vgrajenimi PP vlakni večjo prepustnost, ko le-ti dosežejo točko oglenenja. Kot navaja Bošnjakova [68], je točen mehanizem naraščanja prepustnosti betona kot posledica uporabe PP vlaken še dokaj neraziskan.

(a) betoni običajnih trdnosti



(b) betoni visokih trdnosti



Slika 4.3: Požarni preizkus prostoležečih AB nosilcev [77, 81].
Figure 4.3: Fire test of RC beam [77, 81].

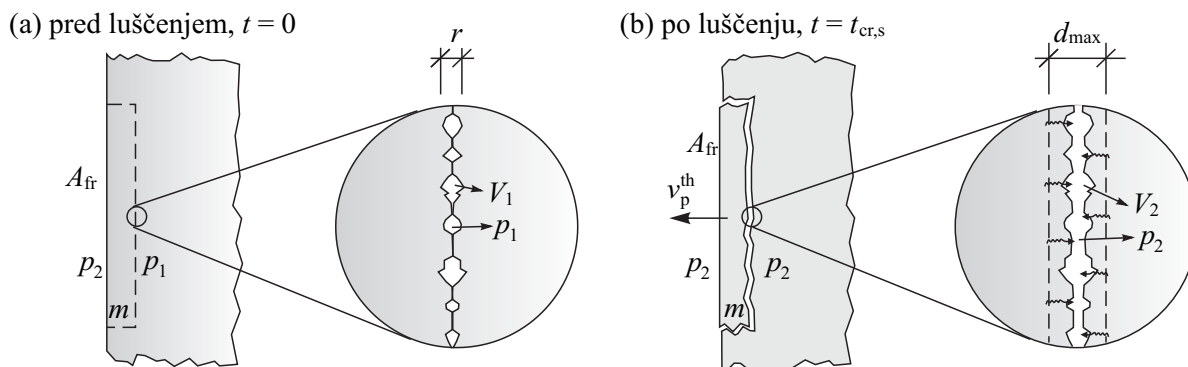
Iz navedenega lahko sklepamo na veliko medsebojno prepletenost pojavov znotraj betona. To seveda pomeni, da je matematično modeliranje pojava eksplozivnega luščenja betona izredno zahtevno, poleg tega pa je pojav v veliki meri še neraziskan. V literaturi se je uveljavilo prepričanje, da je pojav eksplozivnega luščenja v glavnem posledica dveh procesov, ki sočasno potekata v betonu med požarom. Zaradi povišanih pornih tlakov se v betonu odvija t.i. toplotno-vlažnostni proces [20, 69–71, 74, 83], zaradi oviranih temperaturnih deformacij pa toplotno-mehanski proces [70, 84–86]. Glede pomena obeh procesov pa raziskovalci nimajo enotnega mnenja. Bažant [84, 85] v svojih raziskavah ugotavlja, da ima toplotno-vlažnostni proces majhen vpliv na pojav eksplozivnega luščenja. Ta proces naj bi vplival le na nastanek začetne razpoke v betonu in na lomljenje razslojenega dela betona. Po nastanku razpoke namreč porni tlaki hipno padejo in zato ne morejo biti glavni razlog za pojav eksplozivnega luščenja. Gawin in sodelavci [23] ter Zeiml [67] in sodelavci pa v svojih raziskavah upoštevajo, da je luščenje betona posledica tako toplotno-vlažnostnega kot toplotno-mehanskega procesa v betonu. V nadaljevanju podrobneje predstavimo omenjena procesa z ustreznimi mehanizmi luščenja.

4.2 Mehanizmi luščenja betona pri toplotno-vlažnostnem in toplotno-mehanskem procesu

Kot smo že omenili, gre pri eksplozivnem luščenju za silovit izlet betonskih kosov od preostalega dela konstrukcije. Kot navaja Gary [87] se lahko hipno odlušči kos betona s površino tudi do 1 m^2 . Deformacijska energija, t.j. energija, ki jo ima na razpolago razslojeni (odluščeni) del betona za izlet, je sestavljena iz prispevkov kinetične energije toplotno-vlažnostnega in toplotno-mehanskega procesa. Predstavimo jih v nadaljevanju.

4.2.1 Določitev kinetične energije toplotno-vlažnostnega procesa

V betonu med požarom se zaradi povišanih pornih tlakov odvijajo toplotno-vlažnostni procesi. Na sliki 4.4 prikazujemo model luščenja kot posledico toplotno-vlažnostnega procesa pred in po luščenju razslojenega (odluščenega) dela betona.



Slika 4.4: Model luščenja kot posledica toplotno-vlažnostnega procesa (a) pred in (b) po luščenju razslojenega dela betona.

Figure 4.4: Modeling spalling as a consequence of thermo-hydral processes (a) before and (b) after dislocation of spalled-off piece.

Predpostavimo, da imamo na stiku med razslojenim delom betona in preostalim bolj togim delom AB stebra začetno razpoko širine r . Ob poznanih dimenzijah razslojenega (odluščenega) dela in pornem tlaku p_1 v betonu na mestu razpoke tik pred luščenjem lahko izračunamo začetno prostornino plinov V_1 na mestu razpoke. Ob nastopu luščenja pri času $t_{cr,s}$ začetni porni tlaki v betonu p_1 hipno padejo na vrednost zunanje tlaka p_2 . Tako hiter proces lahko opišemo z adiabatno spremembo [88]. Ob poznanim času nastopa luščenja $t_{cr,s}$ in zunanjem tlaku p_2 tako določimo prostornino plinov V_2 :

$$V_2 = \left(\frac{p_1 (V_1^k)}{p_2} \right)^{\frac{1}{k}}. \quad (4.1)$$

S $k = c_p/c_v$ označimo razmerje med specifično toploto pri stalnem tlaku, c_p , in specifično toploto pri stalni prostornini, c_v . Za razmerje specifičnih toplot izberemo $k \cong 1.39$, ki pripada vrednosti zraka pri temperaturi $T = 200^\circ\text{C}$ [88].

Ko poznamo začetno in končno prostornino ter pripadajoče tlake, izračunamo kinetično energijo toplotno-vlažnostnega procesa E_{kin}^{th} z enačbo [23, 67]:

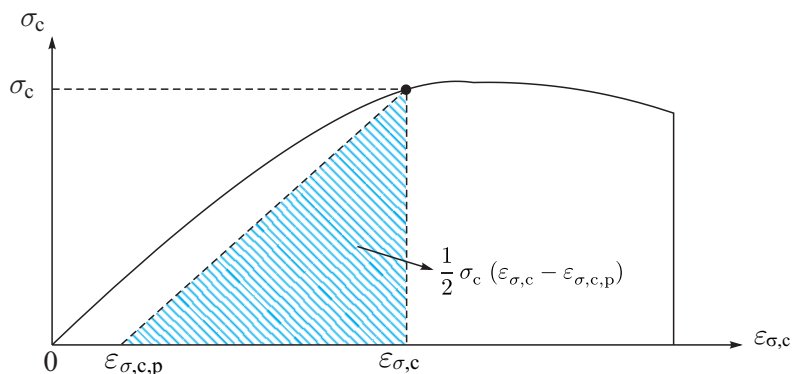
$$E_{kin}^{th} = \frac{p_1 V_1 - p_2 V_2}{k - 1}, \quad (4.2)$$

4.2.2 Določitev kinetične energije toplotno-mehanskega procesa

Zaradi oviranih temperaturnih deformacij se v betonu odvija toplotno-mehanski proces. Tlačne napetosti se pojavijo v razslojenem delu betona, natančneje v zunanjih plasteh ogrevanega betona, bolj proti notranjosti pa se zmanjšujejo in lahko postanejo tudi natezne. Kinetično energijo toplotno-mehanskega procesa E_{kin}^{tm} povežemo z znanim izrazom za račun elastične deformacijske energije:

$$E_{kin}^{tm} = G_{c,el} = \frac{1}{2} \int_V \sigma_c (\varepsilon_{\sigma,c} - \varepsilon_{\sigma,c,p}) dV, \quad (4.3)$$

kjer je $G_{c,el}$ elastična deformacijska energija, dV prostornina razslojenega (odluščenega) dela, z $\varepsilon_{\sigma,c}$ in $\varepsilon_{\sigma,c,p}$ pa označimo vrednost mehanske deformacije in njenega plastičnega dela ter z σ_c napetost v betonu (glej sliko 4.5). Poudarimo, da ta enakost za delo velja le za elastično področje, kjer je linearna zveza med napetostmi in deformacijami.



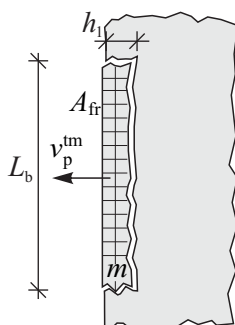
Slika 4.5: Konstitucijski zakon betona in elastična deformacijska energija [38].

Figure 4.5: Constitutive law of concrete and the elastic strain energy [38].

V toplotno-mehanskemu procesu nastopa še energija E_{fr} , ki je potrebna za lomljenje razslojenega dela betona na majhne koščke, izračunamo pa jo kot produkt lomne površine A_{fr} in specifične energije loma betona v nategu G_f , in sicer:

$$E_{fr} = G_f A_{fr}, \quad (4.4)$$

Ob predpostavki, da so dimenzije odluščenega dela znane, lahko ocenimo lomno površino A_{fr} . Prikazujemo jo na sliki 4.6.



Slika 4.6: Model luščenja kot posledica toplotno-mehanskega procesa in lomna površina.

Figure 4.6: Modeling spalling in consequence of thermo-mechanical processes and the fracture area.

Skupno lomno površino A_{fr} ocenimo tako, da velikost razslojenega dela betona (višine L_b , širine b in globine h_1) razdelimo na majhne betonske kocke (npr.: $2 \times 2 \times 2$ cm). S seštevanjem površin posameznih kock ocenimo lomno površino A_{fr} . Pri tem v izračunu ne upoštevamo površin kock ob vzdolžni razpoki

(predpostavka o razslojenosti slojev) ter površin, ki pripadajo sprednji in stranskima površinama dela betona, ki se odlušči.

V nadaljevanju določimo še skupno deformacijsko energijo E_{kin} , ki se pretvori v kinetično energijo in se hipno sprosti ob silovitem izletu odluščenega dela.

4.3 Deformacijska energija in določitev hitrosti izleta odluščenega dela

Kot smo že omenili, obstajajo v literaturi različna mnenja glede eksplozivnega luščenja. Nekateri raziskovalci pripisujejo večji pomen toplotno-vlažnostnemu procesu, spet drugi toplotno-mehanskemu procesu. Gawin in sodelavci [23] ter Zeiml [67] in sodelavci poročajo, da se razmerje kinetičnih energij nahaja v območju med $1 \leq E_{kin}^{th}/E_{kin}^{tm} \leq 6$. Zeiml in sodelavci [67] pa je razmerje kinetičnih energij še zmanjšal, in sicer med $0.8 \leq E_{kin}^{th}/E_{kin}^{tm} \leq 3.3$. Poleg tega je še ugotovil, da manjša razmerja energij pripadajo večjim odluščenim delcem (2 cm), medtem ko večja razmerja energij veljajo za manjše odluščene delce (< 1 cm) [67].

Ob predpostavki, da poznamo dimenzije razslojenega (odluščenega) dela betona in prispevek kinetične energije toplotno-vlažnostnega E_{kin}^{th} in toplotno-mehanskega E_{kin}^{tm} dela ter energijo, ki je potrebna za lomljenje razslojenega dela betona E_{fr} , lahko v nadaljevanju ocenimo deformacijsko energijo, ki jo ima razslojeni del na razpolago za silovit izlet. Pri tem predpostavimo, da se pri času luščenja $t_{cr,s}$ odlušči celoten razslojeni del betona. Deformacijska energija E_{kin} je:

$$E_{kin} = E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm} - E_{fr}, \quad (4.5)$$

Sedaj lahko ocenimo hitrost izleta v_p , s katero odluščeni del betona izleti od preostalega, bolj togega dela AB stebra. Gawin in sodelavci [23] navajajo, da znaša hitrost izleta odluščenega dela betona ob upoštevanju le energije iz toplotno-mehanskega procesa med 4 in 5 m/s, pri upoštevanju obeh procesov pa lahko hitrost naraste tudi na 7 m/s. V splošnem hitrost izrazimo iz znane enačbe za račun kinetične energije:

$$v_p = \sqrt{\frac{2 E_{kin}}{m}}, \quad (4.6)$$

kjer je m masa razslojenega (odluščenega) dela betona. Glede na to, da med raziskovalci ni enotnega mnenja, kateri izmed obeh predstavljenih procesov ima večji vpliv na pojav eksplozivnega luščenja, v doktorski disertaciji obravnavamo dva primera, in sicer:

- v prvem primeru predpostavimo, da je eksplozivno luščenje betona posledica obeh procesov. Kinetično energijo toplotno-mehanskega procesa ocenimo z uporabo izrazov 4.3 in 4.4, velikost prispevka kinetične energije iz toplotno-vlažnostnega procesa pa ocenimo skladno z ugotovitvami raziskovalcev [23, 67], in sicer upoštevamo, da je $E_{kin}^{th} \approx E_{kin}^{tm}$;
- v drugem primeru pa predpostavimo, da je eksplozivno luščenje betona posledica le toplotno-mehanskega procesa [18]. Tudi v tem primeru razpoložljivo kinetično energijo ocenimo z uporabo izrazov 4.3 in 4.4.

Pri določitvi deformacijske energije moramo seveda poznati čas nastopa pojava luščenja ter oceniti dimenzije razslojenega (odluščenega) dela. To storimo z uporabo kriterijev, ki jih predstavimo v nadaljevanju.

4.4 Kriteriji za oceno nastanka eksplozivnega luščenja in količine odluščenega betona

V tem poglavju predstavimo kriterije, s katerimi ocenimo nastanek eksplozivnega luščenja in količino razslojenega (odluščenega) dela betona. Te kriterije upoštevamo tudi v novem numeričnem modelu za požarno analizo armiranobetonskih stebrov, izpostavljenih eksplozivnemu luščenju. Ti kriteriji so:

- kriterij temperature $T = 200^{\circ}\text{C}$,
- kriterij najvišjih pornih tlakov $P_{\text{pore}}^{\text{max}}$ na globini h_1 pri temperaturi $T = 200^{\circ}\text{C}$,
- kriterij uklonske nosilnosti razslojenega in nalomljenega oz. odluščenega dela betona pri času $t_{\text{cr},s}$,
- kriterij najvišje elastične deformacijske energije $G_{\text{c,el}}^{\text{max}}$.

4.4.1 Temperaturni kriterij in kriterij pornih tlakov

S temperaturnim kriterijem in kriterijem pornih tlakov ocenimo čas nastopa eksplozivnega luščenja in globino razslojenega (odluščenega) dela betona. Čas nastopa luščenja označimo s $t_{\text{cr},s}$, globino odluščenega (razslojenega) sloja betona pa s h_1 . Kot navajajo Gawin in sodelavci [23] se začetna razpoka, ki v nadaljevanju privede do odluščenja sloja betona, pojavi na mestu največjih pornih tlakov v betonu. Na tem mestu je takrat temperatura v betonu le okrog 200°C . Pri temperaturah med $200 - 300^{\circ}\text{C}$ namreč prevladuje v plinski mešanici vodna para. Gradienti vodne pare povzročijo tok gibanja mase tako navznoter kot navzven. Tok navznoter povzroči kondenzacijo vodne pare. Vroča para se začne ohlajati v notranjih slojih betona, relativna vlaga se pri tem poveča. Posledično nastane t.i. 'območje zamašitve' (angl. 'moisture clog' oz. 'saturation plug'), kar povzroči povečanje pornih tlakov v betonu [23].

4.4.2 Kriterij uklonske nosilnosti in kriterij maksimuma elastične deformacijske energije

Z uporabo kriterija uklonske nosilnosti ocenimo še višino razslojenega in delno lomljenega oz. odluščenega dela betona. Višino odluščenega sloja označimo z L_b . V analizi predpostavimo, da se sloj betona odlušči po celotni širini prečnega prereza ter da ob nastopu uklona sloja razpoložljiva elastična deformacijska energija doseže svoj maksimum. Višino L_b določimo z analitičnim oz. pol-analitičnim in numeričnim postopkom. Pri pol-analitičnem postopku z uporabo linearizirane stabilnostne teorije predpostavimo, da so uklonske (kritične) sile lineariziranega sistema enake uklonskim silam nelineariziranega sistema [48]. Postopek bolj podrobno opišemo v razdelku 5.4.1. Pri numeričnem postopku pa poleg standardnih enačb končnega elementa zapišemo še nestandardne povezovalne enačbe med razslojenim in togim delom stebra. Postopek bolj podrobno opišemo v razdelku 5.4.2.

5 SCENARIJI PORUŠITVE AB STEBRA MED POŽAROM IN METODE REŠEVANJA

5.1 Scenariji porušitve

V tem poglavju predstavimo različne scenarije porušitve AB okvirjev oz. stebrov med požarom in pripadajoče numerične oz. pol-analitične metode za določitev njihove požarne nosilnosti. Pri izpeljavi numeričnih algoritmov se bomo navezali na numerično metodo, ki jo je za analizo požarne nosilnosti AB okvirjev predstavil Bratina [4]. Metodo, ki jo bomo imenovali standardna in je zasnovana na deformacijski metodi končnih elementov, bomo razširili z različnimi scenariji porušitve AB stebrov med požarom. Pri pol-analitičnih postopkih pa se bomo naslonili na analitične metode, ki so jih za določitev oslabiljenih AB stebrov pri sobni temperaturi predstavili Kraubergerjeva in sodelavci [36] oz. za določitev uklonske nosilnosti popolnoma razslojenih elastičnih stebrov Kryžanowski in sodelavci [89]. V disertaciji se osredotočimo na scenarije porušitve in pripadajoče metode le za idealne AB stebre, saj je razširitev na okvirje in tudi na geometrijsko nepopolne stebre v sklopu numeričnih algoritmov trivialna.

Predstavljene numerične in pol-analitične metode za določitev požarne nosilnosti AB stebrov z upoštevanjem eksplozivnega luščenja betona uvrstimo med delno povezane metode [42], ostale predstavljene metode pa med nepovezane. Značilnost nekaterih delno povezanih metod je, da povezanost med toplotno-vlažnostno in mehansko analizo upoštevamo le s spremenjeno geometrijo stebra, ki je posledica odlučene delca stebra, in ta je posledica tako toplotno-vlažnostnih in mehanskih vplivov. Predstavitev te metode in tudi ostalih je skupaj s parametričnimi študijami tudi osrednja tema disertacije. V disertaciji obravnavamo tri fizikalno možne scenarije, ki najpogosteje določajo porušitev AB stebrov med požarom. Ti scenariji so:

- Pri prvem scenariju predpostavimo, da AB steber ostane homogen vse do porušitve. V sklopu tega scenarija se torej luščenje betona ne pojavi (slika 5.1(a)). Ta scenarij porušitve AB stebra med požarom je z obsežnimi parametričnimi študijami detajlno predstavljen v delu [90], povzetek pa v prilogi A.
- Pri drugem scenariju predpostavimo, da nastopi pri času $t_{cr,s}$ delno lomljenje oz. drobljenje in razslojevanje AB stebra na globini h_1 in višini L_b . Deformacijske energije pri tem ni dovolj, da bi razslojeni in nalomljeni del betona odpadel v celoti ali po delih. Rzslojeni in nalomljeni del betona v celoti izgubi svojo mehansko nosilnost, ohrani pa vlogo toplotnega izolatorja osrednjega dela stebra (slika 5.1(b)). Ta scenarij še dodatno razdelimo glede na globino razslojenega in delno lomljenega betona h_1 in oddaljenost a težišča armaturne palice od zunanje površine:
 - (a) globina h_1 ni tako globoka, da bi dosegla armaturne palice ($h_1 < a$),
 - (b) globina h_1 je praktično enaka oddaljenosti težišča armaturne palice ($h_1 = a$). Ker je armatura sedaj že razslojena, moramo v tem scenariju upoštevati tudi vpliv uklona armaturnih palic na požarno nosilnost AB stebra.
- Pri tretjem scenariju predpostavimo, da je deformacijske energije dovolj, da se del betona globine

h_1 in višine L_b pri času luščenja $t_{cr,s}$ razsloji, nalomi (razdrobi) in tudi odluči v obliki eksplozije (slika 5.1(c)). Armatura je sedaj neposredno izpostavljena požaru, tako da postane viskozno lezenje jekla dominanten fizikalni pojav v armaturnih palicah.

Omenimo še, da pri drugem in tretjem scenariju obravnavamo primer enostranskega (nesimetričnega) in dvostranskega (simetričnega) razslojevanja in lomljenja betona oz. luščenja. Dodatno pri dvostranskem (simetričnem) luščenju obravnavamo še primer AB stebra z začetno nepopolnostjo (glej sliko 5.1).

Z eksperimentalnimi raziskavami je bilo ugotovljeno, da se v AB konstrukcijah s povišanimi temperaturami sprijemnost med armaturo in betonom zmanjšuje [91]. Glede na to, bi bil možen scenarij tudi porušitev AB stebra med požarom z upoštevanjem razslojenih armaturnih palic. Vendar pa ta pojav nima bistvenega vpliva na požarno nosilnost AB stebrov, če ni povezan z razslojenim in delno nalomljenim betonom, zato tega scenarija v disertaciji posebej ne obravnavamo.

Vsebino poglavja smo organizirali tako, da opišemo glavne značilnosti reševanja toplotno-vlažnostnega in mehanskega dela požarne analize in nato detajlne vse delne numerične in pol-analitične metode, ki vplivajo na požarno nosilnost AB stebrov, te pa na koncu poglavja združimo v shemo globalnega algoritma.

5.2 Reševanje enačb toplotno-vlažnostnega dela druge faze požarne analize

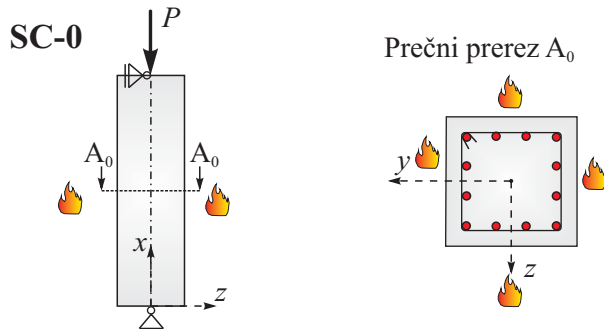
Osnovne enačbe toplotno-vlažnostnega dela druge faze požarne analize smo predstavili s sistemom parcialnih diferencialnih enačb (2.28)–(2.30). V disertaciji za reševanje tega povezanega toplotno in vlažnostnega sistema enačb uporabimo metodo končnih elementov oz. pripadajoči računalniški program `MoistureHeat2`, ki ga je v svoji disertaciji predstavila Kolškova [46] oz. v sklopu delno povezanega toplotno-vlažnostnega in mehanskega dela požarne analize Ružić [42]. Oba programa sta izdelana v programskem okolju `MatLab`.

Pri računu temperaturnega polja AB stebrov v skladu z evropskimi standardi SIST EN 1992-1-2 [38] v disertaciji zanemarimo vpliv armature na razpored temperature v stebru med požarom. Prav tako za temperaturo v posamezni armaturni palici privzamemo vrednost temperature betona na mestu obravnavane palice. Za izračunane temperature, porne tlake ter koncentracije proste vode in zmesi vodne pare in suhega zraka po prečnem prerezu betonskega dela stebra predpostavimo, da se po višini stebra med požarom ne spreminjajo, torej so vse analize dvodimenzijske le v značilnem prečnem prerezu stebra.

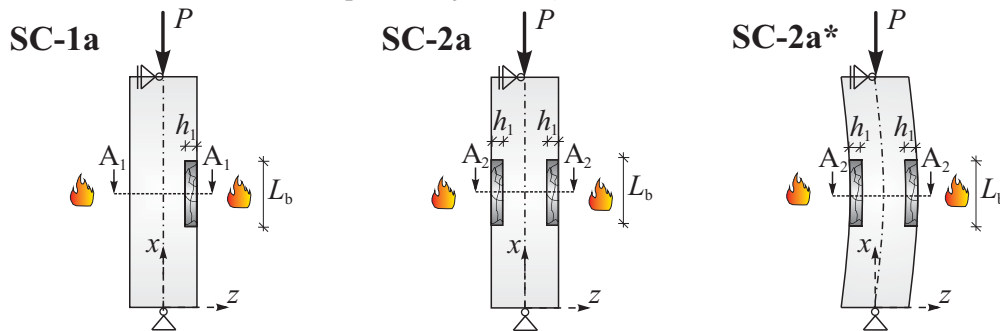
5.3 Numerično reševanje enačb mehanskega dela požarne analize

Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize sestavljajo enačbe (3.1)–(3.7). Ker so enačbe izrazito nelinearne, jih največkrat rešimo numerično, le v posebnih primerih, kot bomo to prikazali v doktorski disertaciji, jih lahko za določitev uklonske nosilnosti idealnih AB stebrov med požarom rešimo tudi analitično. Ko enačb v disertaciji ne rešimo analitično, jih rešimo numerično. Pri tem uporabimo deformacijsko metodo končnih elementov. Detajli tega postopka za analizo elastičnih in plastičnih okvirjev pri sobni temperaturi so prvič prikazani v disertaciji Planinca [92], v sklopu AB linijskih konstrukcij pri sobni temperaturi in tudi med požarom pa v disertaciji Bratine [4]. Glavni prednosti teh končnih

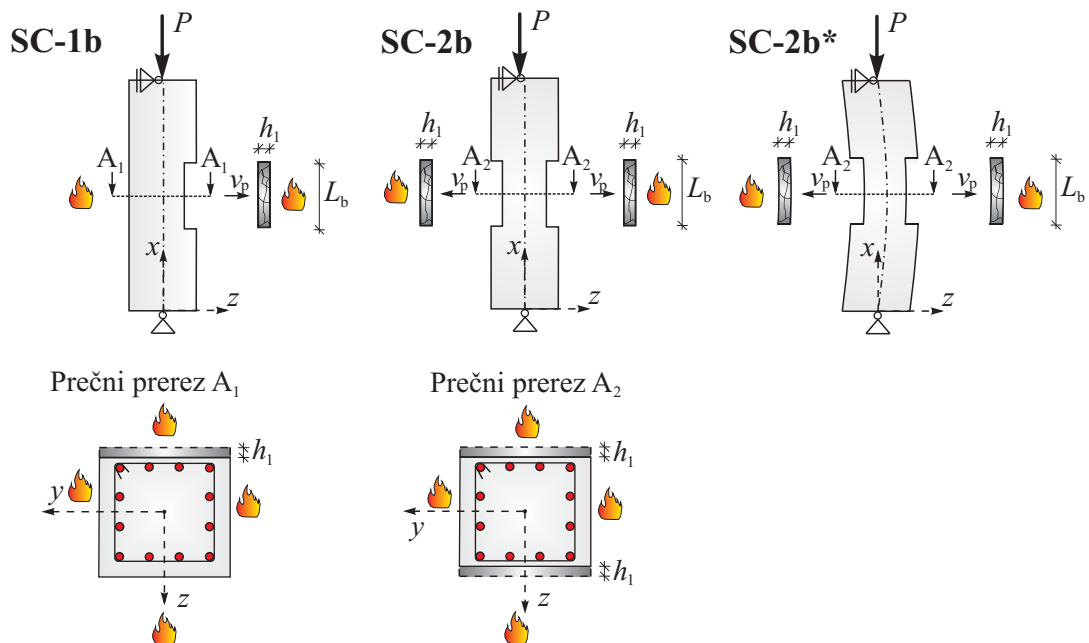
(a) Prvi scenarij - homogen steber (brez luščenja)



(b) Drugi scenarij - razslojen in nalomljen del betona ohrani vlogo toplotnega izolatorja (možen lokalni uklon armaturnih palic, ko je $h_1 = a$)



(c) Tretji scenarij - luščenje betona



Slika 5.1: Predvideni scenariji porušitve AB stebra med požarom.
Figure 5.1: A predicted spalling failures of reinforced concrete column in fire.

elementov sta predvsem velika natančnost in neobčutljivost na vse vrste blokiranj.

Izhodišče izpeljave deformacijskih končnih elementov predstavlja modificiran izrek o virtualnem delu.

Za izbrani linijski element z dolžino L je [92]:

$$\begin{aligned} \delta W^* = & \int_0^L \left((N_c - N) \delta \varepsilon_0 + (M_c - M_Y) \delta \kappa \right) dx + \\ & + \left(u(L) - u(0) - \int_0^L ((1 + \varepsilon_0) \cos \varphi) dx + L \right) \delta R_X(0) + \\ & + \left(w(L) - w(0) - \int_0^L ((1 + \varepsilon_0) \sin \varphi) dx + L \right) \delta R_Z(0) + \\ & + \left(\varphi(L) - \varphi(0) - \int_0^L \kappa dx \right) \delta M_Y(0) + \\ & + \left(-S_1 - R_X(0) \right) \delta u(0) + \left(-S_2 - R_Z(0) \right) \delta w(0) + \left(-S_3 - M_Y(0) \right) \delta \varphi(0) + \\ & + \left(-S_4 - R_X(L) \right) \delta u(L) + \left(-S_5 - R_Z(L) \right) \delta w(L) + \left(-S_6 - M_Y(L) \right) \delta \varphi(L) = 0. \quad (5.1) \end{aligned}$$

V funkcionalu (5.1) so neznane količine deformacije $\varepsilon_0(x)$ in $\kappa(x)$, posplošene robne sile $R_X(0)$, $R_Z(0)$, $M_Y(0)$, $N_X(L)$, $N_Z(L)$ in $M_Y(L)$ ter robne kinematične količine $u(0)$, $w(0)$, $\varphi(0)$, $u(L)$, $w(L)$ in $\varphi(L)$. Opozorimo, da so neznane funkcije le deformacijske količine; skladno z metodo končnih elementov analizirani okvir oz. steber razdelimo na končne elemente, neznani deformacijski količini $\varepsilon_0(x)$ in $\kappa(x)$ elementa pa interpoliramo z Lagrangeovimi interpolacijskimi polinomi P_m reda $(M - 1)$ ($m = 1, 2, \dots, M$):

$$\varepsilon_0(x) = \sum_{m=1}^M P_m(x) \varepsilon_m, \quad (5.2)$$

$$\kappa(x) = \sum_{m=1}^M P_m(x) \kappa_m, \quad (5.3)$$

kjer ε_m in κ_m označujeta neznane vrednosti osnih in upogibnih deformacij v izbranih ekvidistančnih interpolacijskih točkah končnega elementa. Podobno interpoliramo tudi variacije deformacijskih količin:

$$\delta \varepsilon_0(x) = \sum_{m=1}^M P_m(x) \delta \varepsilon_m, \quad (5.4)$$

$$\delta \kappa(x) = \sum_{m=1}^M P_m(x) \delta \kappa_m. \quad (5.5)$$

Ko zgornje izraze vstavimo v modificiran izrek o virtualnem delu (5.1) in upoštevamo znana pravila variacijskega računa, dobimo Euler-Lagrangeove enačbe oz. posplošene diskretne ravnotežne enačbe končnega elementa:

$$g_{m\varepsilon_0} = \int_0^L (N_c - N) P_m dx = 0, \quad (m = 1, 2, \dots, M), \quad (5.6)$$

$$g_{m\kappa} = \int_0^L (M_c - M_Y) P_m dx = 0, \quad (m = 1, 2, \dots, M), \quad (5.7)$$

$$g_{R_X} = u(L) - u(0) - \int_0^L \left(\left(1 + \sum_{m=1}^M P_m \varepsilon_m \right) \cos \varphi \right) dx + L = 0, \quad (5.8)$$

$$g_{R_Z} = w(L) - w(0) - \int_0^L \left(\left(1 + \sum_{m=1}^M P_m \varepsilon_m \right) \sin \varphi \right) dx + L = 0, \quad (5.9)$$

$$g_M = \varphi(L) - \varphi(0) - \int_0^L \left(\sum_{m=1}^M P_m \kappa_m \right) dx = 0, \quad (5.10)$$

$$g_{u_0} = -S_1 - R_X(0) = 0, \quad (5.11)$$

$$g_{w_0} = -S_2 - R_Z(0) = 0, \quad (5.12)$$

$$g_{\varphi_0} = -S_3 - M_Y(0) = 0, \quad (5.13)$$

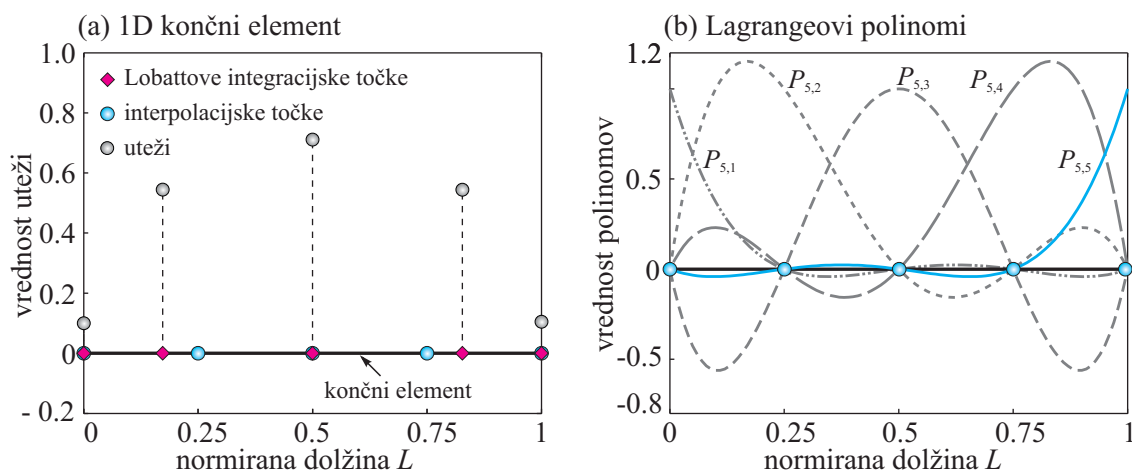
$$g_{u_L} = -S_4 + R_X(L) = -S_4 + R_X(0) = 0, \quad (5.14)$$

$$g_{w_L} = -S_5 + R_Z(L) = -S_5 + R_Z(0) = 0, \quad (5.15)$$

$$g_{\varphi_L} = -S_6 + M_Y(L) = -S_6 + M_Y(0) + \int_0^L \left(\left(1 + \sum_{m=1}^M P_m \varepsilon_m \right) Q \right) dx = 0. \quad (5.16)$$

Zgornji posplošeni sistem diskretnih ravnotežnih enačb sestavlja $2M + 9$ algebrajskih enačb za prav toliko neznanih količin: ε_m , κ_m ($m = 1, 2, \dots, M$), $R_X(0)$, $R_Z(0)$, $M_Y(0)$, $u(0)$, $u(L)$, $w(0)$, $w(L)$, $\varphi(0)$, $\varphi(L)$. Ko enačbe končnega elementa združimo v enačbo konstrukcije in upoštevamo robne pogoje, te enačbe rešimo z inkrementno-iteracijsko metodo [4].

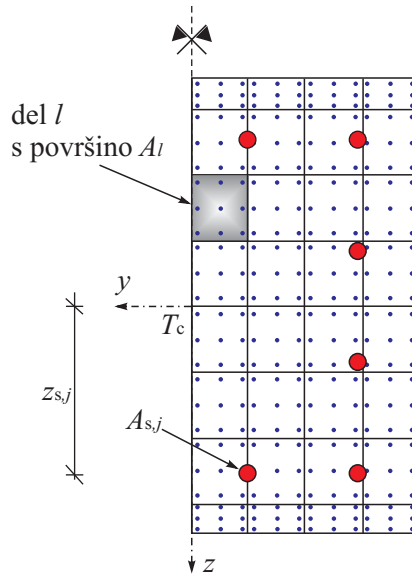
Na sliki 5.2 prikazujemo nekaj značilnosti deformacijskega končnega elementa 5-ega reda in značilnosti Lobattove numerične integracijske sheme. Kljub manjši natančnosti Lobattove numerične sheme od Gaussove, je za analizo AB linijskih konstrukcij praviloma uporabnejša, saj so pri tej numerični shemi integracijske točke tudi robne točke končnega elementa. V teh točkah pa praviloma najprej nastopi mehčanje prečnega prereza oz. lokalizacija deformacij.



Slika 5.2: Deformacijski končni element: (a) Lobattova integracijska shema z vrednostmi uteži. (b) Lagrangeovi interpolacijski polinomi 4. stopnje.

Figure 5.2: The strain finite element: (a) Lobatto integration scheme with weights. (b) Lagrangian integration polynomials of 4th order.

Za natančnost samega numeričnega postopka je zelo pomembna pravilna integracija normalnih napetosti po prečnem prerezu pa tudi njenih odvodov in z njimi povezanih konstitucijskih količin prečnega prereza. Značilno razdelitev prečnega prereza na dele prikazujemo na sliki 5.3



Slika 5.3: Razdelitev prečnega prereza na dele in upoštevana Gaussova ploskovna integracijska shema v delu.

Figure 5.3: The distribution of the cross-section to the sub-sections and considered Gaussian quadrature integration scheme in the sub-section.

Kot vidimo na sliki 5.3, prečni prerez razdelimo na n_{lam} delov s ploščino A_l . Prispevke k N_c , M_c ali pa k C_{11} , $C_{12} = C_{21}$, C_{22} izračunamo za vsak betonski del posebej z uporabo Gaussove ploskovne integracijske sheme. Armaturo obravnavamo točkovno. Pri tem z $A_{s,j}$ označimo prečni prerez armature v oddaljenosti $z_{s,j}$ od referenčne osi prečnega prereza. Za določitev temperatur v integracijskih točkah prečnega prereza, ki jih izračunamo s toplotno-vlažnostno analizo, uporabimo linearno interpolacijo, saj vozliščne vrednosti končnih elementov toplotno-vlažnostne analize v splošnem ne sovpadajo z integracijskimi točkami.

Na koncu še omenimo, da smo s C_{11} , $C_{12} = C_{21}$, C_{22} označili člene tangentne konstitutivne matrike prečnega prereza:

$$C_{11}(\varepsilon_0, \kappa) = \int_{\mathcal{A}_c} \frac{\partial \sigma_c}{\partial \varepsilon_0} dA + \sum_{j=1}^{n_s} \frac{\partial \sigma_s}{\partial \varepsilon_0} A_{s,j}, \quad (5.17)$$

$$C_{12}(\varepsilon_0, \kappa) = C_{21}(\varepsilon_0, \kappa) = \int_{\mathcal{A}_c} z \frac{\partial \sigma_c}{\partial \varepsilon_0} dA + \sum_{j=1}^{n_s} z_{s,j} \frac{\partial \sigma_s}{\partial \varepsilon_0} A_{s,j}, \quad (5.18)$$

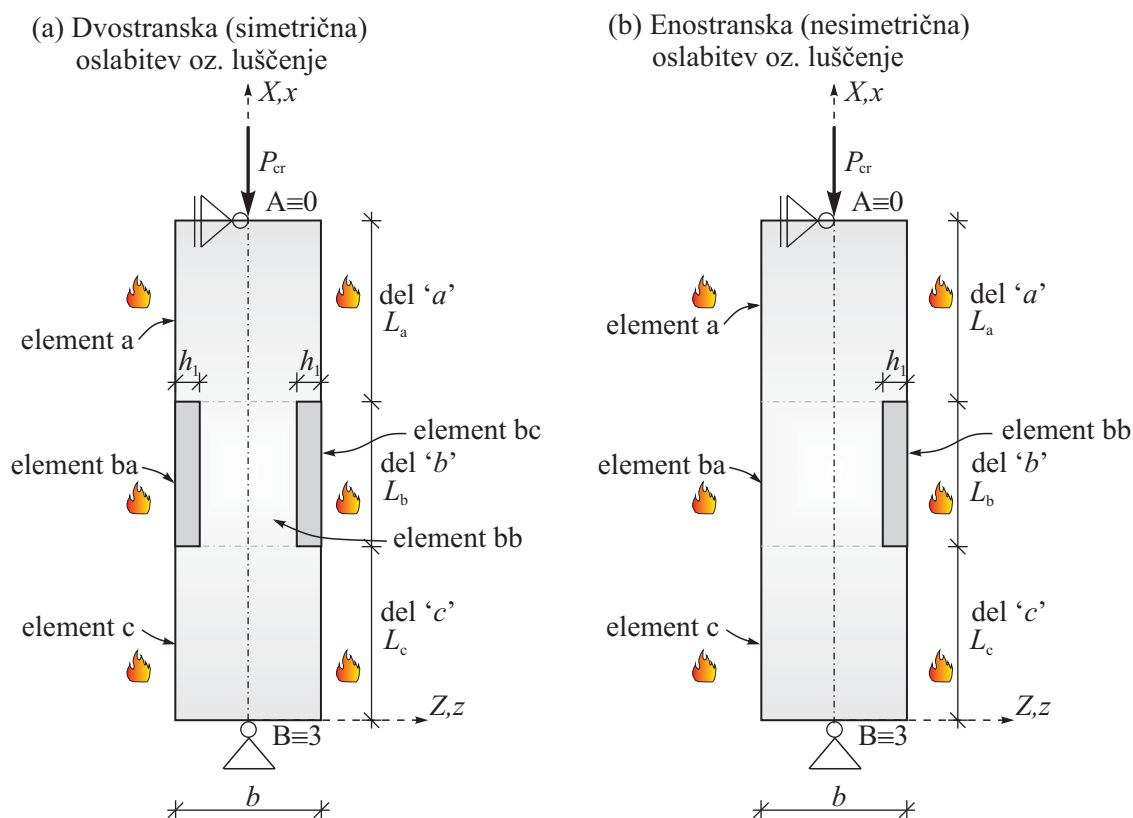
$$C_{22}(\varepsilon_0, \kappa) = \int_{\mathcal{A}_c} z^2 \frac{\partial \sigma_c}{\partial \varepsilon_0} dA + \sum_{j=1}^{n_s} z_{s,j}^2 \frac{\partial \sigma_s}{\partial \varepsilon_0} A_{s,j}. \quad (5.19)$$

Naj še enkrat opozorimo, da je odvisnost konstitucijskih količin izražena z geometrijskima deformaci-

jama ε_0 in κ preko adicijskega izreka. Skladno s tem izrekom pri določitvi N_c , M_c , C_{11} , $C_{12} = C_{21}$ in C_{22} upoštevamo tudi vse ostale toplotne in mehanske procese, ki se dogajajo v betonu in armaturi med požarom.

5.4 Določitev višine razslojenega in delno lomljenega oz. odluščene delca betona

V poglavju 4 smo detajlno predstavili kriterije za nastanek eksplozivnega luščenja betona med požarom. Na osnovi rezultatov toplotno-vlažnostnega dela požarne analize (temperaturni kriterij in kriterij pornih tlakov) določimo čas pri katerem nastopi luščenje betona $t_{cr,s}$, in globino luščenja h_1 . V tem podpoglavju s kriterijem uklonske nosilnosti razslojenega dela betona določimo še višino L_b razslojenega in delno lomljenega oz. odluščene delca betona L_b . To v disertaciji določimo analitično oz. pol-analitično in numerično. Ločimo dve možnosti, in sicer: da se beton odlušči enostransko (nesimetrično) in da se odlušči dvostransko (simetrično). V obeh primerih pa predpostavimo, da se sloj betona odlušči po celotni širini prečnega prereza. Na sliki 6.8 predstavimo osnovne geometrijske podatke za oba obravnavana scenarija razslojevanja in lomljenja oz. luščenja betona.



Slika 5.4: Osnovni geometrijski podatki za: (a) dvostransko (simetrično) in (b) enostransko (nesimetrično) luščenje.

Figure 5.4: Geometric data for: (a) two-sided (symetric) spalling and (b) one-sided (asymetric).

Postopka za določitev višine razslojenega (odluščene) delca betona L_b pri enostranskem (nesimetričnem) in dvostranskem (simetričnem) luščenju na osnovi uklona razslojenega (odluščene) delca betona

sta zelo podobna, zato v nadaljevanju predstavimo pol-analitični postopek za dvostransko (simetrično) luščenje, za numerični postopek pa enostransko (nesimetrično) luščenje. Posplošitvi sta v obeh primerih trivialni.

5.4.1 Pol-analitični postopek

S pol-analitičnim postopkom določimo višino L_b razslojenega in nalomljenega dela ter potencialno odlučnega dela betona. Skladno z linearizirano stabilnostno analizo predpostavimo, da so uklonske (kritične) sile lineariziranega sistema enake uklonskim silam nelineariziranega sistema [48]. Steber razdelimo na pet elementov z oznakami a, ba, bb, bc in c z dolžinami L_a , $L_{ba} = L_{bb} = L_{bc} = L_b$ in L_c (slika 6.8(a)). Za vse elemente predpostavimo, da lokalni koordinatni sistemi sovpadajo z referenčno osjo stebra. Za vsak element veljajo osnovne enačbe (3.1)–(3.7), ki skupaj z robnimi pogoji in enačbami, ki elemente povezujejo v steber, sestavljajo osnovne enačbe AB stebra. Ker smo osnovne enačbe že predstavili v podpoglavju 3, tu predstavimo le robne pogoje in povezovalne enačbe.

Robni pogoji vrtljivo podprtega stebra so:

element a:

$$w^a(L_a) = 0, \quad (5.20)$$

$$R_X^a(L_a) = N^a(L_a) = -P_{cr}, \quad (5.21)$$

$$M_Y^a(L_a) = 0, \quad (5.22)$$

element c:

$$u^c(0) = 0, \quad (5.23)$$

$$w^c(0) = 0, \quad (5.24)$$

$$M_Y^c(0) = 0, \quad (5.25)$$

Povezovalne enačbe pa so:

med elementi a, ba, bb in bc:

$$u^a(0) = u^{ba}(L_b) = u^{bb}(L_b) = u^{bc}(L_b), \quad (5.26)$$

$$w^a(0) = w^{ba}(L_b) = w^{bb}(L_b) = w^{bc}(L_b), \quad (5.27)$$

$$\varphi^a(0) = \varphi^{ba}(L_b) = \varphi^{bb}(L_b) = \varphi^{bc}(L_b), \quad (5.28)$$

$$R_X^a(0) = R_X^{ba}(L_b) + R_X^{bb}(L_b) + R_X^{bc}(L_b), \quad (5.29)$$

$$R_Z^a(0) = R_Z^{ba}(L_b) + R_Z^{bb}(L_b) + R_Z^{bc}(L_b), \quad (5.30)$$

$$M_Y^a(0) = M_Y^{ba}(L_b) + M_Y^{bb}(L_b) + M_Y^{bc}(L_b), \quad (5.31)$$

med elementi ba, bb, bc in c:

$$u^{ba}(0) = u^{bb}(0) = u^{bc}(0) = u^c(L_c), \quad (5.32)$$

$$w^{ba}(0) = w^{bb}(0) = w^{bc}(0) = w^c(L_c), \quad (5.33)$$

$$\varphi^{ba}(0) = \varphi^{bb}(0) = \varphi^{bc}(0) = \varphi^c(L_c), \quad (5.34)$$

$$R_X^{ba}(0) + R_X^{bb}(0) + R_X^{bc}(0) = R_X^c(L_c), \quad (5.35)$$

$$R_Z^{ba}(0) + R_Z^{bb}(0) + R_Z^{bc}(0) = R_Z^c(L_c), \quad (5.36)$$

$$M_Y^{ba}(0) + M_Y^{bb}(0) + M_Y^{bc}(0) = M_Y^c(L_c). \quad (5.37)$$

Skladno z linearizirano stabilnostno analizo osnovne enačbe stebra lineariziramo okoli primarne ravnotežne lege stebra. Ker obravnavamo idealno raven centrično obremenjeni AB steber, določajo primarno ravnotežno lego stebra enačbe:

$$R_X^a = -P_{cr} = N_c^a(\varepsilon_0^a, \kappa^a = 0), \quad (5.38)$$

$$R_X^c = -P_{cr} = N_c^c(\varepsilon_0^c, \kappa^c = 0), \quad (5.39)$$

$$R_X^{ba} = N_c^{ba}(\varepsilon^{ba}, \kappa^{ba} = 0), \quad (5.40)$$

$$R_X^{bb} = N_c^{bb}(\varepsilon^{bb}, \kappa^{bb} = 0), \quad (5.41)$$

$$R_X^{bc} = N_c^{bc}(\varepsilon^{bc}, \kappa^{bc} = 0). \quad (5.42)$$

Predpostavimo, da zanemarimo lastno težo AB stebra. Ker sta prečna prereza elementov a in c enaka, in ker so prečni prerezi elementov ba, bb in bc enaki prečnima prerezoma elementov a in c, velja:

$$\varepsilon_0^a = \varepsilon_0^{ba} = \varepsilon_0^{bb} = \varepsilon_0^{bc} = \varepsilon_0^c = \varepsilon_0 = \text{konst.}, \quad (5.43)$$

posledično so pomiki v vzdolžni smeri elementov u^i linearne funkcije x -a ($i = a, ba, bb, bc, c$). Ostale kinematične, ravnotežne in deformacijske količine so v primarni ravnotežni legi stebra enake nič. V nadaljevanju osnovne enačbe stebra lineariziramo okoli primarne ravnotežne lege. Po kratkem računu dobimo ($i = a, ba, bb, bc, c$):

$$\delta u^{i'} = \delta \varepsilon_0^i, \quad (5.44)$$

$$\delta w^{i'} + (1 + \varepsilon_0) \delta \varphi^i = 0, \quad (5.45)$$

$$\delta \varphi^{i'} - \delta \kappa^i = 0, \quad (5.46)$$

$$\delta R_X^{i'} = 0, \quad (5.47)$$

$$\delta R_Z^{i'} = 0, \quad (5.48)$$

$$\delta M_Y^{i'} - (1 + \varepsilon_0) \delta Q^i = 0, \quad (5.49)$$

$$\delta N^i = \delta R_X^i, \quad (5.50)$$

$$\delta Q^i = \delta R_Z^i + N^i \delta \varphi^i, \quad (5.51)$$

$$\delta N^i = C_{11}^i \delta \varepsilon_0^i + C_{12}^i \delta \kappa^i, \quad (5.52)$$

$$\delta M_Y^i = C_{21}^i \delta \varepsilon_0^i + C_{22}^i \delta \kappa^i, \quad (5.53)$$

kjer so komponente tangentne togostne matrike prečnega prereza izračunane pri $\varepsilon_0 = \text{konst.}$ in $\kappa^i = 0$

($i = a, ba, bb, bc, c$). Podobno lineariziramo še robne pogoje in povezovalne enačbe.

Sistem lineariziranih ravnotežnih enačb (5.44)–(5.53) rešimo z upoštevanjem lineariziranih robnih pogojev in povezovalnih enačb. Reševanje je relativno preprosto, saj sistem enačb (5.44)–(5.53) sestavlja sistem navadnih diferencialnih enačb s konstantnimi koeficienti. Reševanje tega sistema za homogen AB steber smo prikazali že v delu [90], in ker je tudi v našem primeru reševanje praktično enako, ga tu ne prikazujemo v detajlih. Enačbe (5.44)–(5.53) lahko združimo v dve nepovezani navadni diferencialni enačbi za δu^i in δw^i ; za δu^i v diferencialno enačbo drugega reda in za δw^i diferencialno enačbo četrtega reda:

$$\delta u^{i'''} = 0, \quad (5.54)$$

$$\delta w^{iIV} + k^{i2} \delta w^{i''} = 0, \quad (5.55)$$

kjer je uklonski koeficient definiran z enačbo:

$$k^{i2} = \frac{(1 + \varepsilon_0) |N_c^i|}{C_{22}^i - C_{21}^i \frac{C_{12}^i}{C_{11}^i}}. \quad (5.56)$$

Rešitvi diferencialnih enačb (5.54) in (5.55) sta ($i = a, ba, bb, bc, c$):

$$\delta u^i = K_1^i x + K_2^i, \quad (5.57)$$

$$\delta w^i = B_1^i \cos k^i x + B_2^i \sin k^i x + B_3^i x + B_4^i. \quad (5.58)$$

Neznane integracijske konstante $K_1^i, K_2^i, B_1^i, B_2^i, B_3^i, B_4^i$ določimo z upoštevanjem lineariziranih robnih pogojev in povezovalnih enačb (5.26)–(5.37) ter rešitev enačb (5.57) in (5.58). Formalno ta sistem lineariziranih enačb zapišemo v obliki

$$[L_T]_{\text{anal}} \mathbf{x} = \mathbf{0}, \quad (5.59)$$

kjer smo z \mathbf{x} označili vektor neznanih integracijskih konstant. Ker so izrazi, ki pripadajo osnim in prečnim pomikom nepovezani, lahko kriterij za določitev uklonske sile AB stebra določimo le iz pogoja

$$\det [K_T]_{\text{anal}} = 0, \quad (5.60)$$

kjer nastopajo samo integracijske konstante, ki so povezane s prečnimi pomiki. Ker dejansko poznamo P_{cr} in vse materialne parametre betona in armaturnih palic pri času $t_{cr,s}$, z enačbo (5.60) določimo L_b . Opozorimo še, da osne deformacije AB stebra $\varepsilon_0^i = \varepsilon_0$, ($i = a, ba, bb, bc, c$) določimo z uporabo konstitucijskih enačb $N_c^i = N^i$, ki pa so vzdolž vseh elementov konstantne in enake. Čeprav sta enačba (5.60) in konstitucijska enačba algebrski, sta nelinearni, zato ju rešimo z metodo bisekcije. Kot začetni približek pa vzamemo enačbo za določitev uklonske sile stebra ($j = ba, bc$):

$$(1 + \varepsilon_0) |N_c^j| = \frac{C_{22}^j \pi^2}{(0.5 L_b)^2} \quad \longrightarrow \quad L_b = \sqrt{\frac{4 C_{22}^j \pi^2}{(1 + \varepsilon_0) |N_c^j|}}. \quad (5.61)$$

Praktično v vseh računskih primerih smo ugotovili, da je enačba (5.61) zelo dober približek za določitev

uklonske dolžine razslojenega oz. odluččenega betona višine L_b . To je tudi razumljivo, saj so dimenzije odluččenega betona bistveno manjše od dimenzij preostalega (bolj togega) AB stebra. To pa pomeni, da je razslojeni oz. odluččeni del betona praktično vpet v steber.

5.4.2 Numerični postopek

Kot smo že povedali predstavimo numerični postopek za določitev višine L_b razslojenega in nalomljenega oz. odluččenega dela betona samo za primer enostranske (nesimetrične) oslavitve (luščenja). Standardne deformacijske metode v tem primeru ne moremo uporabiti. Posebnost tega numeričnega postopka predstavlja povezovanje elementa a z elementoma ba in bb ter povezovanje elementov bb in bc z elementom c. Podobno kot pri pol-analitičnem postopku za določitev uklonske dolžine razslojenega (odlušččenega) dela betona višine L_b , moramo za določitev enačb AB stebra z enačbami končnih elementov upoštevati naslednje nestandardne povezovalne enačbe:

med elementi a, ba, bb:

$$u^a(0) = u^{ba}(L_b) = u^{bb}(L_b), \quad (5.62)$$

$$w^a(0) = w^{ba}(L_b) = w^{bb}(L_b), \quad (5.63)$$

$$\varphi^a(0) = \varphi^{ba}(L_b) = \varphi^{bb}(L_b), \quad (5.64)$$

$$R_X^a(0) = R_X^{ba}(L_b) + R_X^{bb}(L_b), \quad (5.65)$$

$$R_Z^a(0) = R_Z^{ba}(L_b) + R_Z^{bb}(L_b), \quad (5.66)$$

$$M_Y^a(0) = M_Y^{ba}(L_b) + M_Y^{bb}(L_b), \quad (5.67)$$

med elementi ba, bb in c:

$$u^{ba}(0) = u^{bb}(0) = u^c(L_c), \quad (5.68)$$

$$w^{ba}(0) = w^{bb}(0) = w^c(L_c), \quad (5.69)$$

$$\varphi^{ba}(0) = \varphi^{bb}(0) = \varphi^c(L_c), \quad (5.70)$$

$$R_X^{ba}(0) + R_X^{bb}(0) = R_X^c(L_c), \quad (5.71)$$

$$R_Z^{ba}(0) + R_Z^{bb}(0) = R_Z^c(L_c), \quad (5.72)$$

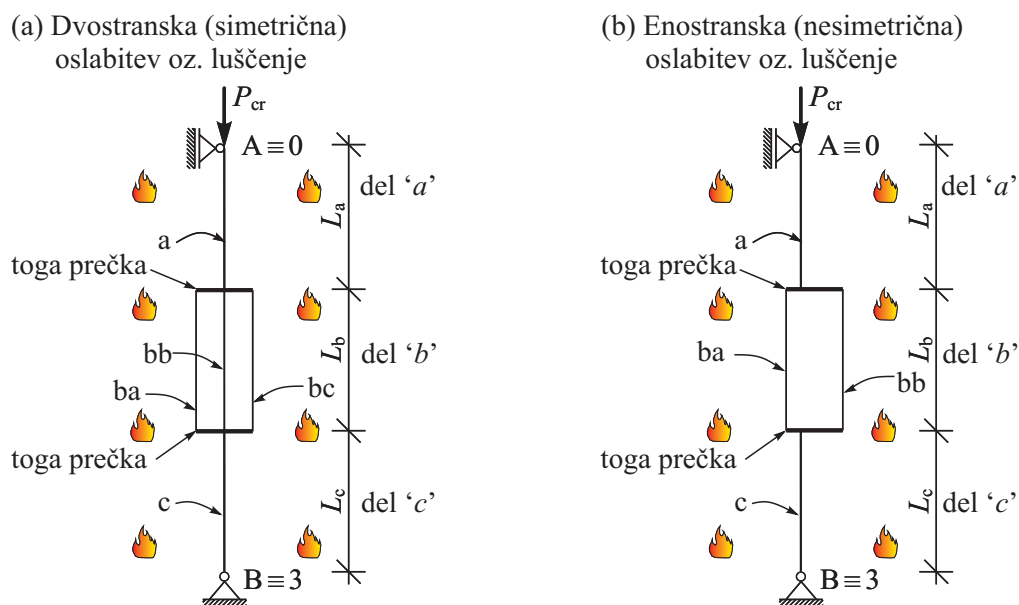
$$M_Y^{ba}(0) + M_Y^{bb}(0) = M_Y^c(L_c). \quad (5.73)$$

Kriterij za določitev višine L_b razslojenega dela betona v osrednjem delu je, podobno kot pri pol-analitičnem postopku, singularnost tangente togostne matrike AB stebra

$$\det [K_T] = 0. \quad (5.74)$$

Enačbi (5.60) in (5.74) se predvsem razlikujeta v številu neznank. Podobno kot pri pol-analitičnem postopku, določimo višino L_b razslojenega dela betona z metodo bisekcije. Kot začetni približek pa upoštevamo rešitev enačbe (5.61).

Zanimivo je, da lahko za določitev uklonske dolžine razslojenega (odluščenega) dela betona uporabimo tudi standardno deformacijsko metodo končnih elementov. S tem namenom k mreži končnih elementov dodamo dva prečna končna elementa z zelo veliko togostjo (glej sliko 5.5).



Slika 5.5: Shema mreže končnih elementov: (a) dvostranske (simetrične) in (b) enostranske (nesimetrične) oslavitve oz. luščenja.

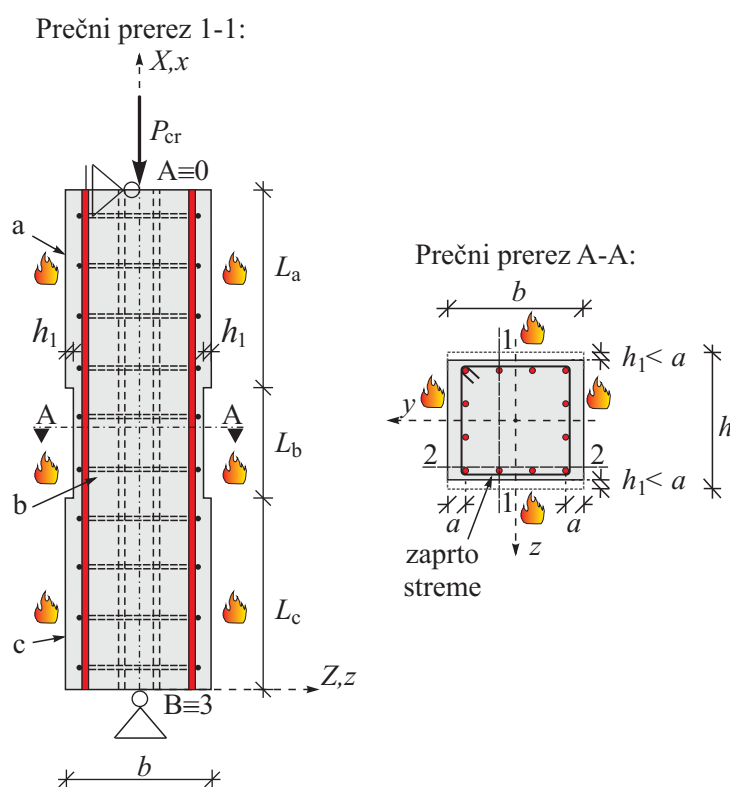
Figure 5.5: The scheme of finite elements for: (a) two-sided (symmetrical) and (b) one-sided weakening or spalling.

Na sliki 5.5 smo prikazali mreži za primer dvostranske (simetrične) in enostranske (nesimetrične) oslavitve oz. luščenja betona v osrednjem delu 'b' z minimalnim številom končnih elementov.

5.5 Drugi scenarij porušitve - globina razslojenega dela betona h_1 je manjša od a

V tem načinu porušitve AB stebra med požarom predpostavimo, da se med požarom del betona razsloji in nalomi oz. razdrobi, ob tem pa v AB stebri ni dovolj deformacijske energije, ki bi povzročila tudi luščenje oz. odpadanje betona. Ker večina razslojenega in nalomljenega betona ne odpade, ta še vedno služi kot toplotni izolator preostalega nosilnega dela AB stebra. Zaradi velike poškodovanosti pa ta razslojeni in nalomljeni del betona nima več mehanske nosilnosti. Ker je v tem scenariju globina razslojenega in nalomljenega betona manjša od debeline zaščitnega sloja betona oz. od globine težiščne osi armaturnih palic, predpostavimo, da je sprijemnost med armaturnimi palicami in betonom še nepoškodovana in posledično tudi ni mogoč lokalni uklon armaturnih palic. Za ta scenarij porušitve AB stebra med požarom upoštevamo, da toplotno-vlažnostni del in mehanski del druge faze požarne analize potekata sicer vzporedno, vendar nepovezano. V sklopu toplotno-vlažnostnega dela požarne analize določimo krajevno in časovno razporeditev temperatur, pornih tlakov in koncentracij zmesi vodne pare in suhega zraka na celotnem homogenem AB stebri, medtem ko za mehanski del požarne analize upoštevamo, da razslojeni in nalomljeni del betona višine L_b in globine h_1 praktično nima več nobene mehanske nosil-

nosti, zato ga v analizi ne upoštevamo. Tudi tu obravnavamo dve možnosti. Razslojeni in nalomljeni beton se pojavi le na eni strani stebra oz. na obeh straneh. Ker je numerična metoda v obeh primerih standardna, je tu boljše predstavimo. Omenimo le, da moramo analizirati steber z dvema mrežama končnih elementov, ki se razlikujeta le na delu razslojenega in nalomljenega betona. Tu moramo seveda upoštevati manjši prečni prerez zaradi poškodovanosti betona. Detajlneje v nadaljevanju predstavimo le pol-analitični postopek. Omejimo se le na tisti del požarne analize, ko je del betona že tako poškodovan, da nič več ne prispeva k nosilnosti stebra. Postopek je mogoč le za idealne AB stebre, ki so oslabljeni simetrično. Tudi tu določimo požarno nosilnost stebra, ki jo določa t_{cr} , z linearizirano stabilnostno analizo. Za časovni interval od $t_{cr,s}$ do t_{cr} , torej do porušitve stebra, steber razdelimo na tri elemente z oznakami a, b in c (glej sliko 5.6).



Slika 5.6: Simetrično odluščen AB steber.
Figure 5.6: Symmetrically spalled RC column.

Za vsak element stebra sestavljajo osnovne enačbe sistem (3.1)–(3.7). Ker detajlneje obravnavamo le vrtljivo podprti steber so robni pogoji obravnavanega stebra naslednji:

$$w^a(L_a) = 0, \quad (5.75)$$

$$R_X^a(L_a) = N^a(L_a) = -P_{cr}, \quad (5.76)$$

$$M_Y^a(L_a) = 0, \quad (5.77)$$

$$u^c(0) = 0, \quad (5.78)$$

$$w^c(0) = 0, \quad (5.79)$$

$$M_Y^c(0) = 0, \quad (5.80)$$

povezovalne enačbe stebra med elementoma a in b pa so:

$$u^a(0) = u^b(L_b), \quad (5.81)$$

$$w^a(0) = w^b(L_b), \quad (5.82)$$

$$\varphi^a(0) = \varphi^b(L_b), \quad (5.83)$$

$$R_X^a(0) = R_X^b(L_b), \quad (5.84)$$

$$R_Z^a(0) = R_Z^b(L_b), \quad (5.85)$$

$$M_Y^a(0) = M_Y^b(L_b), \quad (5.86)$$

ter med elementoma b in c:

$$u^b(0) = u^c(L_c), \quad (5.87)$$

$$w^b(0) = w^c(L_c), \quad (5.88)$$

$$\varphi^b(0) = \varphi^c(L_c), \quad (5.89)$$

$$R_X^b(0) = \delta R_X^c(L_c), \quad (5.90)$$

$$R_Z^b(0) = R_Z^c(L_c), \quad (5.91)$$

$$M_Y^c(0) = M_Y^c(L_c). \quad (5.92)$$

Primarno ravnotežno lego AB stebra določajo rešitve:

$$R_X^a = N^a = -P_{cr} = \text{konst.}, \quad (5.93)$$

$$R_X^b = N^b = -P_{cr} = \text{konst.}, \quad (5.94)$$

$$R_X^c = N^c = -P_{cr} = \text{konst.}. \quad (5.95)$$

Z uporabo konstitucijskih enačb določimo še osne deformacije v primarni ravnotežni legi stebra, torej

$$N^a = N_c^a \quad \longrightarrow \quad \varepsilon^a, \quad (5.96)$$

$$N^b = N_c^b \quad \longrightarrow \quad \varepsilon^b, \quad (5.97)$$

$$N^c = N_c^c \quad \longrightarrow \quad \varepsilon^c. \quad (5.98)$$

Ker so osne deformacije vzdolž osi elementov konstantne, so pomiki vzdolž osi elementov linearne funkcije x . Velja pa tudi

$$\varepsilon^a = \varepsilon^c = \text{konst.}, \quad (5.99)$$

saj so prečni prerezi elementov a in c po obliki, velikosti in lastnosti materialov enaki. Ostale količine so v primarni ravnotežni legi enake nič. Z linearizacijo osnovnih enačb okoli primarne ravnotežne lege dobimo lineariziran sistem ravnotežnih enačb, ki je po obliki enak enačbam (5.44)–(5.53). Ko lineariziramo tudi enačbe (5.75)–(5.80) in (5.81)–(5.92), dobimo sistem navadnih diferencialnih enačb s konstantnimi koeficienti z ustreznim številom robnih pogojev in povezovalnih enačb. V nadaljevanju rešitve diferencialnih enačb vstavimo v enačbe (5.75)–(5.80) in (5.81)–(5.92), in dobimo sistem 18 linearnih enačb za določitev 18 neznanih integracijskih konstant. Sistem ima več rešitev, ko je determinanta sistema enaka nič:

$$\det [\mathbf{L}_T]_{\text{anal}} = 0. \quad (5.100)$$

Ko ločimo konstante, ki pripadajo enačbam za pomike v vzdolžni smeri, od konstant za pomike v prečni smeri, dobimo pogoj za določitev uklonske sile oz. kritičnega časa t_{cr} v formalni obliki

$$\det [\mathbf{K}_T]_{anal} = 0 \quad \longrightarrow \quad t_{cr}. \quad (5.101)$$

Zgornjo enačbo rešimo hkrati z enačbama:

$$P_{cr} = N_c^a \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_0^a, \quad (5.102)$$

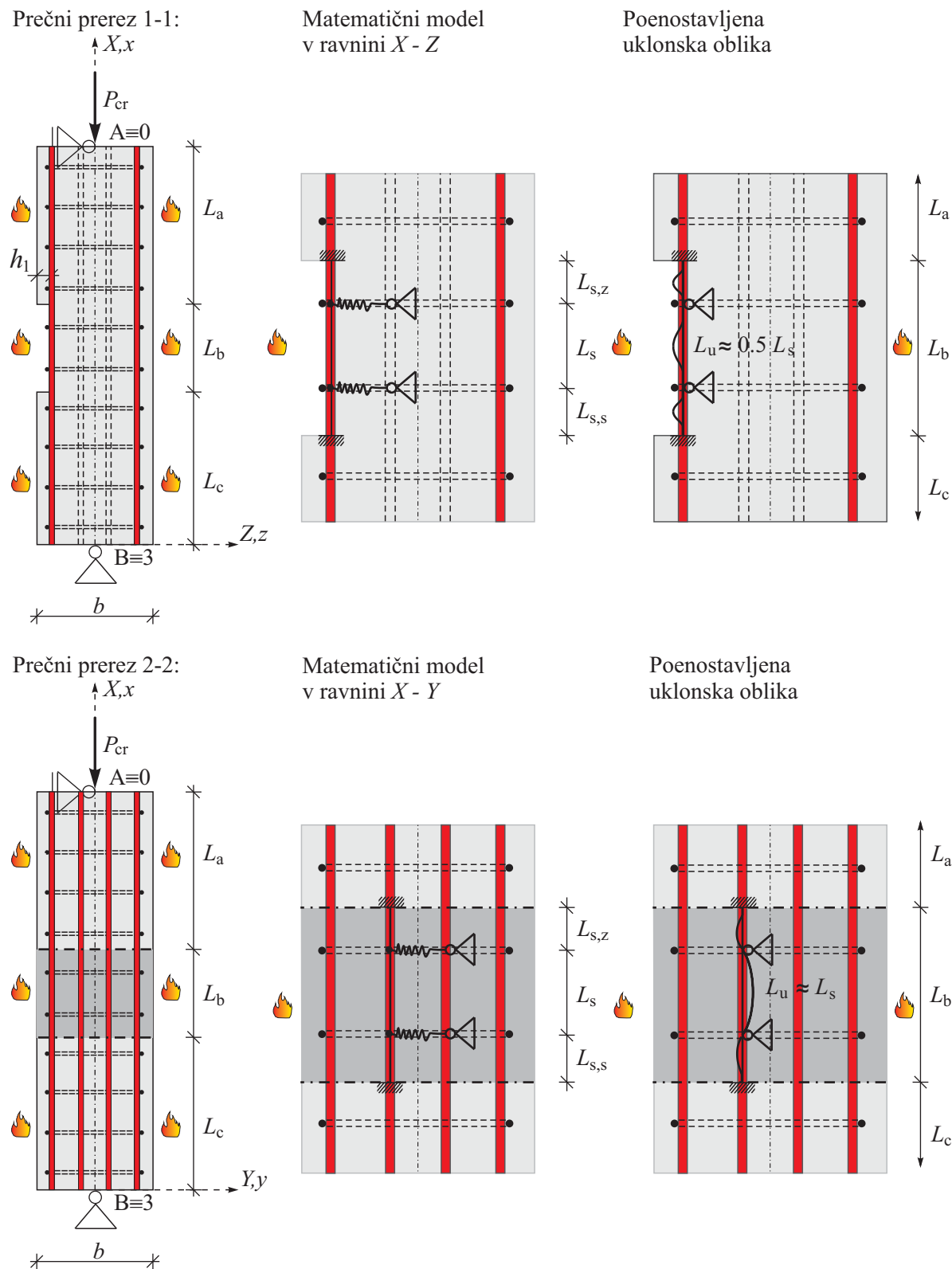
$$P_{cr} = N_c^b \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_0^b, \quad (5.103)$$

pri čemer upoštevamo, da je $\varepsilon_0^a = \varepsilon_0^c$. Še enkrat pa opozorimo, da znotraj inkrementno-iteracijskega postopka obtežba stebra ni kritična. Obtežba postane kritična P_{cr} , ko je izpolnjen pogoj (5.101), torej ko čas trajanja požara postane čas porušitve t_{cr} AB stebra .

5.6 Drugi scenarij porušitve - globina razslojenega dela betona h_1 je enaka ali večja a

Ta oblika porušitve stebra med požarom je enaka porušitvi stebra, ki smo jo opisali v podpoglavju 5.5. Razlikuje se le v globini razslojenega dela betona, ki je sedaj enaka debelini zaščitnega sloja (lahko tudi večja) vzdolžnih armaturnih palic. Skladno s tem predpostavimo, da so tudi armaturne palice glede na beton delno ali popolnoma razslojene. To pa pomeni, da se lahko med trajanjem požara tudi lokalno uklonijo. Ker so temperature armaturnih palic zaradi različnih leg v AB stebri različne, imajo zaradi tega tudi različne mehanske lastnosti. Zato je neupravičeno pričakovati, da se bodo palice uklanjale med požarom simetrično in istočasno. Posledično je analitično oz. pol-analitično določanje uklonske nosilnosti AB stebra med požarom po našem vedenju zaenkrat nemogoče. V doktorski disertaciji za modeliranje te porušitve AB stebra med požarom uporabimo le numerični postopek. Ker pri standardnih numeričnih modelih za analizo AB konstrukcij armaturo v modelu upoštevamo le z osno togostjo in ker upoštevamo popoln stik med armaturnimi palicami in betonom, te metode niso neposredno primerne za analizo tega scenarija porušitve AB stebra med požarom. V izogib reformulaciji standardne numerične metode, bomo v disertaciji lokalni uklon armaturnih palic stebra obravnavali ločeno od preostalega postopka. Povezovalni člen med postopkoma bo velikost osne sile v armaturni palici. Če se palica ne ukloni, določimo osno silo v palici na standardni način. Ko ugotovimo, da se palica ukloni, velikost pripadajoče osne sile v armaturni palici pri uklonu upoštevamo v numerični analizi stebra. Ker se temperatura med požarom spreminja, se spreminjajo tudi mehanske lastnosti armaturnih palic in s tem se velikosti osne sile uklonjene armaturne palice manjšajo. Ko so temperature dovolj visoke, je osna sila v armaturni palici praktično enaka nič. Opozorimo le, da uklonsko nosilnost armaturnih palic med požarom kontroliramo ločeno za vsako armaturno palico stebra posebej.

Postopek je zelo podoben že predstavljenim postopkom oz. postopku za določitev uklonske nosilnosti lokalno oslabiljenega AB stebra pri sobni temperaturi [36]. Ta postopek moramo prilagoditi za armaturne palice pri povišanih temperaturah med požarom. Pri formulaciji pol-analitičnega postopka za določitev uklonske nosilnosti med požarom upoštevamo dve možnosti: pri prvi se armaturna palica ukloni pravokotno glede na razslojeni in nalomljeni del betona, t.j. v ravnini $X - Z$, pri drugi pa v ravnini razslojenega in nalomljenega betona, t.j. v ravnini $X - Y$ (glej sliko 5.7).



Slika 5.7: Matematični model enostransko oslabiljenega prečnega prereza z lokalnim uklonom armaturne palice: v ravnini $X - Z$ in v ravnini $X - Y$. Poenostavljene uklonske oblike armaturnih palic.

Figure 5.7: Mathematical model of one-sided weakened cross-section with local buckling of reinforcing bar: in $X - Z$ and $X - Y$ plains. The simplified buckling form of reinforcing bars.

Matematična modela sta v veliki meri enaka (glej sliko 5.7), le uklon armaturne palice v ravnini $X - Z$ ni mogoč v smeri osi Z . Za oba modela predpostavimo, da so armaturne palice s stremeni še vedno pritrjene na steber. Ker pa so stremena deformabilna, smo to v modelu upoštevali z osno vzmetjo. Lastnosti vzmeti so seveda odvisne od deformabilnosti stremen pri povišanih temperaturah. Število stremen in s tem podpor armaturne palice na razslojenem in nalomljenem delu stebra označimo z N_s . Na ta način smo izpostavljeni del armaturne palice razdelili na $N_s + 1 = N_e$ elementov. Osnovne enačbe so za vsak element enake osnovnim enačbam za AB steber. Razlikujejo se le konstitucijske enačbe, ki so seveda sedaj prilagojene za jeklo pri povišanih temperaturah, ločijo pa se tudi robni pogoji in povezovalne enačbe.

Kot robne pogoje armaturnih palic bomo upoštevali, da so armaturne palice vpete v preostali del nerazslojenega in ne nalomljenega (razdrobljenega) dela stebra. Hkrati bomo tudi predpostavili, da je deformabilnost stremen tako majhna, s tem pa tudi togost vzmeti tako velika, da lahko pomične podpore zamenjamo z nepomičnimi. Ta predpostavka je upravičena, saj na deformabilnost stremen bistveno vpliva viskozno lezenje jekla, to pa je odvisno od velikosti temperature. Ker so temperature armaturnih palic in stremen praktično enake, o uklonu armaturnih palic pa je smiselno govoriti le takrat, ko viskozno lezenje jekla še ni izrazito, je to za stremena fizikalno upravičena predpostavka.

Robni pogoji in povezovalne enačbe za določitev uklonske nosilnosti armaturne palice med požarom so: robne enačbe ob vpetju:

$$u^{N_e}(L_{s,z}) = 0, \quad (5.104)$$

$$w^{N_e}(L_{s,z}) = 0, \quad (5.105)$$

$$\varphi^{N_e}(L_{s,z}) = 0, \quad (5.106)$$

$$u^1(0) = 0, \quad (5.107)$$

$$w^1(0) = 0, \quad (5.108)$$

$$\varphi^1(0) = 0, \quad (5.109)$$

robne enačbe in povezovalne enačbe v vozlišču v ($v = 1, 2, \dots, N_s$), ki povezuje elementa $e = v$ in $e + 1 = v + 1$:

$$u^v(L_e) = u^{v+1}(0), \quad (5.110)$$

$$w^v(L_e) = w^{v+1}(0), \quad (5.111)$$

$$\varphi^v(L_e) = \varphi^{v+1}(0), \quad (5.112)$$

$$R_X^v(L_e) = R_X^{v+1}(0), \quad (5.113)$$

$$M_Y^v(L_e) = M_Y^{v+1}(0). \quad (5.114)$$

V enačbah (5.110)–(5.114) smo z L_e označili razdaljo med stremeni, torej $L_e = L_s$, le za prvi in zadnji element smo namesto L_e uporabili oznaki $L_{s,s}$ in $L_{s,z}$ (glej sliko 5.7).

Postopek reševanja je enak, kot smo ga v disertaciji že opisali, zato ga ne ponavljamo. Uklonsko silo armaturne palice med požarom nam določa sistem algebrskih enačb

$$\det [\mathbf{K}_T]_{\text{lokalno}} = 0 \quad \longrightarrow \quad t_{\text{cr}}^i, \quad (5.115)$$

$$N^{\text{cr},i} = N_c^{\text{cr},i} \quad \longrightarrow \quad N^{\text{cr},i}, \quad (5.116)$$

za določitev časa t_{cr}^i , ko se ukloni i -ta armaturna palica in $N^{\text{cr},i}$, t.j. velikost osne sile v i -ti armaturni palici pri uklonu. Pripadajočo osno deformacijo $\varepsilon_0^{\text{cr}}$ določimo v sklopu numeričnega postopka. Enačbi (5.115) in (5.116) upoštevamo ločeno za vsako armaturno palico posebej znotraj inkrementno-iteracijskega numeričnega postopka. Enačbi (5.115) in (5.116) lahko poenostavimo glede na uklonske oblike armaturnih palic (glej sliko 5.7). Pri uklonski obliki armaturne palice v ravnini $X - Z$ smo upoštevali, da uklonsko obliko ovira steber. Tako je za uklonsko nosilnost armaturnih palic med požarom v ravnini $X - Z$ dober približek:

$$(1 + \varepsilon_0^{\text{cr}}) |N^{\text{cr},i}| = \frac{C_{22}^i \pi^2}{(0.5 L_s)^2} \quad (5.117)$$

oz. za uklonsko nosilnost v ravnini $X - Y$:

$$(1 + \varepsilon_0^{\text{cr}}) |N^{\text{cr},i}| = \frac{C_{22}^i \pi^2}{L_s^2} \quad (5.118)$$

kjer smo z $N^{\text{cr},i}$ označili osno silo v obravnavani armaturni palici, s C_{22}^i pa pripadajočo upogibno nosilnost.

5.7 Tretji scenarij porušitve - eksplozivno luščenje betona

V zadnjem obravnavanem scenariju porušitve AB stebra med požarom predpostavimo, da je porušitev stebra posledica eksplozivnega luščenja betona. V tem scenariju torej upoštevamo, da je deformacijske energije v razslojenem in mehansko oslabiljenem delu stebra dovolj, da povzroči tudi odlučenje betona, ki se pojavi v obliki eksplozije (izlet). Tudi za ta scenarij porušitve stebra sta v splošnem dve možnosti. Pri prvi je $h_1 < a$ in pri drugi je $h_1 = a$. Pri drugi možnosti bi bilo potrebno za določitev požarne nosilnosti stebra zopet upoštevati tudi vpliv uklona armaturnih palic. Kot pa bomo pojasnili v nadaljevanju, je ta možnost nerealna. Eksplozivno luščenje betona se pojavi pri zelo intenzivnih požarih, ko temperatura v požarnem prostoru narašča zelo hitro. Skladno s tem scenarijem postanejo armaturne palice zaradi odlučene betona praktično takoj izpostavljene temperaturi požarnega prostora. Ker je jeklo dober prevodnik toplote, je temperatura armaturnih palic zelo hitro (v približno 1 min) enaka temperaturi požarnega prostora. Ker pa so temperature v tem trenutku bistveno višje od 400 °C, t.j. višje od temperature, pri kateri postane viskozno lezenje jekla dominanten fizikalni pojav v armaturnih palicah, se armaturne palice ne uklonijo, pač pa je njihov prispevek k požarni nosilnosti stebra tako majhen, da bi ga lahko zanemarili. Skladno s povedanim, v tem scenariju porušitve AB stebra med požarom upoštevamo primer, ko je $h_1 < a$. Ko pa je $h_1 = a$ (ali večji), je postopek enak, saj v analizi ne upoštevamo uklona požaru neposredno izpostavljenih armaturnih palic. Tudi v tem primeru lahko nosilnost simetrično oslabiljenega (odluščenega) AB stebra določimo s pol-analitičnim postopkom, požarno nesimetrične primere oslabilnitve oz. luščenja pa le z numeričnim postopkom. Posebnost tega scenarija porušitve AB stebra

med požarom je, da moramo zaradi odlučenega betona toplotno-vlažnostni in mehanski del druge faze požarne analize obravnavati povezano. V disertaciji to upoštevamo z delno povezanim postopkom, kot ga je za delno razslojene in ukrivljene linijske AB konstrukcije v svoji disertaciji predstavil Ružić [42]. V nadaljevanju na kratko predstavimo glavne značilnosti tega postopka.

Pri delno povezanim numeričnem postopku potekata toplotno-vlažnostna in mehanska analiza do časa $t_{cr,s}$ vzporedno, vendar ločeno. Ko so pri času $t_{cr,s}$ izpolnjeni pogoji za nastanek eksplozivnega luščenja betona, ki so posledica tako toplotno-vlažnostne in mehanske analize, se s tem toplotno-vlažnostna in mehanska analiza povežeta.

Ko smo na osnovi kriterija za nastanek eksplozivnega luščenja določili količino, lego in obliko odlučenega betona, potekata za $t > t_{cr,s}$ toplotno-vlažnostna in mehanska analiza zopet vzporedno, a ločeno. Vendar sedaj tako v toplotno-vlažnostnem kot tudi v mehanskem delu požarne analize upoštevamo spremenjeno geometrijo stebra zaradi odlučenega dela betona. V numeričnem postopku toplotno-vlažnostnega dela požarne analize moramo zgostiti mrežo končnih elementov in zmanjšati časovni korak. Kot so pokazale parametrične študije, sta tako dopolnjeni toplotno-vlažnostna in mehanska analiza ključni za pravilno oceno požarne nosilnosti stebrov, ki so izpostavljeni eksplozivnemu luščenju betona.

5.8 Shema globalnega algoritma

V tem podpoglavju predstavimo osnovno shemo globalnega algoritma za določitev požarne nosilnosti AB stebra. V algoritmu so smiselno združeni prej opisani scenariji porušitve AB stebra med požarom. Sam algoritem je dvofazen. V prvi fazi določimo časovno in krajevno razporeditev temperature po požarnem prostoru. Za zahtevnejše konstrukcije to določimo z dostopnimi komercialnimi računalniškimi programi (npr.: FDS), za preprostejše konstrukcije pa s požarnimi krivuljami. Zelo znani sta požarni krivulji ISO in HC. V drugi fazi požarne analize določimo požarno nosilnost AB stebra z uporabo rezultatov prve faze. Te upoštevamo v obliki robnih pogojev. Za drugo fazo požarne analize smo smiselno povezovali toplotno-vlažnostni in mehanski del. Največkrat smo obe analizi upoštevali nepovezano, le za scenarij porušitve AB stebra zaradi eksplozivnega luščenja smo ju povezali. Zaradi zahtevnosti numeričnih analiz smo ju le delno združili, kot je v svoji disertaciji predlagal Ružić [42]. Shemo globalnega algoritma prikazujemo v oknu 5.1.

Na koncu opozorimo, da smo shemo algoritma prilagodili za analizo požarne nosilnosti AB stebra. Prilagoditev algoritma za določitev požarne nosilnosti AB okvirjev je relativno preprosta. V globalni shemi mreže končnih elementov okvirja upoštevamo tudi stebre, katerih scenariji porušitve so prikazani v tem poglavju.

Okno 5.1: Shema globalnega algoritma

- ◆ Izbira požarne krivulje (določitev temperatur po požarnem prostoru)
- ◆ Vzporedno, vendar ločeno (delno povezano oz. nepovezano) računamo:
 - toplotno-vlažnostno analizo,
 - mehansko analizo,
 - kriterij luščenja (T , P_G , P_{cr}) se izrazi s kritičnim časom luščenja $t_{cr,s}$ in geometrijo odluščenega dela (ob poznani širini b , določimo višino odluščenega dela L_b in globino odluščenega dela h_1).
- ◆ Glede na kriterij luščenja nastopajo možnosti
 - **1. scenarij:** homogeni AB steber - luščenje do porušitve okvirja se ne pojavi:
 - toplotno-vlažnostna analiza
 - mehanska analiza do časa t_{cr}
 - **2. scenarij:** razslojeni in mehansko oslabljeni del betona kot toplotni izolator
 - toplotno-vlažnostna analiza je enaka kot pri 1. možnosti (razslojeni del beton sodeluje v tej fazi analize in nosi vlogo toplotnega izolatorja)
 - mehanska analiza je modificirana: razslojeni beton nima več mehanske nosilnosti. V primeru, če je razslojenost dosegla armaturo, upoštevamo tudi lokalni uklon armaturnih palic (če nastopi).
 - **3. scenarij:** eksplozivno luščenje betona, ki odpade oz. izleti v celoti:
 - modificirana toplotno-vlažnostna analiza (popravljen geometrija, zgoščena mreža, spremenjen časovni korak)
 - modificirana mehanska analiza je enaka kot pri 2. možnosti
- ◆ Glede na izbrani scenarij izračunamo kritični čas porušitve t_{cr} okvirja.

6 RAČUNSKI PRIMER

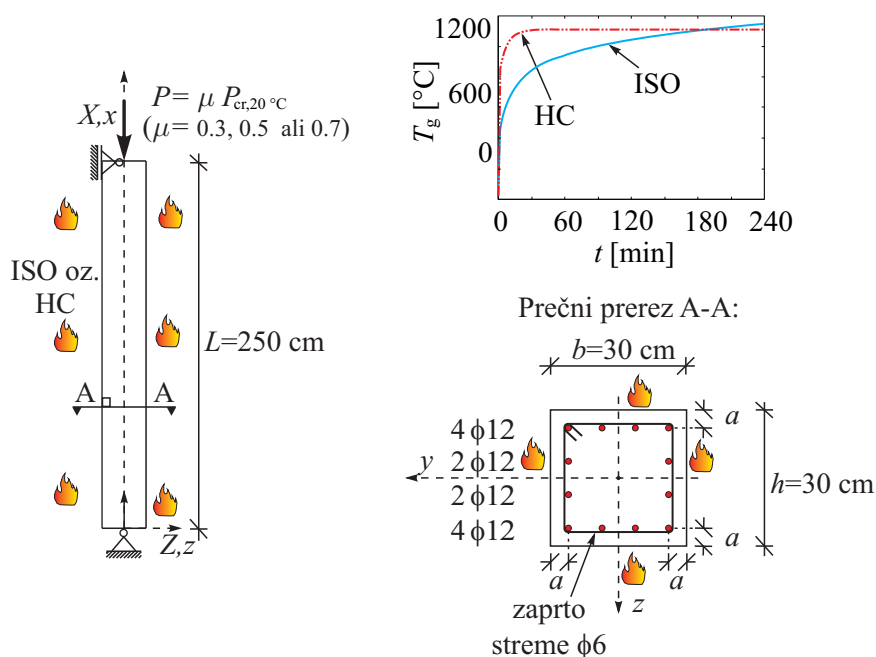
V poglavju 6 prikazujemo analizo uklonske nosilnosti izoliranega AB stebra v primeru pojava eksplozivnega luščenja betona. Poglavje razdelimo na pet podpoglavij. V uvodnem delu predstavimo geometrijske in materialne podatke ter podatke o obtežbi AB stebra. V drugem podpoglavju s kriteriji ocenimo čas, pri katerem nastopi luščenje betona, dimenzije ter hitrost, s katero odluščen del betona izleti od preostalega stebra. V tretjem, četrtem in petem podpoglavju analiziramo mehanski odziv AB stebra za različne scenarije eksplozivnega luščenja vse do njegove računske porušitve.

6.1 Osnovni podatki o AB stebri

Obravnavamo vrtljivo podprt AB steber višine $L = 2.5$ m, s kvadratnim prečnim prerezom z dimenzijo stranice $b = h = 30$ cm (glej sliko 6.1). Steber je armiran z 12 vzdolžnimi armaturnimi palicami premera 12 mm, ki so enakomerno razporejene po obodu. Stopnja armiranja znaša $\rho_{sl} = \frac{A_s}{A_c} = 1.5$ %. Razdaljo od težišča posamezne armaturne palice do najbližje betonske površine (oz. do roba prereza) označimo z a . Izberemo jo v nadaljevanju in sicer na podlagi kriterijev eksplozivnega luščenja (glej razdelek 6.2.1.2). Vzdolžne armaturne palice so po celotni višini stebra objete z zaprtimi stremeni, razporejenimi na medsebojni oddaljenosti $L_s = 5$ oz. 10 cm. Premer posameznega stremena je 6 mm. Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra prav tako prikazujemo na sliki 6.1. V analizi izberemo materialne karakteristike betona trdnostnega razreda C 40/50 in armaturnih palic razreda S 500 B. Te so: karakteristična tlačna trdnost betona je $f_{ck} = 4.0$ kN/cm², modul elastičnosti betona je $E_c = 3500$ kN/cm², karakteristična meja elastičnosti armature je $f_{yk} = 50$ kN/cm², modul elastičnosti armature pa $E_s = 20000$ kN/cm². Preostale toplotne in materialne parametre betona in armature povzamemo po SIST EN 1992-1-1 [35] in SIST EN 1992-1-2 [38]. Podrobneje jih predstavimo v nadaljevanju požarne analize. Steber je po celotnem ovoju izpostavljen požaru, pri katerem se temperatura požarnega prostora spreminja skladno s standardno (ISO) oz. ogljikovodikovo požarno krivuljo (HC). Med požarom je steber dodatno obremenjen s konstantno centrično osno silo (glej sliko 6.1). V analizi upoštevamo tri različne nivoje sile, ki predstavljajo sorazmeren delež (30, 50 ali 70 %) obtežbe $P_{cr,20^\circ C}$, ki je kritična (uklonska) sila obravnavanega AB stebra pri sobni temperaturi. Lastno težo stebra v analizi zanemarimo.

6.2 Kriteriji za pojav eksplozivnega luščenja

Pojav eksplozivnega luščenja ima pri analizi odziva betonskih konstrukcij med požarom velik pomen [23], kar opravičimo s predstavljenim modelom tudi v nadaljevanju. Pojav eksplozivnega luščenja betona je v glavnem posledica dveh procesov: toplotno-mehanskega, kjer se pojavijo napetosti zaradi oviranih temperaturnih deformacij, in toplotno-vlažnostnega procesa, pri katerem prihaja do eksplozivnega luščenja betona zaradi razvoja pornih tlakov znotraj betonske matrice. Lahko je tudi posledica obeh. V nadaljevanju analize najprej ovrednotimo posamezne kriterije za oceno pojava eksplozivnega luščenja. Ti kriteriji so: kriterij temperature, kriterij pornih tlakov, kriterij uklona razslojenega (odluščenega) dela



Slika 6.1: Geometrijski podatki in podatki o obtežbi vrtljivo podprtega AB stebra.
 Figure 6.1: Geometrical and loading data of simply supported reinforced concrete column.

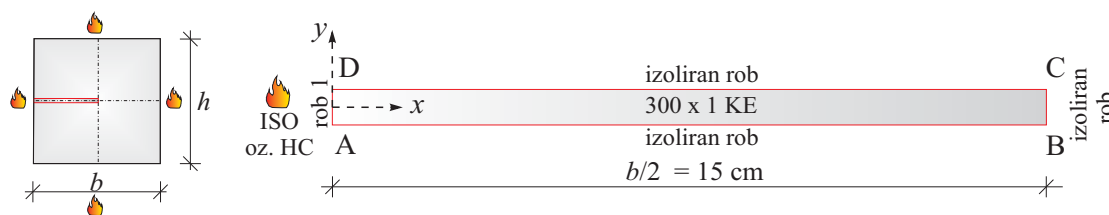
betona in kriterij maksimuma elastične deformacijske energije. Na podlagi omenjenih kriterijev ocenimo čas nastanka eksplozivnega luščenja betona in količino odluščenega betona.

6.2.1 Kriterij temperature in kriterij pornih tlakov

S kriterijem temperature in kriterijem maksimuma pornih tlakov ocenimo čas nastopa pojava luščenja $t_{cr,s}$ ter globino razslojenega (odluščenega) dela betona, ki jo označimo s h_1 . V skladu z oceno Gawina in sodelavcev [23] je globina odluščenega dela krovne plasti betona določena kot mesto nastopa maksimalnega pornega tlaka v betonu, P_{pore}^{max} , sočasno pa je temperatura betona na tej globini okrog 200°C . Za obravnavan stebere kriterij temperature in kriterij pornih tlakov preverimo na osnovi rezultatov toplotno-vlažnostnega dela požarne analize. Opravimo jo na preprostem računskem modelu 1D betonskega traku, t.i. 'benchmark test', ki se pogosto uporablja v literaturi [8, 11, 46].

6.2.1.1 Računski model za toplotno-vlažnostno analizo 1D betonskega traka

Na sliki 6.2 prikazujemo 1D betonski trak, in sicer kot del prečnega prereza stebra, ki je z vseh štirih strani izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.



Slika 6.2: Podatki računskega modela za toplotno-vlažnostno analizo 1D betonskega traka.

Figure 6.2: Data of the numerical model for thermal-hydral analysis of 1D concrete section.

V toplotno-vlažnostni analizi obravnavamo območje, ki je omejeno s točkami A, B, C in D. Na robu A-D (oznaka 'rob 1') je dovoljen toplotni in masni pretok, medtem ko so ostali robovi izolirani (oznaka 'izoliran rob'). Robne pogoje za osnovne količine toplotno-vlažnostne analize podajamo v preglednici 6.1.

Preglednica 6.1: Enodimenzijski betonski trak. Robni pogoji.

Table 6.1: One dimensional concrete section. Boundary conditions.

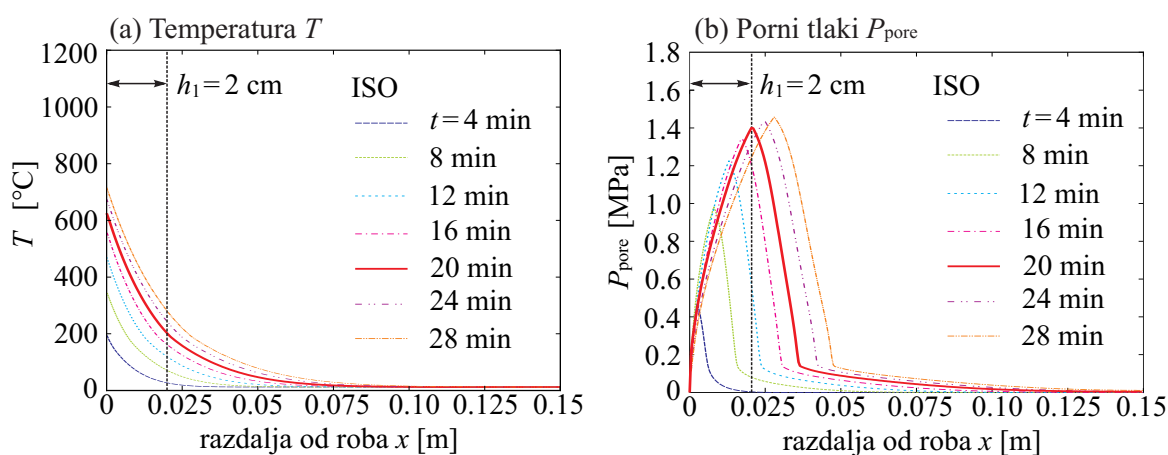
	rob 1	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{\text{ISO(HC)}})$	$\frac{\partial T}{\partial x} = 0$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial x} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial x} = 0$

Parametre, ki jih potrebujemo v toplotno-vlažnostni analizi izberemo tako, da ustrezajo betonom običajnih trdnosti [11, 91], kamor spada tudi uporabljen beton trdnostnega razreda C40/50. Ti parametri so: gostota betona $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$, količina cementa na volumsko enoto betona $\rho_c = 300 \text{ kg/m}^3$, začetna temperatura betona je $T = 20^\circ \text{C}$ in začetni tlak plinske zmesi $P_{G,0} = 0.1 \text{ MPa}$, začetna vsebnost vodne pare v porah betona je $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0185 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 100 \%$), vsebnost vodne pare na robu je $\tilde{\rho}_{V,\infty} = 0.0074 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 40 \%$), masa proste vode pri polni zasičenosti in temperaturi $T = 20^\circ \text{C}$ je $\tilde{\rho}_{FW,0} = 72 \text{ kg/m}^3$ (3 % vlažnost betona), začetna poroznost betona je $p_{or,0} = 0.12$ in začetna vrednost prepustnosti betona $K = 5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Skladno s SIST EN 1991-1-2 [2] določimo še faktor emisivnosti $\varepsilon_m = 0.7$ in konvekcijski prestopni koeficient, ki je za požarno krivuljo ISO $h_q = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$, za požarno krivuljo HC pa $h_q = 50 \text{ W/m}^2\text{K}$. Toplotno prevodnost λ_c in specifično toploto betona c_c upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2 [38]. Za gostoto trdne faze betona med požarom privzamemo kar gostoto betona pri sobni temperaturi, saj se gostota zelo malo spreminja s temperaturo [8, 11, 14].

Sistem parcialnih diferencialnih enačb povezanega prenosa toplote in vlage (2.28)–(2.30), ki smo jih predstavili v poglavju 2, rešimo z metodo končnih elementov. Pri tem uporabimo lasten računalniški program MoistureHeat2 [46]. Betonski trak modeliramo s 300 štirivozličnimi končnimi elementi. Vpliv armature na razporeditev temperature in vlage zanemarimo. Račun izvedemo le do časa 30 min, kajti po tem času je verjetnost pojava eksplozivnega luščenja bistveno manjša [21, 77]. Računski korak toplotno-vlažnostne analize je $\Delta t = 0.5 \text{ s}$ [17].

6.2.1.2 Čas nastopa luščenja in globina luščenja

Na sliki 6.3 prikazujemo izračunane temperature in porne tlake za izbrane čase trajanja požara, in sicer za $t = 4, 8, 12, 16, 20, 24$ in 28 min pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO. S kriterijem temperature in kriterijem maksimuma pornega tlaka ocenimo globino razslojenega (odluščenega) dela krovnega sloja h_1 ter čas $t_{cr,s}$, pri katerem pride do odluščenja dela betona. Kot smo že predhodno omenili, Gawin in sodelavci navajajo [23], da globino razslojenega (odluščenega) dela krovne plasti betona določa mesto maksimalnega pornega tlaka v betonu, pri tem pa znaša temperatura v betonu na tej globini okrog 200°C . Ugotovimo, da sta v primeru, ko betonski trak izpostavimo temperaturi po požarni krivulji ISO, kriterija temperature in pornega tlaka izpolnjena na globini $h_1 = 2$ cm ter pri času trajanja požara $t_{cr,s} = 20$ min. Takrat je vrednost pornega tlaka $P_{pore}^{\max} = 1.4$ MPa, pripadajoča temperatura v betonu pa je $T = 199^\circ\text{C}$ (glej rdeči krivulji na sliki 6.3).

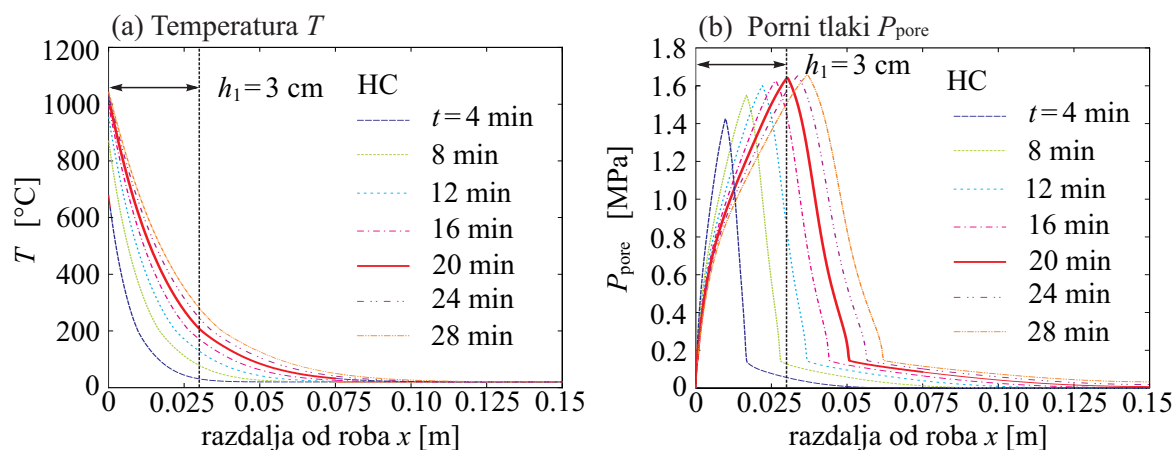


Slika 6.3: Časovni razvoj temperature T in pornih tlakov P_{pore} pri izpostavljenosti enodimenzijskega betonskega traka temperaturi po požarni krivulji ISO.

Figure 6.3: Time development of temperature T and pore pressures P_{pore} for ISO fire curve of one-dimensional concrete section.

Na sliki 6.4 prikazujemo izračunane temperature in porne tlake za izbrane čase trajanja požara še za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC. S kriterijem temperature in maksimuma pornega tlaka ocenimo globino razslojenega (odluščenega) dela krovne plasti, ki je $h_1 = 3$ cm, ter čas, pri katerem pride do odluščenja. To se zgodi pri $t_{cr,s} = 20$ min. Takrat je vrednost pornega tlaka $P_{pore}^{\max} = 1.7$ MPa, pripadajoča temperatura v betonu pa je $T = 205^\circ\text{C}$ (glej rdeči krivulji na sliki 6.4).

Glede na ocenjeno globino luščenja betona sedaj izberemo še oddaljenost vzdolžnih armaturnih palic od zunanega roba prereza (parameter a). V primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, kjer ocenjena globina razslojenosti (luščenja) znaša $h_1 = 2$ cm, izberemo $a = 4$ cm, v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC, kjer je $h_1 = 3$ cm, pa $a = 3$ cm. Torej predpostavimo, da se v drugem primeru razsloji (odlušči) celotni krovni sloj betona. V nadaljevanju določimo še kritično uklonsko silo obravnavanega AB stebra pri sobni temperaturi $P_{cr,20^\circ\text{C}}$. V okviru požarne analize, ki



Slika 6.4: Časovni razvoj temperature T in pornih tlakov P_{pore} pri izpostavljenosti enodimenzijskega betonskega traka temperaturi po požarni krivulji HC.

Figure 6.4: Time development of temperature T and pore pressures P_{pore} for HC fire curve of one-dimensional concrete section.

sledi, steber namreč obremenimo s sorazmernim deležem sile $P_{\text{cr},20^\circ\text{C}}$ (30, 50 oz. 70 %, glej sliko 6.1). Postopek računa uklonske sile AB stebra je detajlneje predstavljen v delu Kraubergerjeve in sodelavcev [31]. V primeru, da so armaturne palice od zunanjega roba oddaljene za $a = 4$ cm, je uklonska sila $P_{\text{cr},20^\circ\text{C}} = 4135.7$ kN, v primeru, ko izberemo $a = 3$ cm, pa $P_{\text{cr},20^\circ\text{C}} = 4278.0$ kN.

6.2.2 Kriterij uklona razslojenega (odluščenega) dela betona oz. kriterij maksimuma elastične deformacijske energije

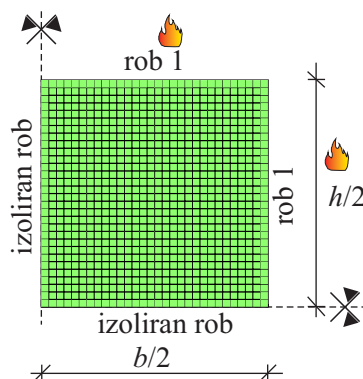
Obravnavani vrtljivo podprti centrično obremenjeni AB steber po višini razdelimo na tri dele (glej del 'a', 'b' in 'c' na sliki 6.8). V primeru enostranske oslavitve oz. luščenja je osrednji del stebra 'b' višine L_b sestavljen iz dveh delov, in sicer iz odluščenega (razslojenega) dela betona debeline $h_1 = 2$ cm oz. 3 cm (kriterij temperature in kriterij pornih tlakov pri izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC) in togega dela stebra, ki je debeline $h - h_1 = 28$ cm (ISO) oz. 27 cm (HC).

Uklon odluščenega (razslojenega) dela betona med požarom nastopi, ko osna sila v razslojenem delu betona postane enaka njegovi uklonski sili. Pri tem moramo hkrati zadostiti kriteriju pornih tlakov in maksimalne temperature, ki določata, da pride do uklona sloja pri času $t_{\text{cr},s} = 20$ min. To pomeni, da moramo v okviru požarne analize stebra določiti ustrezno višino razslojenega dela betona L_b , da bodo izpolnjeni vsi omenjeni kriteriji.

Požarno analizo obravnavanega stebra izvajamo v dveh matematično nepovezanih fazah (analizah), in sicer toplotno-vlažnostni in mehanski. Analizi potekata vzporedno, vendar nepovezano. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba dela požarne analize.

6.2.2.1 Računski model za toplotno-vlažnostno analizo prečnega prereza stebra pred pojavom luščenja

Kot smo že predhodno omenili, je AB steber z vseh štirih strani izpostavljen požaru, pri katerem se temperatura plinov v požarnem prostoru spreminja skladno s temperaturo po požarni krivulji ISO oz. HC (slika 6.1). Obravnavamo stanje pred pojavom eksplozivnega luščenja, tako da čas analize znaša $t = t_{cr,s} = 20$ min. Predpostavimo, da je temperatura celotnega požarnega prostora enakomerna. To bistveno poenostavi toplotno-vlažnostno analizo obravnavanega AB stebra. V tem primeru lahko analiziramo časovno in krajevno razporeditev temperature in vlage med požarom le po prečnem prerezu stebra. Ker obravnavamo stanje pred pojavom eksplozivnega luščenja, oblike prečnega prereza ni potrebno reducirati. Dodatno predpostavimo, da začetna razslojenost med slojema v osrednjem delu stebra 'b' ne vpliva na razporeditev temperatur po prečnem prerezu stebra. Sistem parcialnih diferencialnih enačb povezanega prenosa toplote in vlage (2.28)–(2.30), ki smo jih predstavili v poglavju 2, rešimo z metodo končnih elementov. Uporabimo lasten računalniški program *MoistureHeat2* [46]. Pri računu upoštevamo simetrijo in obravnavamo le četrtino prečnega prereza stebra. Modeliramo ga z 900 štirivozličnimi kvadratnimi končnimi elementi, kot to prikazujemo na sliki 6.5.



Slika 6.5: Podatki računskega modela za toplotno-vlažnostno analizo betonskega prereza stebra pred pojavom luščenja.

Figure 6.5: Data of the numerical model for thermal-hydral analysis of the cross-section of the concrete column before phenomena of spalling.

Izbran časovni računski korak toplotno-vlažnostne analize je $\Delta t = 0.5$ s. Glede na to, da je ploščina prečnega prereza vzdolžnih armaturnih palic majhna v primerjavi s ploščino prečnega prereza stebra, vpliv armaturnih palic v analizi zanemarimo, njihovo površino pa nadomestimo z betonom [38]. Ostale toplotne parametre, ki jih potrebujemo pri analizi, privzamemo skladno s podpoglavjem 6.2.1.1. Robne pogoje predstavimo v preglednici 6.2.

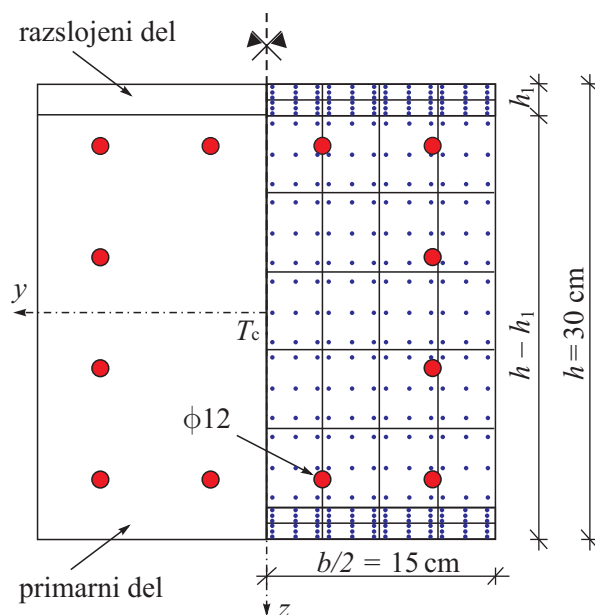
Preglednica 6.2: Robni pogoji toplotno-vlažnotne analize betonskega prereza stebra pred pojavom luščenja.

Table 6.2: Boundary conditions of thermo-hygro analysis of the cross-section of the concrete column before spalling.

	rob 1	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{ISO(HC)})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1$ MPa	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

6.2.2.2 Določitev višine razslojenega oz. odlučnega dela betona

V tem delu požarne analize za različne nivoje začetne obtežbe stebra ($0.3, 0.5$ in $0.7 P_{cr,20^{\circ}C}$) z numeričnim postopkom, predstavljenim v podpoglavju 5.4.2, določimo, pri kateri višini osrednjega dela stebra L_b pride do uklona razslojenega dela stebra ravno pri času 20 min, t.j. ko je izpolnjen kriterij temperature in maksimuma pornih tlakov. Pojav uklona nastopi, ko tangentna togostna matrika AB stebra postane singularna. Steber modeliramo s šestimi deformacijskimi linijskimi končnimi elementi tipa E_{4-5} , in sicer zgornji 'a', osrednji 'b' in spodnji 'c' del stebra s po dvema elementoma. Za račun normalnih napetosti v betonu polovico prečnega prereza v osrednjem delu stebra višine L_b simetrično (okrog osi y) razdelimo na 36 delov kot to prikazujemo na sliki 6.6, in sicer razslojeni del prereza na 8 delov, primaren del pa na 28 delov. Prikazano delitev zaradi zagotavljanja simetrije rezultatov uporabimo tudi v zgornjem 'a' in spodnjem 'c' delu homogenega AB stebra. V vsakem delu uporabimo 3-točkovno Gaussovo ploskovno integracijsko shemo. Skupno število integracijskih točk tako znaša $36 \times 9 = 324$. Prispevke posameznih delov na koncu seštejemo. Armaturne palice obravnavamo točkovno. Geometrijsko deformacijo posameznega betonskega vlakna oziroma armaturne palice razdelimo na posamezne deformacijske prispevke v skladu z adicijskim razcepom (glej razdelek 3.2). Sovisnost med napetostjo in mehansko deformacijo posameznega vzdolžnega betonskega vlakna oz. armaturne palice privzamemo skladno s SIST EN 1992-1-2 [38] (glej sliko 3.2). Vrednosti parametrov izberemo za beton z apnenčevim agregatom (to velja tudi za temperaturni raztezok) oz. za hladno obdelano jeklo za armiranje (razred N). Dodatno upoštevamo izotropno utrjevanje. Izberemo časovni korak analize $\Delta t = 1$ min.



Slika 6.6: Razporeditev integracijskih točk za račun normalnih napetosti v betonu po prečnem prerezu stebra v osrednjem delu 'b' višine L_b .

Figure 6.6: The distribution of integration points for calculation of normal stresses over the column cross-section in the central part 'b' of the height L_b .

Kot začetni približek višine razslojenega oz. odlučenega dela betona L_b upoštevamo rešitev enačbe za določitev uklonske sile homogenega stebra (glej tudi enačbo (5.61)) in zapišemo:

$$L_b = \sqrt{\frac{4 C_{22} \pi^2}{(1 + \varepsilon_0) |N_c|}}, \quad (6.1)$$

V enačbi (6.1) je N_c konstitucijska osna sila v razslojenem oz. potencialno odlučenem delu betona med požarom, C_{22} pa pripadajoča upogibna nosilnost. Enačba (6.1) je načeloma zelo dober približek za določitev višine L_b , saj so dimenzije razslojenega sloja betona bistveno manjše od dimenzij preostalega, bolj togega AB stebra, kar pomeni, da je razslojeni del betona praktično vpet v togi del stebra. To pomeni, da v enačbi (6.1) upoštevamo, da je uklonska dolžina razslojenega dela betona enaka polovici višine, t.j. $L_u = 0.5 L_b$. Osno deformacijo stebra ε_0 določimo s konstitucijsko enačbo $N_c = N$. Ker se razslojeni del krovne sloja betona mora ukloniti ravno pri času $t_{cr,s} = 20$ min (določeno glede na kriterij temperature in pornih tlakov), lahko iz enačbe (6.1) in konstitucijske enačbe $N_c = N$ z inkrementno-iterativnim postopkom izračunamo ustrezno višino razslojenega dela betona L_b . Le-ta je seveda odvisna od začetne obtežbe stebra ter od izbrane požarne krivulje (ISO ali HC). Rezultate začetnih približkov višine L_b zberemo v preglednici 6.3.

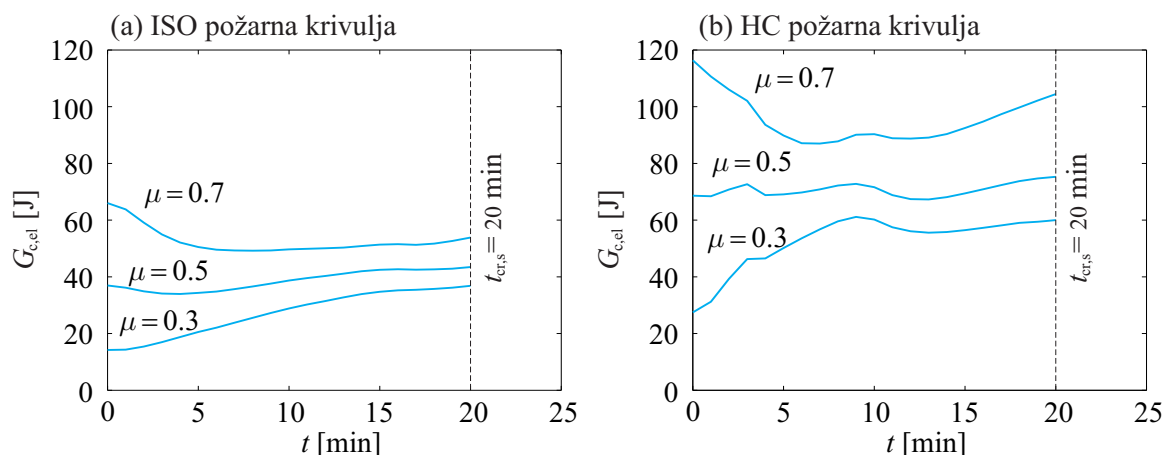
Preglednica 6.3: Rezultati preliminarnega računa višine L_b razslojenega (odlučenega) dela betona 'b'.

Table 6.3: The results of preliminary calculations of the length L_b of delaminated (spalled) part of concrete 'b'.

L_b v [cm]	temperatura po požarni krivulji	
	ISO ($h_1 = 2$ cm)	HC ($h_1 = 3$ cm)
$\mu = P/P_{cr,20^\circ C}$		
0.7	64.92	71.46
0.5	70.56	81.71
0.3	75.40	90.76

Ustreznost začetnih približkov višin razslojenega oz. odlučenega betona v nadaljevanju potrdimo tudi z numeričnim postopkom, t.j. s prej omenjeno metodo končnih elementov. Ko analiziramo mehanski odziv celotnega AB stebra, ki ima osrednji del razslojen in za višino razslojenega (odlučenega) dela stebra upoštevamo vrednosti iz preglednice 6.3, ugotovimo, da pride do uklona razslojenega dela stebra ravno pri času $t_{cr,s} = 20$ min.

Pri analizi AB stebra z numeričnim postopkom (MKE) lahko sočasno prikažemo še razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el} = E_{kin}^{tm}$ za razslojeni del betona debeline h_1 in višine L_b . Na sliki 6.7(a) prikazujemo razvoj elastične deformacijske energije pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, na sliki 6.7(b) pa pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC. Omenimo, da elastično deformacijsko energijo izračunamo z izrazom 4.3.



Slika 6.7: Časovni razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el}$ za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.

Figure 6.7: Time development of the elastic strain energy $G_{c,el}$ different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for: (a) ISO and (b) HC fire curve.

Ugotovimo, da pri vseh analiziranih nivojih začetne obtežbe stebra elastična deformacijska energija razslojenega dela betona doseže svoj lokalni ekstrem ravno ob nastopu uklona pri času $t_{cr,s} = 20$ min. Vrednosti ekstremov zberemo v preglednici 6.4.

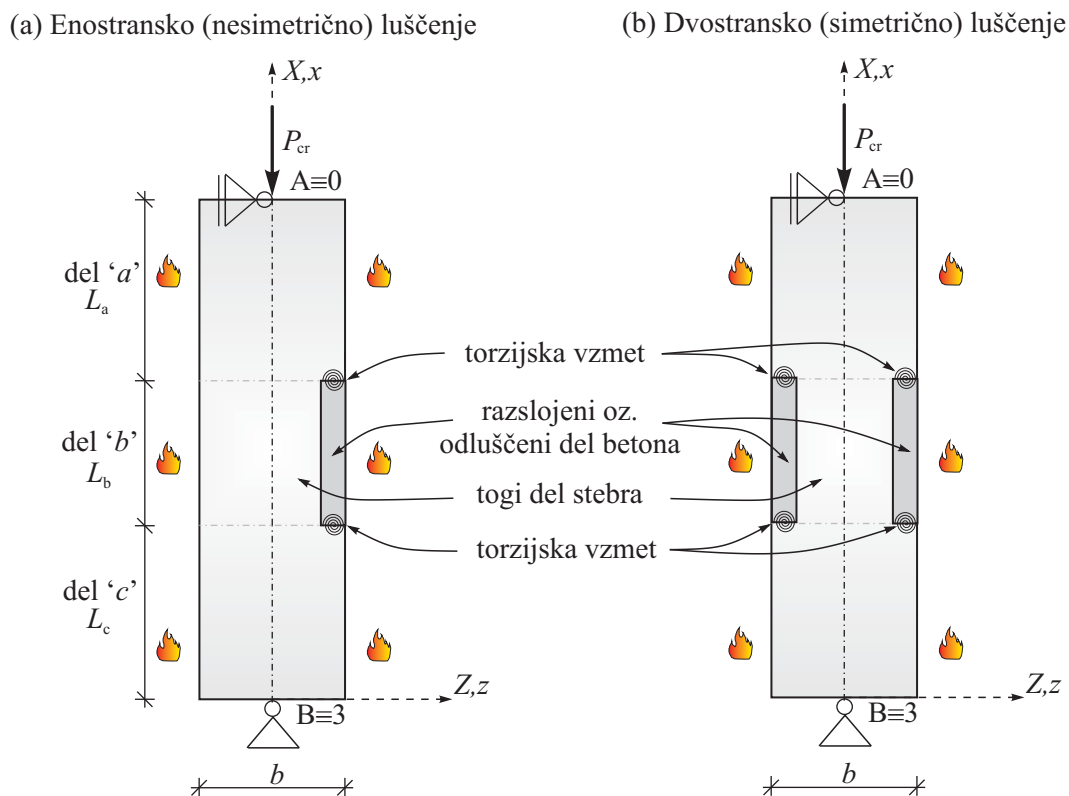
Preglednica 6.4: Elastična deformacijska energija $G_{c,el}$ razslojenega (odluščenega) dela stebra pri času $t_{cr,s} = 20$ min za različne nivoje začetne obtežbe pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.

Table 6.4: An elastic strain strain energy $G_{c,el}$ of the delaminated (spalled) part of the column on time $t_{cr,s} = 20$ min for different initial magnitudes of the external load for ISO and HC fire curve.

$G_{c,el}$ v [J]	požarna krivulja	
	ISO	HC
$\mu = P/P_{cr,20^\circ C}$	($h_1 = 2$ cm)	($h_1 = 3$ cm)
0.7	53.8	104.4
0.5	43.4	75.3
0.3	36.8	60.0

V primeru, ko je razslojeni del betona zgoraj in spodaj togo vpet v AB steber, veljajo prikazani rezultati tako za primer enostranskega (nesimetričnega) kot za primer dvostranskega (simetričnega) luščenja stebra.

V nadaljevanju z MKE analiziramo še vpliv začetne nepopolnosti AB stebra na (uklonsko) nosilnost razslojenega dela betona v pogojih požara. Na zgornjem in spodnjem robu razslojenega dela višine L_b predpostavimo začetno razpokanost betona. To pomeni, da razslojeni del betona ni togo vpet v AB steber. Povezanost razslojenega dela stebra v celoten steber modeliramo s torzijsko vzmetjo [93, 94] (glej sliko 6.8). V prvem primeru predpostavimo, da se beton na globini h_1 in višini L_b odlušči na eni strani AB stebra (nesimetrično luščenje), v drugem primeru pa na obeh (simetrično luščenje).



Slika 6.8: Model AB stebra, pri katerem je razslojeni (odluščeni) del betona na primarni (togi) del povezan s torzijsko vzmetjo.

Figure 6.8: Model of RC column, where the delaminated (spalled) part is compared to primary (stiffer) part of concrete with rotational spring.

Zasučno togost vzmeti k_{φ} določimo z izrazom [95]:

$$k_{\varphi} = c(a_1, h_1) E_{c,T} I. \quad (6.2)$$

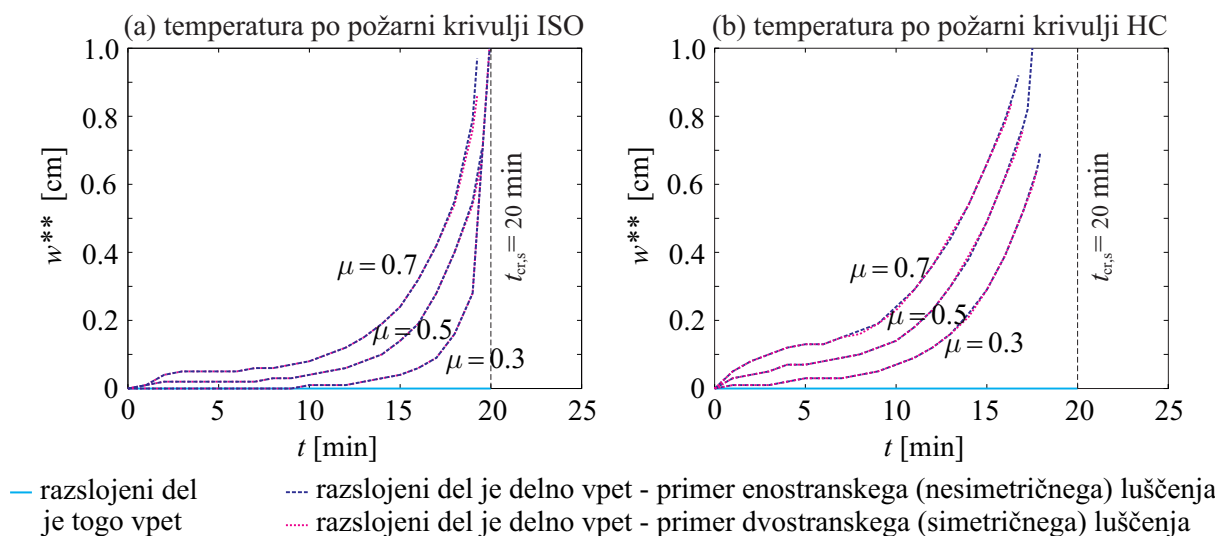
Pri tem je a_1 globina prečne razpoke, c je parameter, s katerim upoštevamo razpokanost sloja, $E_{c,T}$ je temperaturno odvisni elastični modul betona, I pa je vztrajnostni moment homogenega prečnega prereza razslojenega dela betona okrog šibke osi. Vrednost parametra c določimo v odvisnosti od razmerja a_1/h_1 na sledeč način [95]:

$$c(a_1, h_1) = \frac{1}{5.346} \left[1.8624 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^2 - 3.95 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^3 + 16.375 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^4 - 37.226 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^5 + 76.81 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^6 - 126.9 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^7 \right. \quad (6.3)$$

$$\left. + 172 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^8 - 143.97 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^9 + 66.56 \left(\frac{a_1}{h_1} \right)^{10} \right]^{-1}. \quad (6.4)$$

Izraz (6.2) velja le za razmerja $a_1/h_1 < 0.6$ [95]. V požarni analizi predpostavimo, da se začetna globina razpoke med požarom ne spreminja (izberemo $a_1/h_1 = 0.5$), saj se izkaže, da je vpliv globine razpoke na nosilnost razslojenega dela betona zanemarljiv. V mehanski analizi zaradi nepopolnosti stebra sedaj ne pride do pojava uklona razslojenega dela, pač pa se razslojeni del betona najprej upogibno deformira in

nato poruši zaradi materialnega mehčanja betona. Na sliki 6.9 prikazujemo časovni razvoj maksimalnega pomika razslojenega dela betona v prečni smeri w^{**} , in sicer pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.



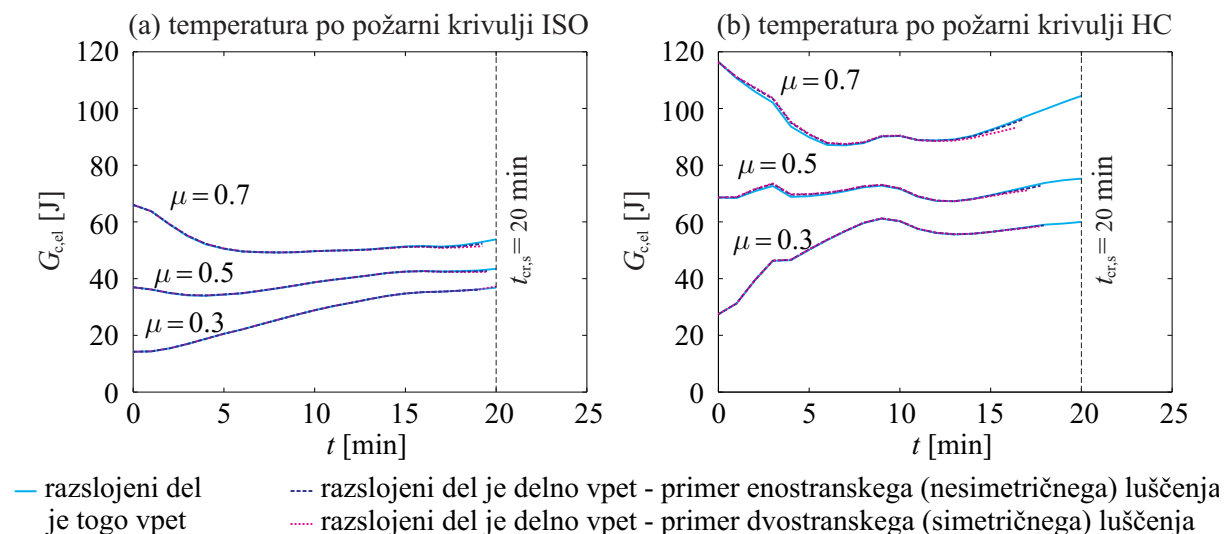
Slika 6.9: Časovni razvoj maksimalnega pomika razslojenega dela betona v prečni smeri w^{**} za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.

Figure 6.9: Time development of maximal displacement in the middle of delimited part w^{**} for different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for RC column exposed to: (a) ISO and (b) HC fire curve.

Pričakovano ugotovimo, da se delno vpeti razslojeni del betona računsko poruši pred nastopom pojava uklona togo vpetega dela, ki se zgodi pri času $t_{cr,s} = 20$ min. Pri tem pa skoraj ne opazimo razlik v odzivu v primeru enostranskega (nesimetričnega) oz. dvostranskega (simetričnega) luščenja. Pri izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC in pri začetnem nivoju obtežbe $\mu = 0.7$ porušitev tega dela nastopi pri času 16.5 min, v ostalih primerih pa med 17. in 20. minuto. V nobenem primeru maksimalni prečni pomik w^{**} razslojenega dela betona ne preseže 1 cm.

Na sliki 6.10 dodatno prikažemo še razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el}$ za delno upogibno vpeti razslojeni del betona (začetna nepopolnost), in sicer tako za primer enostranskega (nesimetričnega) kot tudi dvostranskega (simetričnega) luščenja. Slika 6.10(a) velja pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, slika 6.10(b) pa pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC.

Ugotovimo, da za izbrane nivoje začetne obtežbe stebra ($\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7) ter za izbrani požarni obtežbi (temperatura požarnega prostora po požarni krivulji ISO oz. HC) začetna nepopolnost stebra, t.j. razpokanost betona nad in pod razslojenim delom betona, nima pomembnega vpliva na mehanski odziv kot tudi na razvoj elastične deformacijske energije razslojenega dela betona. Zato v nadaljnji analizi vpliv razpokanosti betona nad in pod odluščenim delom stebra zanemarimo in upoštevamo, da je razslojeni del betona višine L_b in debeline h_1 togo vpet v preostali steber.



Slika 6.10: Časovni razvoj elastične deformacijske energije $G_{c,el}$ za različne nivoje začetne obtežbe $\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7 pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO oz. (b) HC.
Figure 6.10: Time development of the elastic strain energy $G_{c,el}$ different magnitudes of the initial load $\mu = 0.3, 0.5$ and 0.7 for: (a) ISO and (b) HC fire curve.

6.2.3 Določitev hitrosti izleta odluččenega dela betona

V podpoglavju 6.2.3 ocenimo hitrost v_p , s katero odlučeni del betona izleti od preostalega dela stebra. Hitrost izleta v_p je odvisna od deformacijske energije E_{kin} , ki izvira iz toplotno-vlažnostnega (E_{kin}^{th}) in toplotno-mehanskega procesa (E_{kin}^{tm}), ter energije loma E_{fr} , ki se porabi za lomljenje razslojenega dela betonskega stebra (glej enačbo (4.4)). Hitrost izleta odluččenega dela v_p določimo z izrazom 4.6.

Kinetična energija E_{kin}^{tm} , ki izvira iz toplotno-mehanskega procesa, je enaka elastični deformacijski energiji razslojenega dela stebra tik pred luščenjem. V kolikor upoštevamo, da je razslojeni del betona zgoraj in spodaj togo vpet v AB steber, so vrednosti kinetične energije toplotno-mehanskega procesa, E_{kin}^{tm} , za različne nivoje začetne obtežbe stebra kar enake vrednostim v preglednici 6.4.

Kinetično energijo E_{kin}^{th} , ki izvira iz toplotno-vlažnostnega procesa, pa ocenimo skladno z ugotovitvami raziskovalcev v [23,67]. V prvem primeru upoštevamo, da je $E_{kin}^{th} \approx E_{kin}^{tm}$, v drugem primeru pa prispevek kinetične energije E_{kin}^{th} k skupni deformacijski energiji E_{kin} zanemarimo ($E_{kin}^{th} = 0$) [23].

Energijo, ki je potrebna za lomljenje razslojenega dela E_{fr} betona na majhne koščke, izračunamo kot produkt lomne površine A_{fr} in specifične energije loma betona v nategu G_f (glej izraz (4.4)). Skupno lomno površino A_{fr} ocenimo tako, da razslojeni del betona višine L_b , širine b in debeline h_1 razdelimo na majhne betonske kocke z dimenzijami stranic $2 \times 2 \times 2$ cm (požarna krivulja ISO) oz. $3 \times 3 \times 3$ cm (požarna krivulja HC). Vsota površin kock predstavlja lomno površino A_{fr} . Pri tem v izračunu ne upoštevamo površin kock ob vzdolžni razpoki (predpostavka o razslojenosti slojev) ter površin, ki pripadajo sprednji in stranskima površinama razslojenega (lomljenega) dela betona.

Kot smo že predhodno ugotovili (glej razdelek 6.2.2.2), je pri razslojenem delu betona, ki je zgoraj in spodaj togo vpet v AB steber, kinetična energija E_{kin}^{tm} , ki izvira iz toplotno-mehanskega procesa, neod-

visna od načina oslabitve oz. luščenja (enaka za enostransko-nesimetrično in dvostransko-simetrično luščenje). Ker v predstavljeni analizi količino kinetične energije E_{kin}^{th} , ki izvira iz toplotno-vlažnostnega procesa, ocenimo neodvisno od načina oslabitve (luščenja), je tudi hitrost v_p , s katero razslojeni (odluščeni) del betona izleti od preostalega (primarnega) dela stebra, neodvisna od načina luščenja, to pomeni, da je hitrost izleta v_p enaka tako v primeru enostranskega (nesimetričnega) kot dvostranskega (simetričnega) luščenja. V nadaljevanju prikažemo ocenjene hitrosti izleta v_p za različne nivoje začetne obtežbe stebra, in sicer ločeno za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO (glej preglednico 6.5) oz. temperaturi po požarni krivulji HC (glej preglednico 6.6).

Preglednica 6.5: Ocenjena hitrost izleta odluščenega dela betona pri izpostavljenosti AB stebra temperaturi po požarni krivulji ISO.

Table 6.5: The estimated piece velocities of spalled-off piece for RC column exposed to ISO fire curve.

μ	h_1 [cm]	L_b [cm]	m [kg]	A_{fr} [m ²]	E_{fr} [J]	E_{kin}^{tm} [J]	E_{kin}^* [J]	v_p^* [m/s]	E_{kin}^{**} [J]	v_p^{**} [m/s]
0.7	2	64.92	9.4	0.38	34	54	74	3.9	20	2.1
0.5	2	70.56	10.2	0.41	37	44	51	3.1	7	1.1
0.3	2	75.40	10.9	0.44	39	37	35	2.5	***	0

* $E_{kin}^{th} \approx E_{kin}^{tm}$

** $E_{kin}^{th} = 0$

*** $E_{fr} \geq E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm}$

V primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO ugotovimo, da ocenjene hitrosti izleta v_p^* odluščenega dela betona naraščajo z naraščanjem zunanje obtežbe stebra, in sicer od 2.5 m/s pri obtežbi stebra 0.3 $P_{cr,20^\circ C}$, do 3.9 m/s pri obtežbi 0.7 $P_{cr,20^\circ C}$. Če v analizi prispevek kinetične energije iz toplotno-vlažnostnega procesa E_{kin}^{th} zanemarimo, se ocenjene hitrosti izleta odluščenega dela precej zmanjšajo (glej v_p^{**} v preglednici 6.5). Pri najnižjem nivoju začetne obtežbe stebra (0.3 $P_{cr,20^\circ C}$) se celo zgodi, da deformacijske energije E_{kin} ni dovolj za lom (razdrobitev) razslojenega dela betona na manjše koščke, zato do izleta dela površine ne pride ($v_p^{**} = 0$).

Preglednica 6.6: Ocenjena hitrost izleta odluščenega dela betona pri izpostavljenosti AB stebra temperaturi po požarni krivulji HC.

Table 6.6: The estimated piece velocities of spalled-off piece for RC column exposed to HC fire curve.

μ	h_1 [cm]	L_b [cm]	m [kg]	A_{fr} [m ²]	E_{fr} [J]	E_{kin}^{tm} [J]	E_{kin}^* [J]	v_p^* [m/s]	E_{kin}^{**} [J]	v_p^{**} [m/s]
0.7	3	71.64	15.4	0.41	37	104	173	4.7	68	2.9
0.5	3	81.71	17.7	0.47	42	75	110	3.5	34	1.9
0.3	3	90.76	19.6	0.52	47	60	73	2.7	13	1.2

* $E_{kin}^{th} \approx E_{kin}^{tm}$

** $E_{kin}^{th} = 0$

V primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC (glej preglednico 6.6) so ocenjene hitrosti izleta v_p^* odluščenega dela betona zaradi večje količine deformacijske energije E_{kin} nekoliko višje, in sicer pri obtežbi stebra $0.3 P_{cr,20^\circ C}$ znaša hitrost $v_p^* = 2.7$ m/s (+0.2 m/s glede na ISO), pri obtežbi $0.7 P_{cr,20^\circ C}$ pa 4.7 m/s (+0.8 m/s). Tudi sedaj se hitrosti izleta odluščenega dela betona precej zmanjšajo, če v analizi zanemarimo prispevek kinetične energije E_{kin}^{th} iz toplotno-vlažnostnega procesa. V tem primeru, za razliko od izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO, pride do izleta dela betona tudi pri najnižjem nivoju začetne obtežbe stebra ($v_p^{**} = 1.2$ m/s).

V razpoložljivi literaturi kot mejno hitrost izleta odluščenega dela betona, da lahko govorimo o eksplozivnem luščenju betona, omenjajo vrednost $v_{p,crit} = 5$ m/s [23]. Za obravnavani centrično obremenjeni AB steber ugotovimo, da v nobenem primeru ocenjene hitrosti izleta niso večje od omenjene mejne hitrosti izleta. Najbolj se mejni vrednosti približamo v primeru najbolj obteženega stebra ($0.7 P_{cr,20^\circ C}$), ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, pri kateri je segrevanje bistveno bolj intenzivno kot pri izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO. Ugotovitev je do neke mere pričakovana, saj sta nivo obtežbe in intenzivnost segrevanja dva pomembna vzroka, ki povečujeta verjetnost pojava eksplozivnega luščenja betona med požarom. Glede na dostopne podatke v literaturi se verjetnost pojava eksplozivnega luščenja dodatno poveča še v primeru visoke vlažnosti ter nizke prepustnosti betona (npr. betoni visokih trdnosti). V obravnavani analizi bi visoka vlažnost v kombinaciji z nizko prepustnostjo betona pomenila višje porne tlake v betonu med požarom in posledično bi se prispevek kinetične energije E_{kin}^{th} , ki izvira iz toplotno-vlažnostnega procesa, povečal, kar bi privedlo do višjih hitrosti izleta odluščenega dela stebra.

V nadaljevanju glede na deformacijsko energijo E_{kin} oz. glede na ocenjene hitrosti izleta odluščenega dela stebra predstavimo tri različne scenarije porušitve, in sicer neodvisno od nivoja začetne obtežbe stebra in intenzitete požara (glej tudi pod poglavje 5.1). Ti scenariji so:

- (i) pri prvem scenariju predpostavimo, da zaradi premajhne količine deformacijske energije E_{kin} pri času $t_{cr,s} = 20$ min ne pride do razslojitve dela stebra, prav tako ne do odluščenja. To pomeni, da tudi po tem času ostane steber v osrednjem delu 'b' v celoti homogen. Ta scenarij označimo s SC-0, rezultate analize pa podrobneje predstavimo v pod poglavju 6.3.
- (ii) pri drugem scenariju predpostavimo, da pride pri času $t_{cr,s} = 20$ min v osrednjem delu stebra 'b' le do delnega lomljenja oz. drobljenja in razslojevanja AB stebra na globini h_1 in višini L_b . Oslabitev je lahko enostranska ali dvostranska. Deformacijske energije E_{kin} pri tem ni dovolj, da bi razslojeni in nalomljeni del betona odpadel v celoti ali po delih. Pri tem predpostavimo, da razslojeni in nalomljeni del betona v celoti izgubi svojo mehansko nosilnost, ohrani pa vlogo toplotnega izolatorja osrednjega dela stebra, ki smo ga označili s črko 'b'. Ta scenarij označimo s SC-1a (enostranska) oz. SC-2a (dvostranska oslabitev), rezultate analize pa podrobneje predstavimo v pod poglavju 6.4. V primeru, da globina razslojenega in delno lomljenega betona doseže vzdolžne armaturne palice ($h_1 = a$), dodatno analiziramo vpliv lokalnega uklona mehansko nezaščitenih armaturnih palic na požarno nosilnost AB stebra.
- (iii) pri tretjem scenariju pa predpostavimo, da je deformacijske energije E_{kin} dovolj, da se v osrednjem delu stebra 'b' del betona globine h_1 in višine L_b pri času $t_{cr,s} = 20$ min razsloji, nalomi (zdrobi) in tudi odlušči v obliki eksplozije. Tudi tukaj dodatno analiziramo vpliv lokalnega uklona nezaščitenih armaturnih palic na požarno nosilnost AB stebra, čeprav se izkaže, da postane visko-

zno lezenje jekla dominanten fizikalni pojav v armaturnih palicah. Ta scenarij označimo s SC-1b (enostransko) oz. SC-2b (dvostransko luščenje), rezultate analize pa podrobneje predstavimo v podpoglavju 6.5.

6.3 Scenarij SC-0: steber ostane med požarom homogen

Pri tem scenariju z oznako SC-0 predpostavimo, da zaradi premajhne količine deformacijske energije pri času $t_{cr,s} = 20$ min ne pride niti do razslojitve niti do odluščenja dela krovne plasti stebra. To pomeni, da je steber v osrednjem delu 'b' med celotno požarno analizo v celoti homogen. Požarno analizo stebra razdelimo na toplotno-vlažnostni in mehanski del. Analizi potekata vzporedno, vendar nepovezano. Rezultate obeh analiz podajamo v nadaljevanju.

6.3.1 Toplotno-vlažnostna analiza

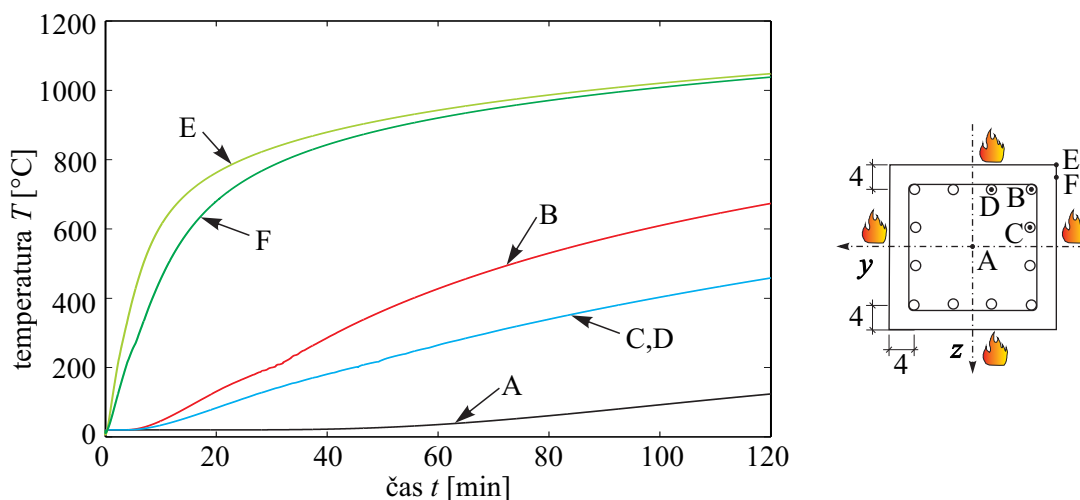
6.3.1.1 Računski model in rezultati toplotno-vlažnostne analize

Ob že omenjeni predpostavki, da se temperatura požarnega prostora med požarom enakomerno spreminja, analiziramo razporeditev temperature in vlage le po prečnem prerezu stebra. Ker je prečni prerez stebra homogen, uporabimo isti računski model kot v razdelku 6.2.2.1 (glej sliko 6.5). Parametrov v analizi ne spreminjamo, prav tako ne robnih pogojev. Podaljšamo le čas analize, ki sedaj namesto 20 min traja 240 min.

Na sliki 6.11 in 6.12 prikazujemo časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Zaradi preglednosti, rezultate prikazujemo le do časa 120 minut. S točko A označimo težišče prečnega prereza stebra. S točko B označimo lego najbolj izpostavljene armaturne palice, medtem ko s točkama C in D označimo legi preostalih dveh armaturnih palic. Točka E predstavlja vogal prečnega prereza stebra, kjer temperature v betonu najhitreje naraščajo. S točko F pa označimo točko na robu prečnega prereza stebra, ki je v primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oddaljena za 2 cm od vogala prereza (glej sliko 6.11), v primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC pa 3 cm (glej sliko 6.12).

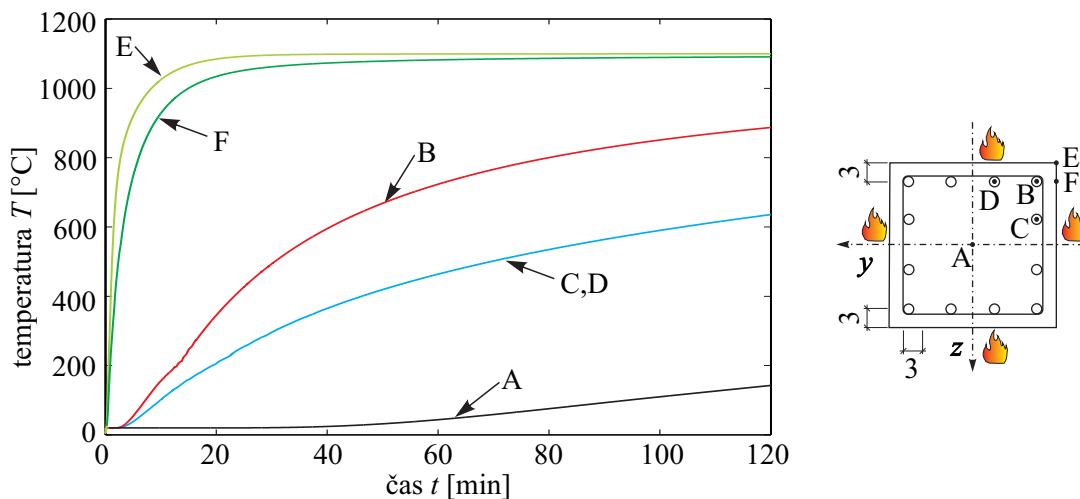
Pričakovano ugotovimo, da temperature v prerezu hitreje naraščajo v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC. Najvišje izračunane temperature dosežemo v vogalni točki prečnega prereza (točka E), najnižje pa v težišču prereza v točki A. Zaradi simetričnega delovanja požarne obtežbe sta temperaturi v točkah C in D ves čas trajanja požara enaki.

Poleg časovnega razvoja temperatur v značilnih točkah prereza prikazujemo na sliki 6.13 še izračunano krajevno razporeditev temperatur T , pornih tlakov P_{pore} in gostote vodne pare $\tilde{\rho}_v$ po prečnem prerezu stebra pri izbranih časih trajanja požara $t = 20, 40$ in 60 min, in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in HC. Izračunano časovno spreminjanje temperaturnega polja po prečnem prerezu stebra predstavlja v mehanskem delu požarne analize temperaturno obtežbo stebra, ki pa se po višini homogenega stebra ne spreminja. V analizi dodatno predpostavimo, da je temperatura v armaturnih palicah enaka temperaturi v betonu na mestu armaturnih palic. Temperature v armaturnih palicah za izbrane čase trajanja požara prikazujemo na sliki 6.13(a).



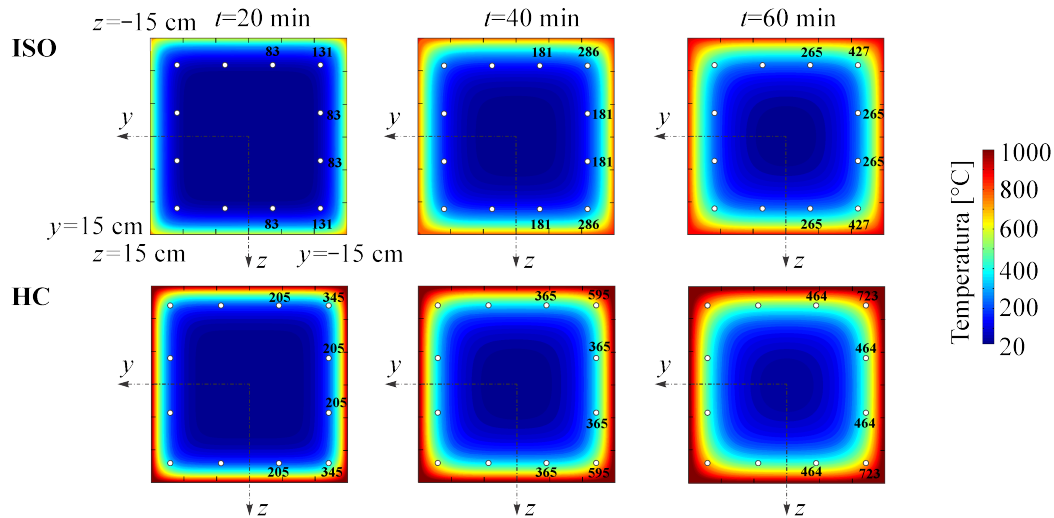
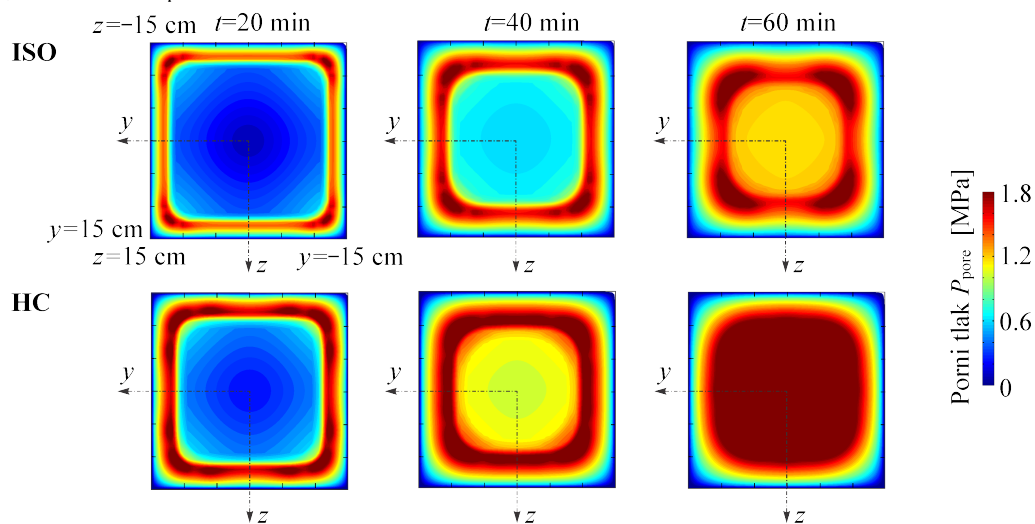
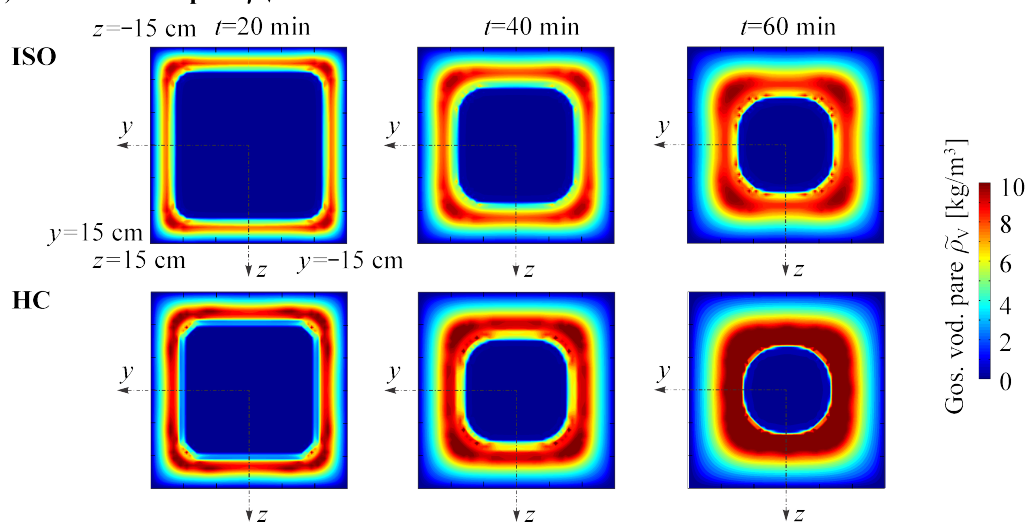
Slika 6.11: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO.

Figure 6.11: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for column exposed to ISO fire curve.



Slika 6.12: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC.

Figure 6.12: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for column exposed to HC fire curve.

(a) Temperatura T (b) Porni tlaki P_{pore} (c) Gostota vodne pare $\tilde{\rho}_v$ 

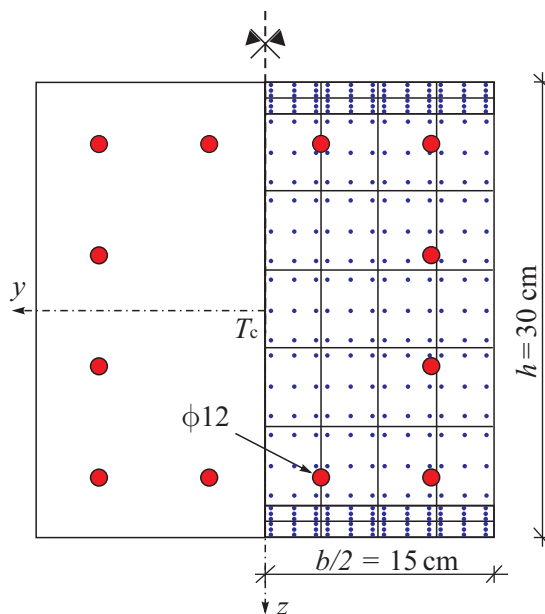
Slika 6.13: Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz.

HC za primer scenarija brez pojava luščenja.

Figure 6.13: The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for scenario without spalling.

6.3.2 Mehanska analiza

V drugem delu požarne analize ocenimo uklonsko nosilnost nerazslojenega, t.j. homogenega AB stebra pri izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC za tri različne nivoje začetne obtežbe (0.3, 0.5 in 0.7 $P_{cr,20^\circ C}$). Uklonsko nosilnost centrično obremenjenega, idealno ravnega AB stebra analiziramo na dva načina: (i) s pol-analitičnim postopkom (podrobneje je predstavljen v prilogi A k disertaciji) oz. (ii) z numeričnim postopkom, t.j. z metodo končnih elementov, kjer steber modeliramo z dvema deformacijskima elementoma tipa E_{4-5} . Za račun normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu homogenega AB stebra uporabimo enako razporeditev integracijskih točk kot v razdelku 6.2.2.2. Prikazujemo jo na sliki 6.14. Tako se izognemo morebitnim odstopanjem v rezultatih računa v primeru uporabe različno natančnih integracijskih shem. Tudi ostale parametre analize povzamemo v skladu z razdelkom 6.2.2.2. To pomeni, da geometrijsko deformacijo posameznega betonskega vlakna oz. armaturne palice razdelimo na deformacijske prispevke v skladu z adicijskim razcepom (glej razdelek 3.2). Sovisnost med napetostjo in mehansko deformacijo posameznega vzdolžnega betonskega vlakna oz. armaturne palice privzamemo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 [38] (beton z apnenčevim agregatom oz. hladno obdelano jeklo za armiranje). Dodatno upoštevamo izotropno utrjevanje. Časovni korak mehanske analize pa znaša $\Delta t = 1$ min.



Slika 6.14: Razporeditev integracijskih točk za račun normalnih napetosti v betonu po prečnem prerezu homogenega AB stebra.

Figure 6.14: The distribution of integration points for calculation of normal stresses over the cross-section of the homogeneously RC column.

Rezultati analize uklonske nosilnosti centrično obremenjenega, idealno ravnega homogenega AB stebra v pogojih požara, so enaki pri obeh uporabljenih računskih postopkih. Največjo požarno nosilnost pričakovano izkazuje najmanj obremenjeni steber, izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO, ki se ukloni pri času $t_{cr} = 204$ min, najmanjšo pa najbolj obremenjeni steber, izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC. V tem primeru uklon nastopi pri času $t_{cr} = 26$ min. Kritične oz. uklonske čase za

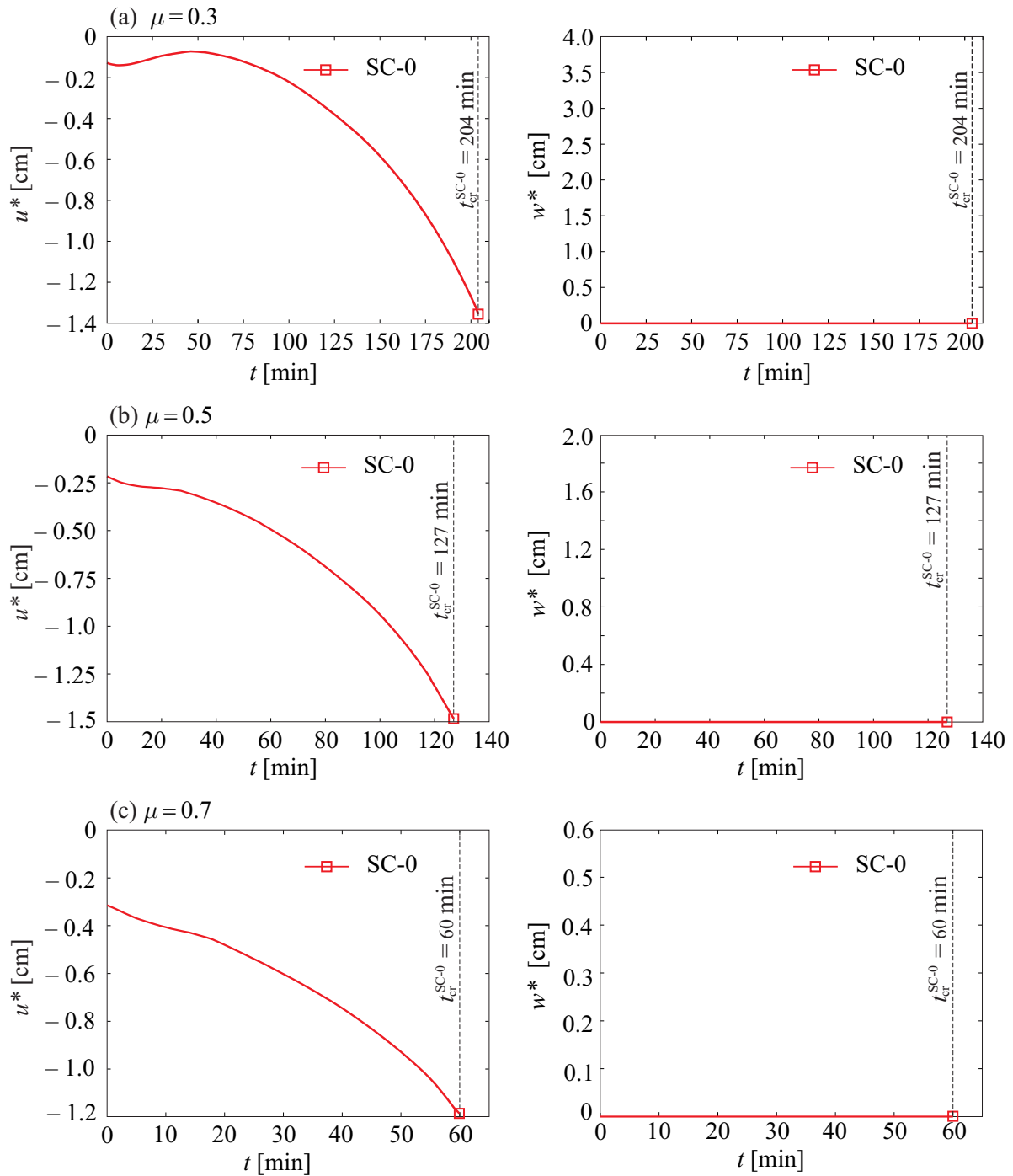
vse obravnavane homogene stebre zberemo v preglednici 6.7. Dodatno prikazujemo še navpični pomik u_{cr}^* krone stebra pri kritičnem času. Negativno predznačeni pomiki pomenijo, da se steber med požarom skrči. Ker je obravnavan centrično obremenjeni steber idealno raven, je prečni pomik w_{cr}^* na sredini višine stebra v vseh primerih enak 0.

Preglednica 6.7: Mehanski odziv AB stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC pri scenariju brez pojava luščenja.

Table 6.7: The mechanical response of RC column of the predicted no spalling scenario (SC-0) for ISO and HC fire curve.

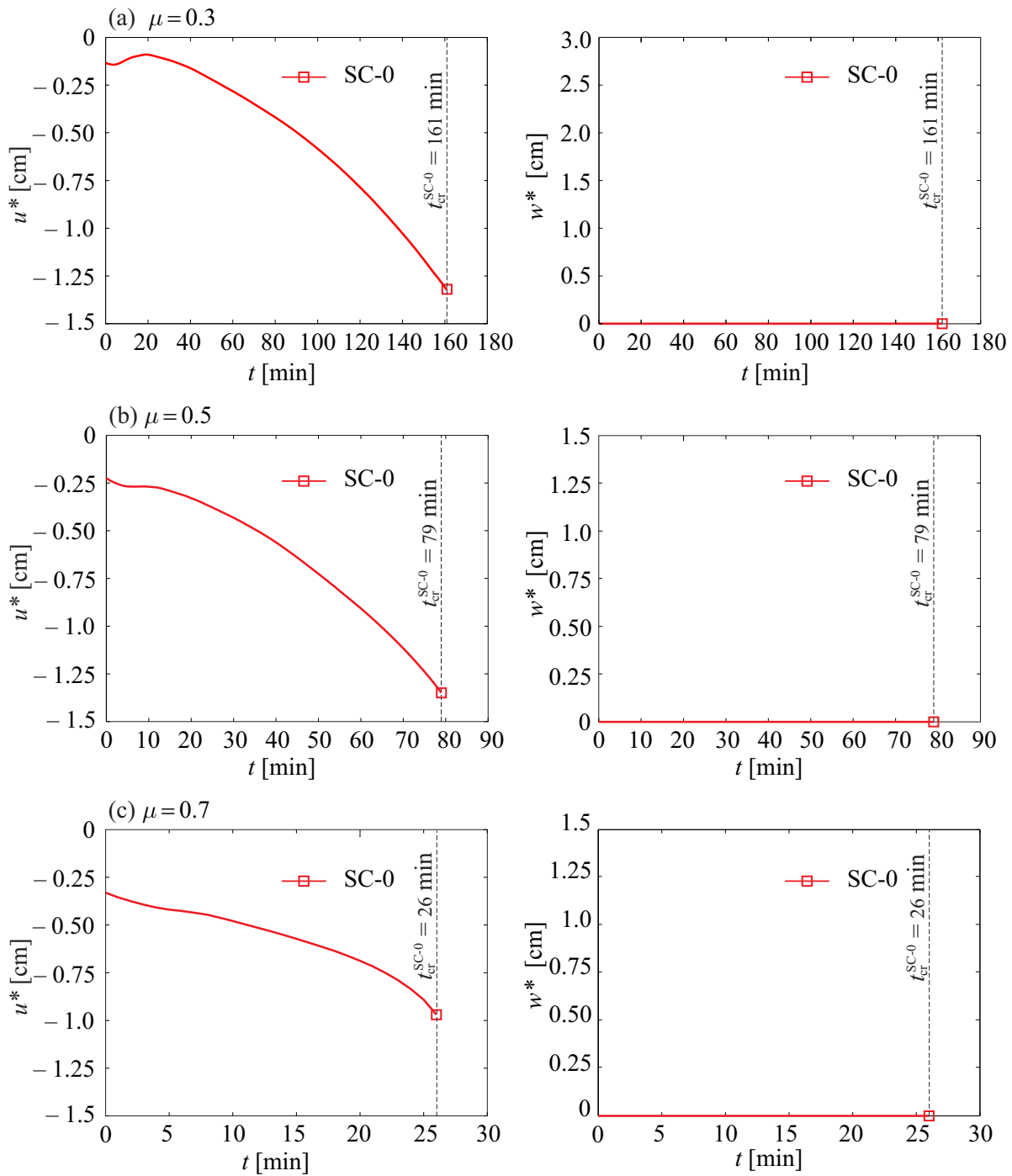
SC-0	$\mu = 0.3$			$\mu = 0.5$			$\mu = 0.7$		
	t_{cr} [min]	u_{cr}^* [cm]	w_{cr}^* [cm]	t_{cr} [min]	u_{cr}^* [cm]	w_{cr}^* [cm]	t_{cr} [min]	u_{cr}^* [cm]	w_{cr}^* [cm]
ISO	204	-1.36	0	127	-1.48	0	60	-1.17	0
HC	161	-1.32	0	79	-1.35	0	26	-0.97	0

Na sliki 6.15 in 6.16 prikazujemo še časovni razvoj navpičnega pomika krone stebra u^* in prečnega pomika w^* za različne nivoje začetne obtežbe (0.3, 0.5 in 0.7 $P_{cr,20^\circ C}$), in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Ugotovimo, da se najmanj obremenjeni steber ($\mu = 0.3$) v začetni fazi požara celo razteza (glej sliki 6.15(a) oz. 6.16(a)), potem pa se začne zelo hitro krčiti, vse do nastopa porušitve (uklona) stebra. Pri višjih nivojih začetne obtežbe ($\mu = 0.5$ in $\mu = 0.7$) se steber med požarom ves čas krči do pojava uklona. Na krivuljah na slikah 6.15 in 6.16 s kvadratom označimo nastop pojava uklona AB stebra.



Slika 6.15: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO brez pojava luščenja.

Figure 6.15: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve without spalling.



Slika 6.16: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC brez pojava luščenja.
Figure 6.16: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve without spalling.

6.4 Scenarij SC-1a oz. SC-2a: Delno luščenje, razslojeni in nalomljeni del betona ohrani vlogo toplotnega izolatorja

Pri drugem scenariju predpostavimo, da pride pri času $t_{cr,s} = 20$ min le do delnega loma razslojenega dela betona v osrednjem delu stebra 'b' (enostransko ali dvostransko). V požarni analizi upoštevamo, da po tem času razslojeni del betona na globini h_1 in višini L_b v celoti izgubi svojo mehansko nosilnost, ohrani pa vlogo toplotnega izolatorja osrednjega dela stebra.

Tudi pri tem scenariju požarno analizo stebra razdelimo v dva dela, toplotno-vlažnostni in mehanski del. Dela sta med seboj zaenkrat še nepovezana, saj oslabitev v osrednjem delu stebra, ki nastopi pri času 20 min, upoštevamo le pri mehanski analizi. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba dela požarne analize.

6.4.1 Toplotno-vlažnostna analiza

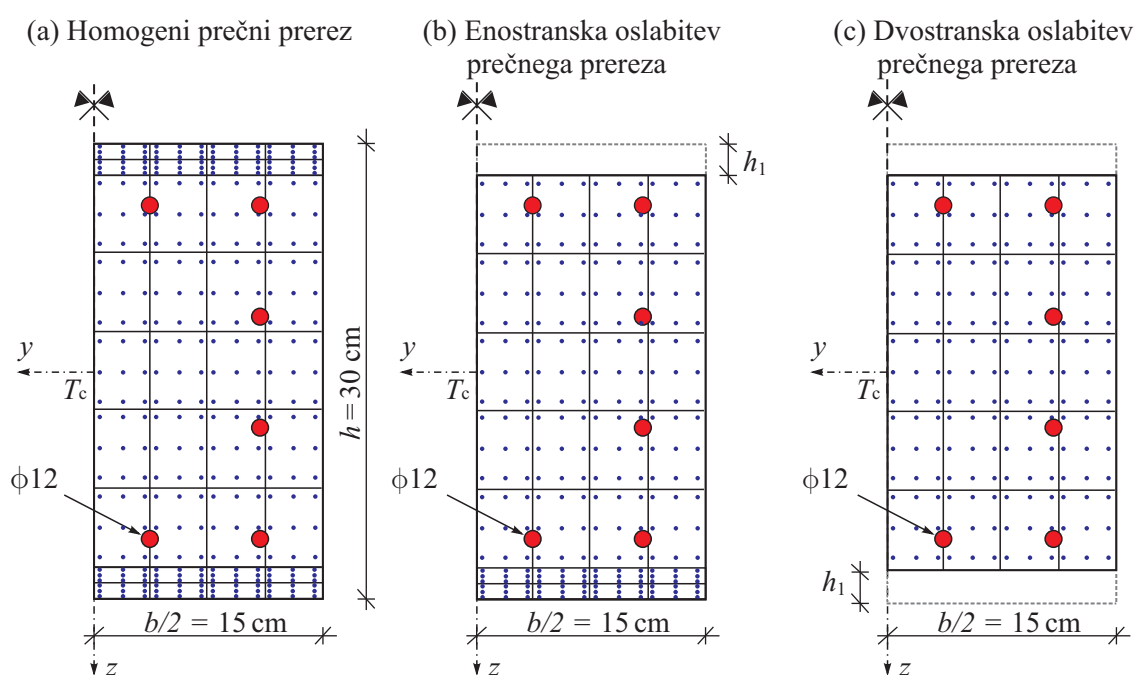
Kot smo že predhodno omenili, v analizi upoštevamo, da razslojeni oz. poškodovani del betona v osrednjem delu stebra 'b' ohrani med požarom vlogo toplotnega izolatorja. Če predpostavimo, da so toplotne lastnosti betona neodvisne od njegove poškodovanosti, lahko dodatno upoštevamo, da razslojeni beton nima vpliva na časovno razporeditev temperature (in vlage) med požarom. Iz napisanega sledi, da lahko za račun temperaturnega polja pred in po razslojitvi dela betona, ki nastopi pri času $t_{cr,s} = 20$ min, uporabimo računski model za homogeni steber, ki smo ga predstavili že v razdelku 6.3.1. Ker so rezultati toplotno-vlažnostne analize v tem primeru enaki, jih tukaj ponovno ne prikazujemo (glej slike 6.11, 6.12 in 6.13).

Izračunana temperaturna polja homogenega stebra predstavljajo v mehanski analizi požarno obtežbo. Do časa $t_{cr,s} = 20$ min modifikacija temperaturnega polja ni potrebna, po tem času pa v osrednjem delu stebra 'b' upoštevamo le tisti del temperaturnega polja prečnega prereza, ki pripada nepoškodovanemu delu stebra.

6.4.2 Mehanska analiza

V mehanskem delu požarne analize upoštevamo, da po času $t_{cr,s} = 20$ min razslojeni oz. poškodovani del betona v osrednjem delu stebra 'b' v celoti izgubi svojo mehansko nosilnost. To pomeni, da prečni prerez stebra ustrezno oslabimo. Vsi ostali parametri mehanskega dela požarne analize (obtežba, materialni parametri, konstitucijski zakoni, adicijski razcep, ...) ostanejo enaki kot pri analizi homogenega stebra (glej podpoglavje 6.3.2). Uklonsko nosilnost oz. požarno odpornost stebra, ki je v osrednjem delu 'b' enostransko oz. dvostransko oslabiljen, tudi v tem primeru lahko analiziramo na dva načina: (i) s pol-analitičnim postopkom (če je oslabitev simetrična-dvostranska) oz. (ii) z numeričnim postopkom, t.j. z metodo končnih elementov, pri kateri steber modeliramo s šestimi deformacijskimi elementi tipa E_{4-5} . Dva elementa uporabimo za spodnji 'a', dva za osrednji 'b' in dva za zgornji 'c' del stebra. Na sliki 6.17 predstavimo tri različne integracijske sheme, ki jih uporabimo pri računu normalnih napetosti po betonskem delu prečnega prereza stebra. Shemo na sliki 6.17(a) uporabimo za prečni prerez v spodnjem in zgornjem delu stebra (del 'a' in 'c') za celoten čas trajanja požara, v osrednjem delu 'b' pa le do časa $t_{cr,s} = 20$ min. Integracijska shema je seveda popolnoma enaka shemi, ki smo jo uporabili pri analizi

napetostnega in deformacijskega stanja prečnega prereza homogenega stebra (324 integracijskih točk, glej sliko 6.14). Po času $t_{cr,s}$ pa je integracijska shema za prečni prerez stebra v osrednjem delu 'b' odvisna od načina oslabitve. Pri enostranski oslavitvi uporabimo shemo na sliki 6.17(b), pri dvostranski (simetrični) oslavitvi pa shemo na sliki 6.17(c). Število integracijskih točk se zmanjša na 252 oz. 180, lego le teh pa ne spreminjamo. Tukaj lahko dodamo, da je lega integracijskih točk po prečnem prerezu odvisna od požarne obtežbe, saj smo pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC predpostavili različni debelini razslojenega dela betona ($h_1 = 2$ cm oz. 3 cm, glej razdelek 6.2.1.2). To pomeni, da v računu upoštevamo, da so dimenzije enostransko oslabiljenega prečnega prereza stebra v prvem primeru 30/28 cm (ISO), v drugem primeru pa 30/27 cm (HC), v primeru dvostranske oslavitve pa 30/26 cm (ISO) oz. 30/24 cm (HC).



Slika 6.17: Razporeditev integracijskih točk pri integraciji napetosti po prečnem prerezu: (a) pred oslavitvijo oz. luščenjem; (b) enostranska (nesimetrična) in (c) dvostranska (simetrična) oslavitvev oz. luščenje.

Figure 6.17: The distribution of integration points in integration of stresses over the column cross-section: (a) no-spalling, (b) one-sided and (c) two-sided spalling.

V nadaljevanju analiziramo rezultate mehanske analize oslabiljenega AB stebra, pridobljene z numeričnim postopkom (MKE). Ugotovimo, da se enostransko oslabiljeni centrično obremenjeni AB steber (scenarij SC-1a) med požarom upogibno deformira in poruši zaradi materialnega mehčanja v osrednjem oslabiljenem delu, pri dvostransko (simetrično) oslabiljenem AB stebri (scenarij SC-2a) pa med požarom nastopi uklon. Dodatno analiziramo še mehanski odziv geometrijsko nepopolnega simetrično oslabiljenega AB stebra (scenarij SC-2a*). Tak steber se med požarom upogibno deformira in računsko poruši zaradi mehčanja materiala. V vseh analiziranih primerih čas porušitve (uklona) stebra označimo s t_{cr} . Ponovno poudarimo, da v vseh primerih oslavitve stebra nastopi pri času $t_{cr,s} = 20$ min.

V preglednici 6.8 in 6.9 zberemo kritične (uklonske) čase za tri omenjene scenarije porušitve v odvisnosti od nivoja začetne obtežbe stebra (0.3, 0.5 in 0.7 $P_{cr,20^{\circ}C}$), in sicer ločeno za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Kritične čase primerjamo s kritičnimi časi primerljivih homogenih AB stebrov (SC- 0), predstavljenimi v podpoglavju 6.3.2.

Preglednica 6.8: Kritični (uklonski) časi stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO za predvidene scenarije porušitve, ko razslojeni del ohrani vlogo toplotnega izolatorja za različne nivoje začetne obtežbe.

Table 6.8: The critical (buckling) times for a predicted failure scenarios, where the delaminated part acts as a thermal insulator for a different magnitudes of the load for ISO fire curve.

ISO	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.5$		$\mu = 0.7$	
	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}
SC-0	204 \diamond	1	127 \diamond	1	60 \diamond	1
SC-1a	173 \blacklozenge	0.85	103 \blacklozenge	0.81	45 \blacklozenge	0.75
SC-2a	201 \diamond	0.98	124 \diamond	0.98	55 \diamond	0.92
SC-2a*	189 \blacklozenge	0.93	118 \blacklozenge	0.93	54 \blacklozenge	0.90

* začetna geometrijska nepopolnost dvostransko oslabiljenega stebra

\blacklozenge materialno mehčanje (upogib stebra)

\diamond uklon stebra

Preglednica 6.9: Kritični (uklonski) časi stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC za predvidene scenarije luščenja, ko razslojeni del ohrani vlogo toplotnega izolatorja za različne nivoje začetne obtežbe.

Table 6.9: The critical (buckling) times for a predicted spalling scenarios, where the delaminated part acts as a thermal insulator for a different magnitudes of the load for HC fire curve.

HC	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.5$		$\mu = 0.7$	
	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}
SC-0	161 \diamond	1	79 \diamond	1	26 \diamond	1
SC-1a	124 \blacklozenge	0.77	55 \blacklozenge	0.70	20 \blacklozenge	0.77
SC-2a	153 \diamond	0.95	73 \diamond	0.92	20 \blacklozenge	0.77
SC-2a*	145 \blacklozenge	0.90	69 \blacklozenge	0.87	20 \blacklozenge	0.77

* začetna geometrijska nepopolnost dvostransko oslabiljenega stebra

\blacklozenge materialno mehčanje (upogib stebra)

\diamond uklon stebra

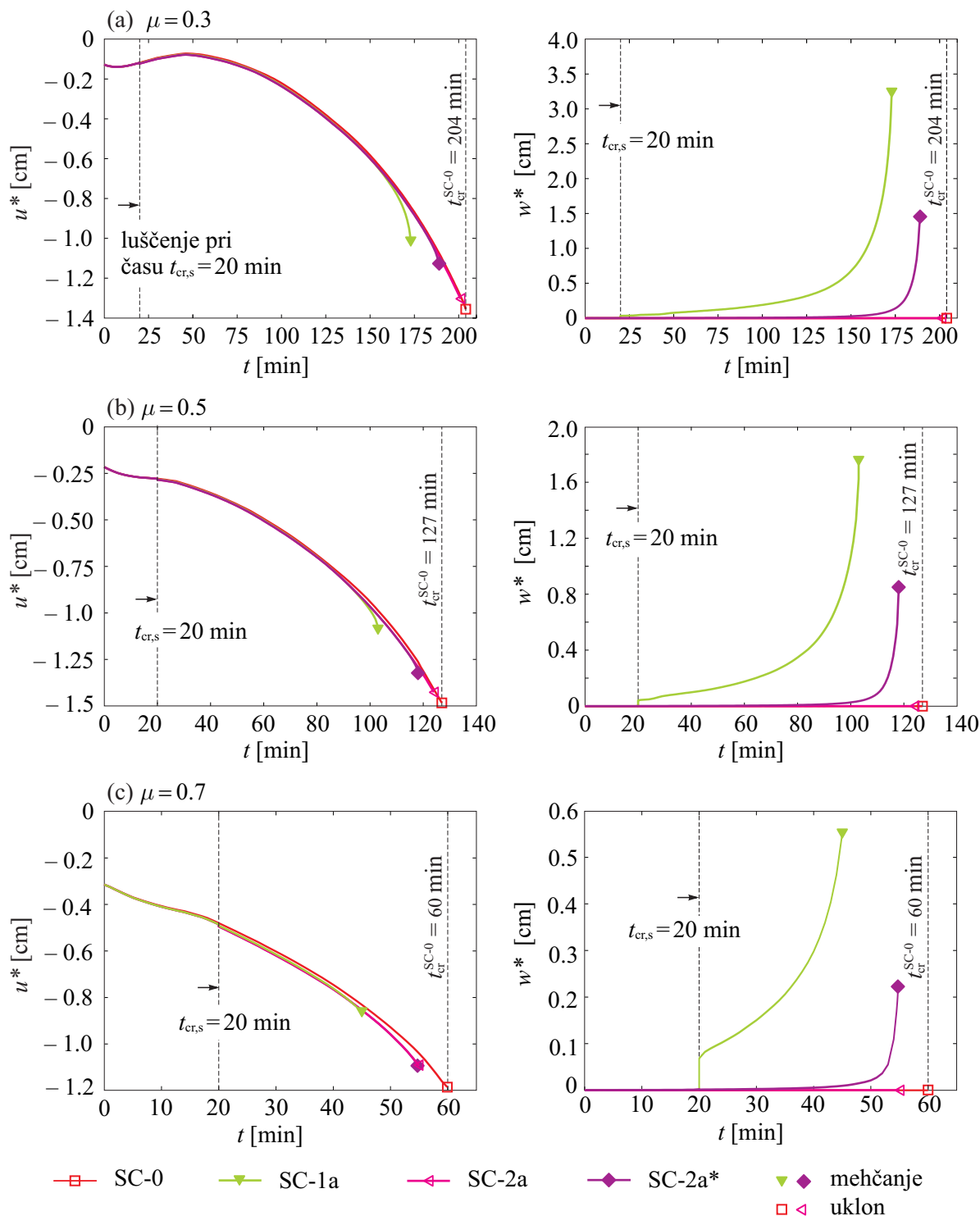
Pričakovano ugotovimo, da ima oslabilitev stebra precejšen vpliv na njegovo požarno nosilnost. V primeru najbolj obremenjenega stebra ($\mu = 0.7$), izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC, pa pojav oslabilitev (pri času $t_{cr,s} = 20$ min) povzroči celo računsko porušitev stebra. V nadaljevanju podamo številčno oceno rezultatov analize.

V primeru enostranske oslabitve (scenarij SC-1a) se požarna nosilnost AB stebra zmanjša od 15 % (steber obremenjen z $0.3 P_{cr,20^\circ C}$ in izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO) pa do 30 % ($0.5 P_{cr,20^\circ C}$, požarna krivulja HC) glede na primerljive centrično obremenjene homogene AB stebre, v primeru dvostranske oslabitve (scenarija SC-2a in SC-2a*) pa bistveno manj, in sicer od 2 % do 8 %. To pomeni, da dvostransko (simetrično) oslabljeni stebri v povprečju izkazujejo okrog 20 % (požarna krivulja ISO) oz. 28 % (požarna krivulja HC) večjo požarno nosilnost kot enostransko (nesimetrično) oslabljeni stebri.

Kot smo že predhodno omenili, dvostranska (simetrična) oslabitve povzroči pojav uklona stebra, enostranska (nesimetrična) oslabitve pa njegovo upogibno porušitev. Slednja je v pogojih požara bolj kritična, zato takšni stebri izkazujejo bistveno manjšo požarno nosilnost.

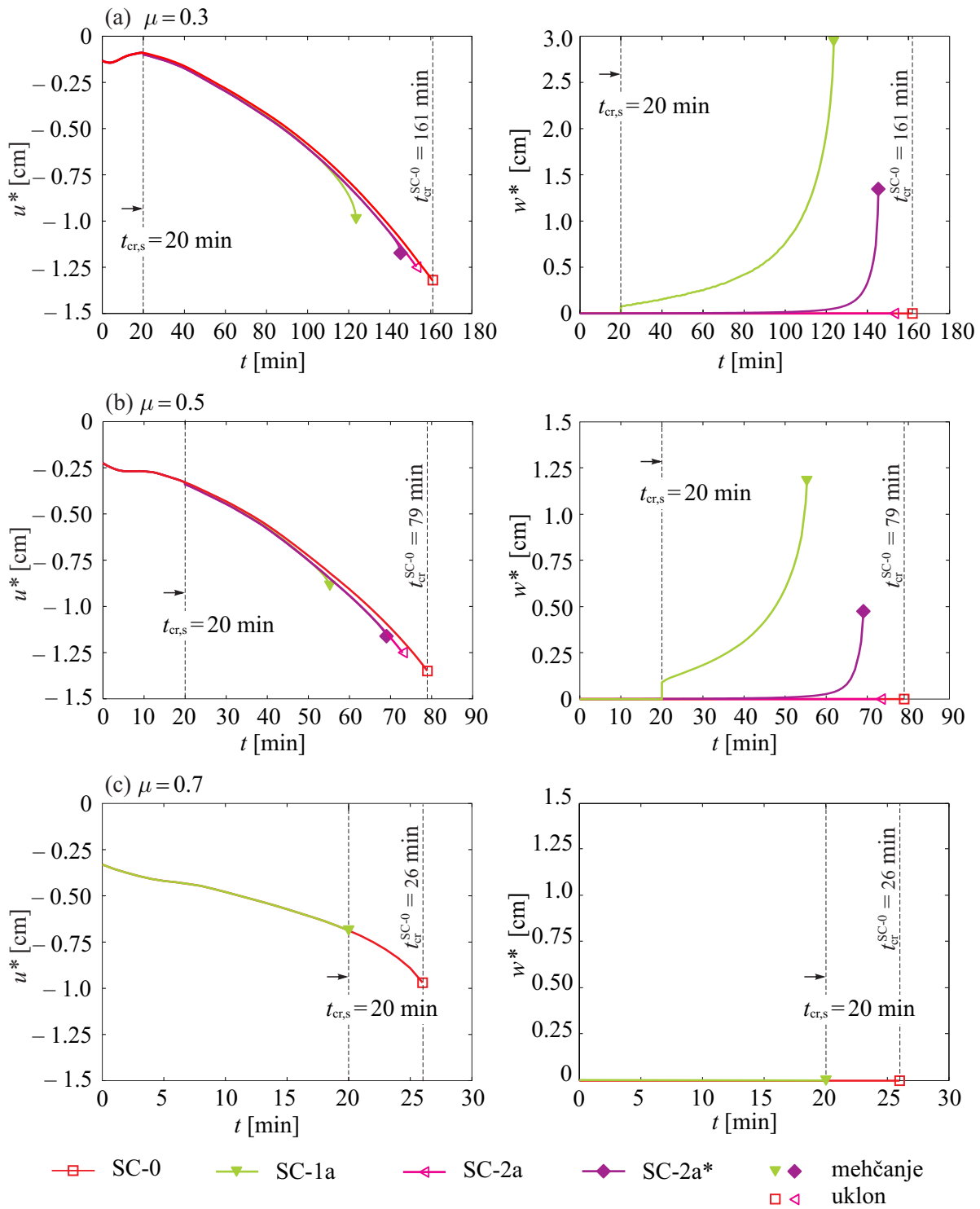
Dodatno ugotovimo, da upoštevanje začetne geometrijske nepopolnosti stebra v primeru dvostranske (simetrične) oslabitve (scenarij SC-2a*) zmanjša požarno nosilnost stebra le za dodatnih 5 %, tako da ti še vedno izkazujejo precej večjo požarno nosilnost od enostransko (nesimetrično) oslabljenih stebrov.

Na sliki 6.18 in 6.19 predstavimo še časovni razvoj navpičnega pomika krone stebra u^* in prečnega pomika w^* na sredini višine stebra za omenjene tri predvidene scenarije oslabitve (porušitve) (SC-1a, SC-2a in SC-2a*). Tudi v tem primeru predstavimo rezultate ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Pomike primerjamo s pomiki homogenega AB stebra (scenarij SC-0). Ugotovimo, da način oslabitve (enostranska oz. dvostranska) nima bistvenega vpliva na časovni razvoj navpičnega pomika u^* krone stebra. Bolj zanimiv je vpliv oslabitve na časovni razvoj prečnega pomika w^* . Opazimo, da največje prečne pomike pričakovano izkazujejo enostransko (nesimetrično) oslabljeni stebri (scenarij SC-1a). Le-ti so večji pri manj obremenjenih stebrih. V analizi jih najprej zabeležimo ob pojavu enostranske oslabitve, t.j. pri času $t_{cr,s} = 20$ min, potem pa se povečujejo vse do nastopa upogibne porušitve stebra. V primeru dvostranske oslabitve stebra, ki je popolnoma simetrična (scenarij SC-2a), v računski analizi ni prečnega pomika stebra (pojav uklona). Če pri scenariju dvostranske oslabitve dodatno upoštevamo še začetno geometrijsko nepopolnost stebra (SC-2a*), se opaznejši prečni pomiki stebra pojavijo le nekaj minut pred nastopom računske porušitve stebra. Na krivuljah na slikah 6.18 in 6.19 s šrafiranimi (polnimi) liki označimo čas nastopa upogibne porušitve stebra zaradi materialnega mehčanja, z nešrafiranimi (praznimi) pa pojav uklona AB stebra.



Slika 6.18: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, ko razslojeni del betona deluje kot toplotni izolator.

Figure 6.18: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve, where the delaminated part of concrete acts as thermal insulator.



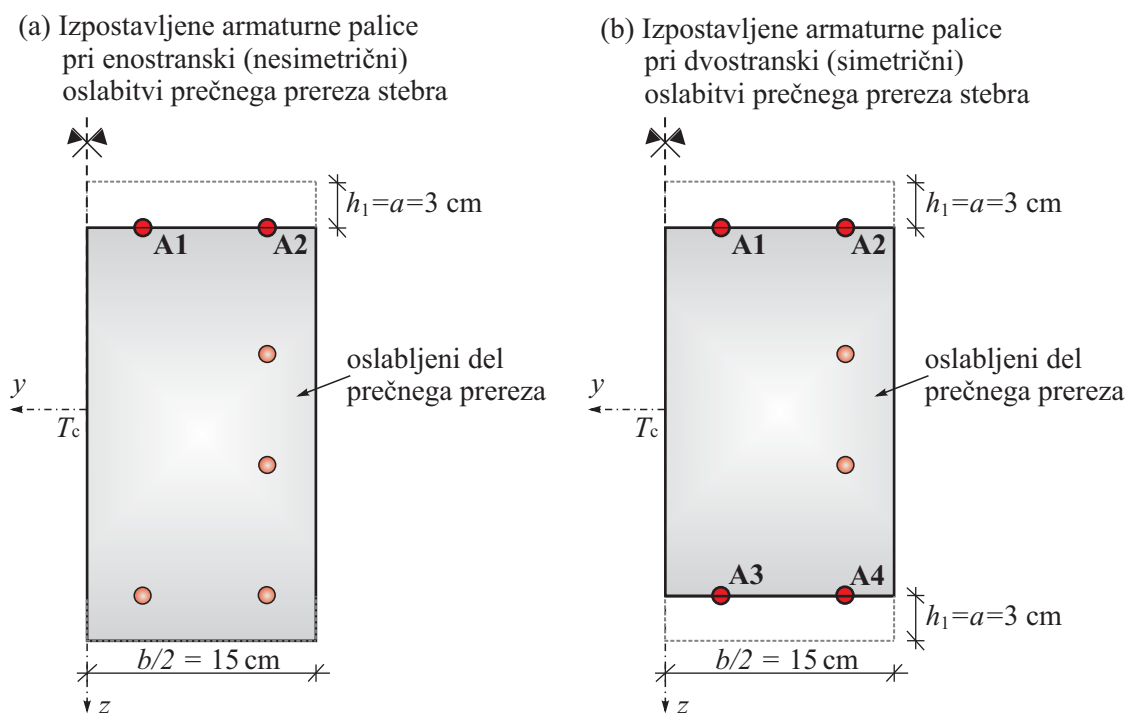
Slika 6.19: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC, kjer razslojeni del betona deluje kot toplotni izolator.

Figure 6.19: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve, where the delaminated part of concrete acts as thermal insulator.

6.4.2.1 Vpliv lokalnega uklona armaturnih palic na požarno nosilnost oslabiljenega AB stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC

V primeru izpostavljenosti AB stebra temperaturi po požarni krivulji HC ugotovimo, da je globina razslojenega in delno lomljenega betona h_1 praktično enaka oddaljenosti težišča armaturne palice od roba betona ($h_1 = a$). Ker je armatura sedaj razslojena, moramo v tem scenariju dodatno upoštevati tudi vpliv uklona armaturnih palic na požarno nosilnost AB stebra. Obravnavamo pojav lokalnega uklona palic pri scenariju enostransko (SC-1a) oz. dvostransko (SC-2a) oslabiljenega centrično obremenjenega AB stebra. Dodatno analiziramo tudi scenarij dvostransko oslabiljenega geometrijsko nepopolnega AB stebra (SC-2a*). Na sliki 6.20 predstavimo lege izpostavljenih armaturnih palic v primeru enostranske oz. dvostranske oslavitve AB stebra.

Vzdolžne armaturne palice so po celotni višini stebra objete z zaprtimi stremeni, razporejenimi na medsebojni oddaljenosti $L_s = 5$ oz. 10 cm. V mehanski analizi lokalni uklon armaturnih palic obravnavamo ločeno (glej podpoglavje 5.6), saj pri standardnem numeričnem modelu za mehansko analizo AB stebra armaturo upoštevamo le z osno togostjo, medtem ko je stik med armaturno palico in okoliškim betonom popoln. Povezovalni člen med postopkoma je velikost osne sile v obravnavani armaturni palici. Če se palica ne ukloni, določimo osno silo v armaturni palici v okviru standardnega numeričnega modela. Ko pa ugotovimo, da se palica ukloni, t.j. ko je uklonska sila palice manjša od osne sile v palici iz analize, v nadaljnji numerični analizi stebra upoštevamo kar uklonsko silo. Uklonsko nosilnost palice določimo z uporabo enačbe (5.118), pri kateri predpostavimo, da je uklonska dolžina kar enaka razdalji med sosednjima stremenoma ($L_u = L_s$). Čas, pri katerem pride do pojava uklona izpostavljene armaturne palice A_i ($i = 1, 2, 3$ ali 4), označimo s $t_{cr}^{A_i}$.



Slika 6.20: Lege izpostavljenih armaturnih palic.
Figure 6.20: The position of a exposed reinforcing bars.

V preglednici 6.10 zberemo kritične (uklonske) čase za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC za dva nivoja začetne obtežbe, in sicer $\mu = 0.3$ ter $\mu = 0.5$. Rezultatov za najvišji nivo začetne obtežbe $\mu = 0.7$ ne prikazujemo, saj kritični čas porušitve t_{cr} nastopi pri času oslabilte stebra pri času $t_{cr,s} = 20$ min prečnega prereza v delu 'b' ($t_{cr} = t_{cr,s}$). Ugotovimo, da enostranska (nesimetrična) oslabiltev stebra (scenarij SC-1a) s sočasnim pojavom lokalnega uklona izpostavljenih armaturnih palic zmanjša požarno nosilnost obravnavanih AB stebrov od 34 % (steber obremenjen z $0.3 P_{cr,20^\circ C}$) pa do 60 % ($0.5 P_{cr,20^\circ C}$) glede na primerljive centrično obremenjene homogene AB stebre.

V primeru pojava dvostranske (simetrične) oslabilte stebra (scenarija SC-2a in SC-2a*) in sočasnega lokalnega uklona izpostavljenih armaturnih palic pa je zmanjšanje požarne nosilnosti AB stebrov manj izrazito, in sicer od 10 % (steber obremenjen z $0.3 P_{cr,20^\circ C}$) pa do 32 % ($0.5 P_{cr,20^\circ C}$).

V zgoraj omenjenih primerih je v povprečju polovica zmanjšanja nosilnosti posledica lokalnega uklona armaturnih palic, in sicer je pri manj obremenjenem AB stebru ta delež manjši, pri bolj obremenjenem pa večji.

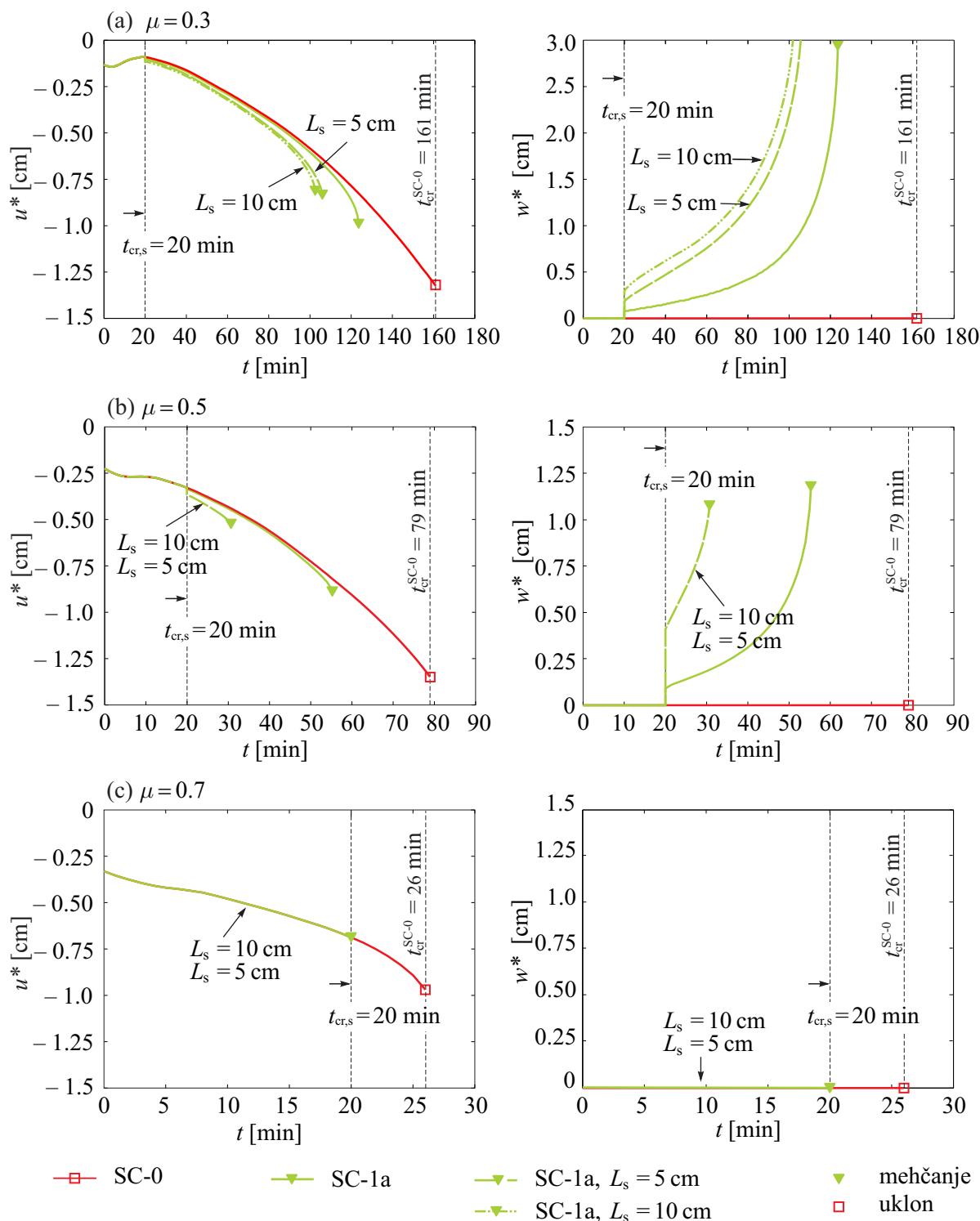
Dodatno ugotovimo, da se v splošnem vse izpostavljene armaturne palice (oznake A1 do A4 na sliki 6.20) uklonijo takoj po nastopu razslojitve dela betona pri času $t_{cr,s} = 20$ min, ter da izbira medsebojne oddaljenosti stremenske armature ($L_s = 5$ oz. 10 cm) nima bistvenega vpliva na požarno nosilnost AB stebra. Kot zanimivost lahko omenimo, da se pri najmanj obremenjenem AB stebru ($0.3 P_{cr,20^\circ C}$), pri katerem so stremena na medsebojni oddaljenosti $L_s = 5$ cm, ukloni le manj izpostavljena armaturna palica A1 (pri dvostranskem (simetričnem) luščenju poleg armaturne palice A1 še armaturna palica A3).

Preglednica 6.10: Kritični (uklonski) čas stebra z analiziranim lokalnim uklonom armaturne palice.
Table 6.10: The critical (buckling) time with analysis of local buckling of reinforcing bar.

HC	$\mu = 0.3$					$\mu = 0.5$			
	Scenarij	L_s [cm]	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0} [-]	$t_{cr}^{A1(A3)}$ [min]	$t_{cr}^{A2(A4)}$ [min]	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0} [-]	$t_{cr}^{A1(A3)}$ [min]
SC-0	/	161	1.0	/	/	79	1.0	/	/
SC-1a	/	124	0.77	/	/	55	0.70	/	/
	5	106	0.66	20	/	31	0.40	20	20
	10	103	0.64	20	20	31	0.40	20	20
SC-2a	/	153	0.95	/	/	73	0.92	/	/
	5	145	0.90	24	/	54	0.68	20	20
	10	141	0.88	20	20	54	0.68	20	20
SC-2a*	/	145	0.90	/	/	69	0.87	/	/
	5	140	0.87	24	/	54	0.68	20	20
	10	138	0.86	20	20	54	0.68	20	20

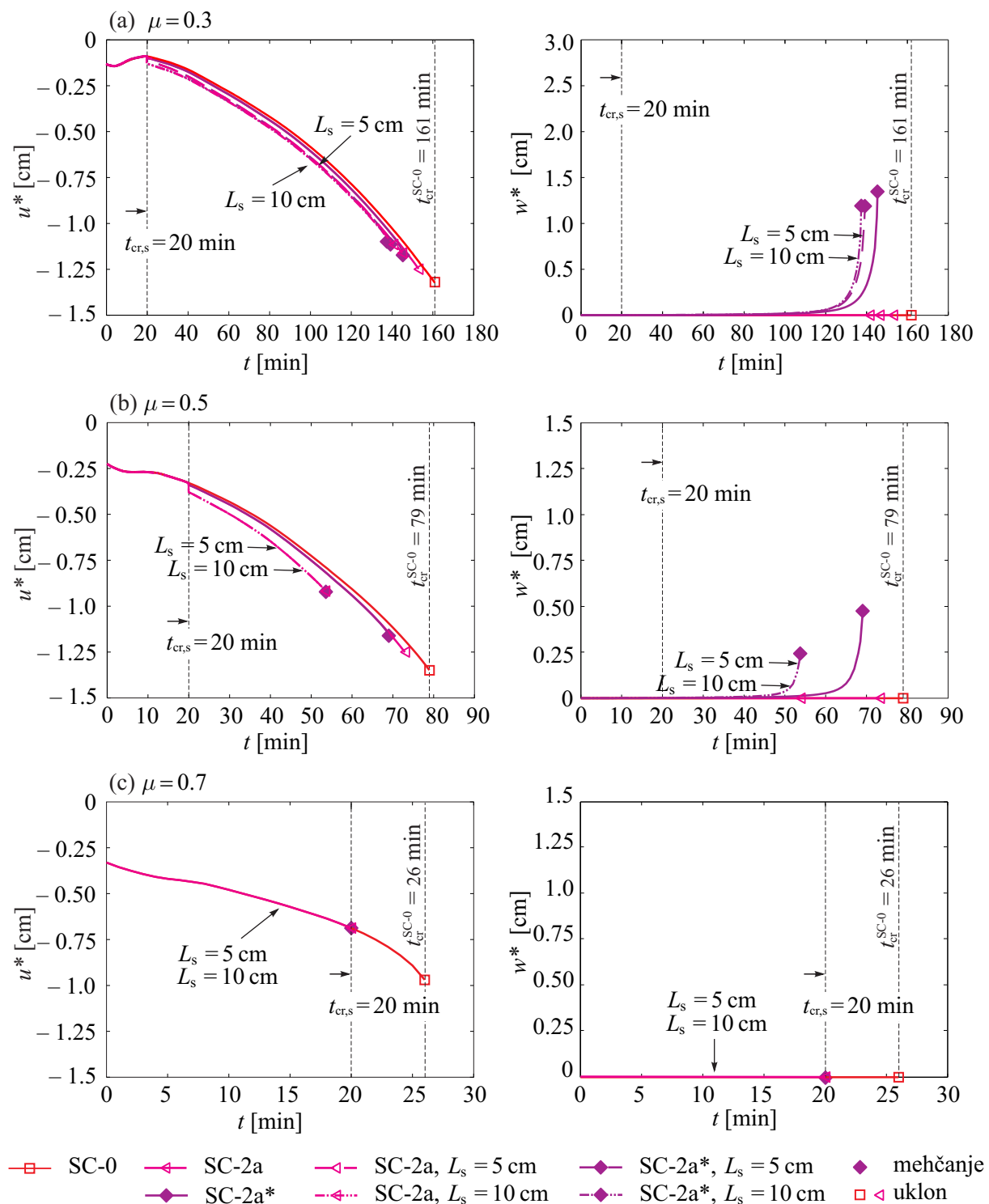
* začetna geometrijska nepopolnost dvostransko (simetrično) oslabiljenega stebra

Na sliki 6.21 in 6.22 prikazujemo še časovni razvoj navpičnega pomika krone stebra u^* in prečnega pomika w^* za predvidene tri scenarije (SC-1a na sliki 6.21, SC-2a in SC-2a* pa na sliki 6.22), kjer upoštevamo še lokalni uklon armaturnih palic, in sicer za različne nivoje začetne obtežbe (0.3 , 0.5 in $0.7 P_{cr,20^\circ C}$) za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC.



Slika 6.21: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC in obravnavanem lokalnem uklonu armaturne palice.

Figure 6.21: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve with analysis of local buckling of reinforcing bar.



Slika 6.22: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC in obravnavanem lokalnem uklonu armaturne palice.

Figure 6.22: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire load with analysis of local buckling of reinforcing bar.

6.5 Scenarij SC-1b oz. SC-2b: Luščenje nastopi, razslojeni del betona odpade oz. izleti v celoti

Pri zadnjem scenariju predpostavimo, da pride pri času $t_{cr,s} = 20$ min do luščenja celotnega razslojenega dela betona v osrednjem delu 'b' (enostransko ali dvostransko luščenje). V požarni analizi zato upoštevamo, da po tem času razslojeni del betona na globini h_1 in višini L_b v celoti odpade oz. izleti, osrednji del stebra pa je po luščenju izpostavljen višjim temperaturam.

Požarno analizo prav tako razdelimo na dva dela, toplotno-vlažnostni in mehanski del. Za razliko od ostalih dveh scenarijev (glej podpoglavje 6.3 in 6.4), sta dela požarne analize pri tem scenariju delno povezana, saj oslabitev enostransko oz. dvostransko oslabitev v osrednjem delu stebra upoštevamo v toplotno-vlažnostni in mehanski analizi. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba dela požarne analize in njuno delno povezanost.

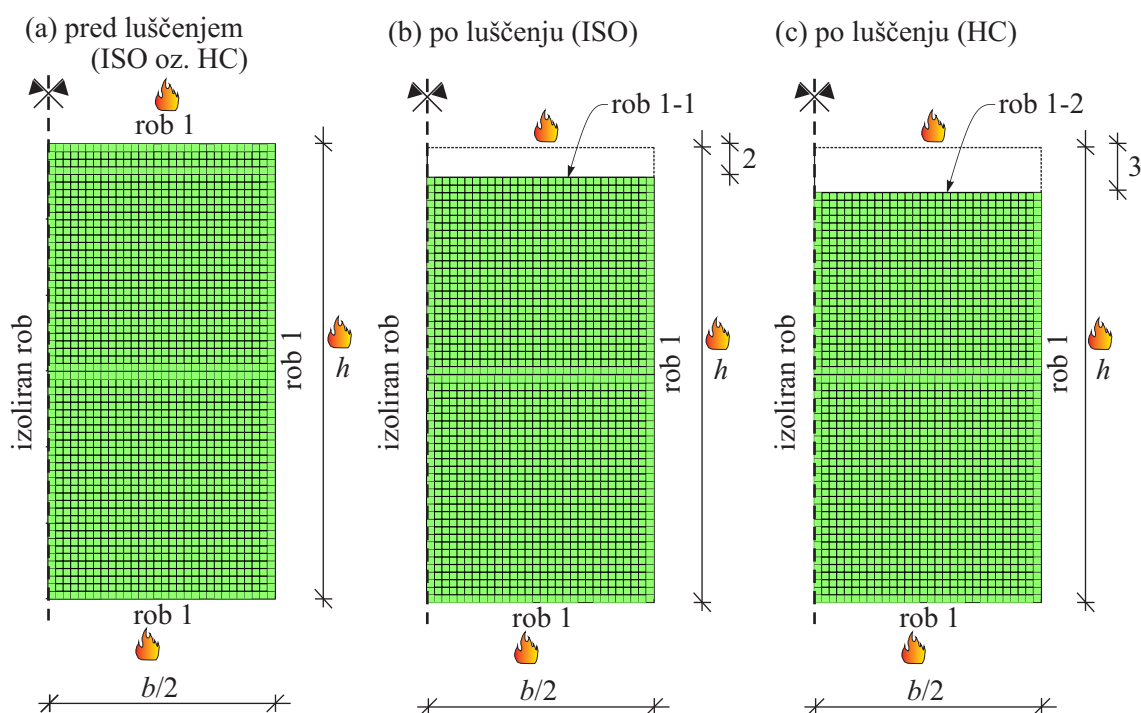
6.5.1 Toplotno-vlažnostna analiza v primeru enostranskega luščenja

6.5.1.1 Računski model

V toplotno-vlažnostni analizi upoštevamo, da razslojeni del betona pri času $t_{cr,s} = 20$ min odpade oz. izleti enostransko. To pomeni, da je oslabljeni del stebra od tega časa dalje na mestu razslojitve (odluščenja) na globini h_1 in višini L_b hipno izpostavljen višjim temperaturam. Razslojeni del, ki odpade oz. izleti namreč močno vpliva na nadaljnjo časovno razporeditev temperature (in vlage) med požarom v oslabljenem delu 'b'. Iz napisanega sledi, da moramo računski model po pojavu luščenja, ki nastopi pri času $t_{cr,s} = 20$ min ustrezno modificirati.

Kot smo že omenili, predpostavimo, da se temperatura požarnega prostora med požarom enakomerna spreminja skladno s temperaturo po požarni krivulji ISO oz. HC (glej sliko 6.1), zato analiziramo razporeditev temperature in vlage le po prečnem prerezu. Ker predpostavimo, da se razslojeni del v delu 'b' odlušči enostransko v celoti, s tem pa se celotni prerez na delu 'b' reducira, moramo zaradi zagotavljanja simetrije tudi po času nastopa luščenja pri $t_{cr,s} = 20$ min, že od začetka toplotno-vlažnostne analize obravnavati polovico in ne le četrtno prečnega prereza stebra (za homogen steber brez oslabitve glej razdelek 6.2.2.1). Parametrov, ki jih potrebujemo v toplotno-vlažnostni analizi, med požarom ne spreminjamo (glej razdelek 6.2.1.1).

Pri računu upoštevamo simetrijo in obravnavamo polovico prečnega prereza stebra. Modeliramo ga s 1800 štirivozličnimi končnimi elementi, kot to prikazujemo na sliki 6.23(a) za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Robni pogoji so do časa oslabitve oz. luščenja popolnoma enaki, kot jih uporabimo pri toplotno-vlažnostni analizi homogenega stebra (glej razdelek 6.2.2.1). Zaradi preglednosti jih prikazujemo v preglednici 6.2 posebej za rob prečnega prereza stebra, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC ('rob 1') in za izoliran rob. Računski časovni korak je enak $\Delta t = 0.5$ s.



Slika 6.23: Podatki računskega modela pri scenariju enostranskega (nesimetričnega) luščenja: (a) pred luščenjem za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC, (b) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in (c) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC.

Figure 6.23: Data of the numerical model for one-sided (symmetric) spalling: (a) before spalling for ISO and HC fire curve, (b) after spalling for ISO and (c) after spalling for HC fire curve.

Pri času oslabitve oz. luščenja $t_{cr,s} = 20$ min, ki smo ga določili po prvih dveh kriterijih (kriterij temperature in kriterij pornih tlakov, glej razdelek 6.2.1.2), prečni prezek osrednjega dela stebra 'b' reduciramo. To izvedemo tako, da odstranimo elemente na zgornjem robu, kot to predstavimo na sliki 6.23(b) in 6.23(c) pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Toplotno-vlažnostno analizo nadaljujemo z zmanjšanim številom končnih elementov, in sicer uporabimo 1680 oz. 1620 štirivozliščnih končnih elementov pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Pri tem času tudi spremenimo robne pogoje na novem robu z oznako 'rob 1-1' oz. 'rob 1-2', ki se nahaja na globini h_1 od zunanjega (starega) roba pred luščenjem z oznako 'rob 1'. Robne pogoje navajamo v preglednici 6.11 za steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.

Preglednica 6.11: Robni pogoji za predvideno enostransko luščenje.

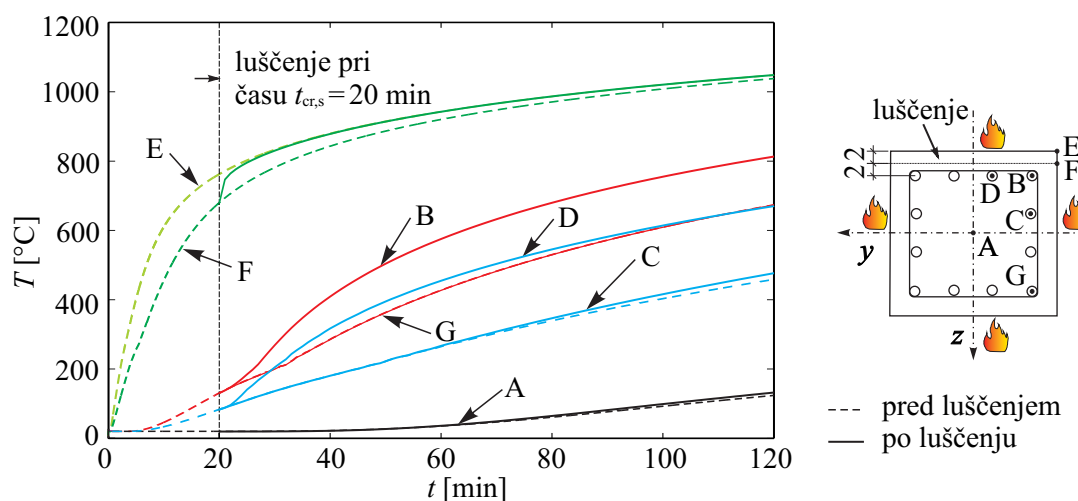
Table 6.11: Boundary conditions for predicted one-sided spalling.

	rob 1	rob 1-1	rob 1-2	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{ISO834(HC)})$	$q_T = q_T(T_{ISO834}^{t_{cr,s}=20\text{min}})$	$q_T = q_T(T_{HC}^{t_{cr,s}=20\text{min}})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ Mpa}$	$P_G = 0.1 \text{ Mpa}$	$P_G = 0.1 \text{ Mpa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

Mreže končnih elementov prečnega prereza za toplotno-vlažnostno analizo dodatno ne zgotovimo, zmanjšamo pa časovni korak po luščenju, kot to predlaga Ružić [42]. Računski čas trajanja požara je 240 min, časovni korak je v intervalu dveh minut po oslabitvi oz. luščenju enak $\Delta t = 0.1$ s, nato pa do konca analize enak $\Delta t = 0.5$ s.

6.5.1.2 Rezultati toplotno-vlažnostne analize

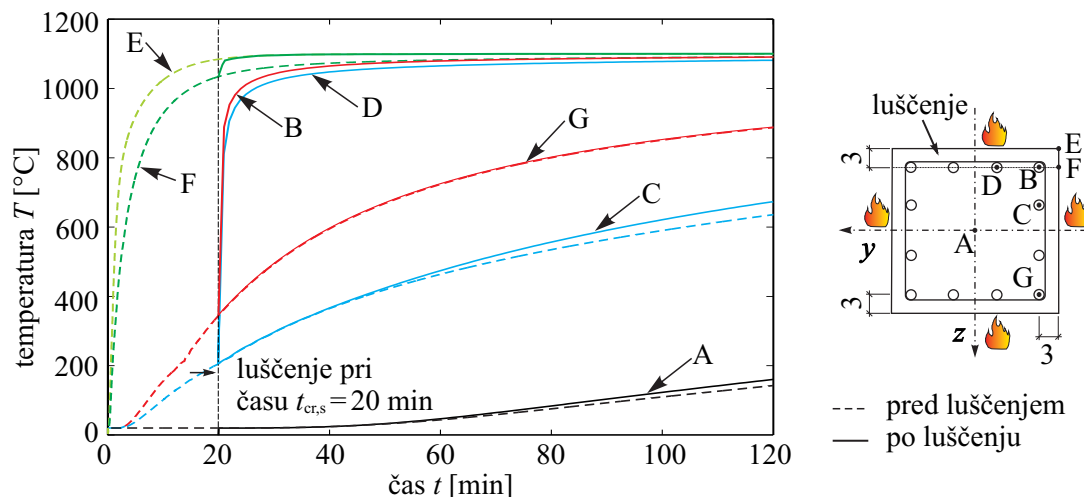
Na sliki 6.24 in 6.25 prikazujemo časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Zaradi večje preglednosti prikazujemo rezultate le do časa 120 min. Lega značilnih točk je enaka kot pri toplotno-vlažnostni analizi homogenega stebra (glej razdelek 6.3.1.1). Dodatno vpeljemo še točko G, s katero označimo lego najbolj izpostavljene armaturne palice na robu prečnega prereza, ki se ne odluči in je v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO oddaljena 4 cm od vogala prereza (glej sliko 6.24), v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC pa 3 cm (glej sliko 6.25).



Slika 6.24: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO pri predvidenem enostranskem (nesimetričnem) luščenju.

Figure 6.24: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for one-sided (antisymmetric) spalling for ISO fire curve.

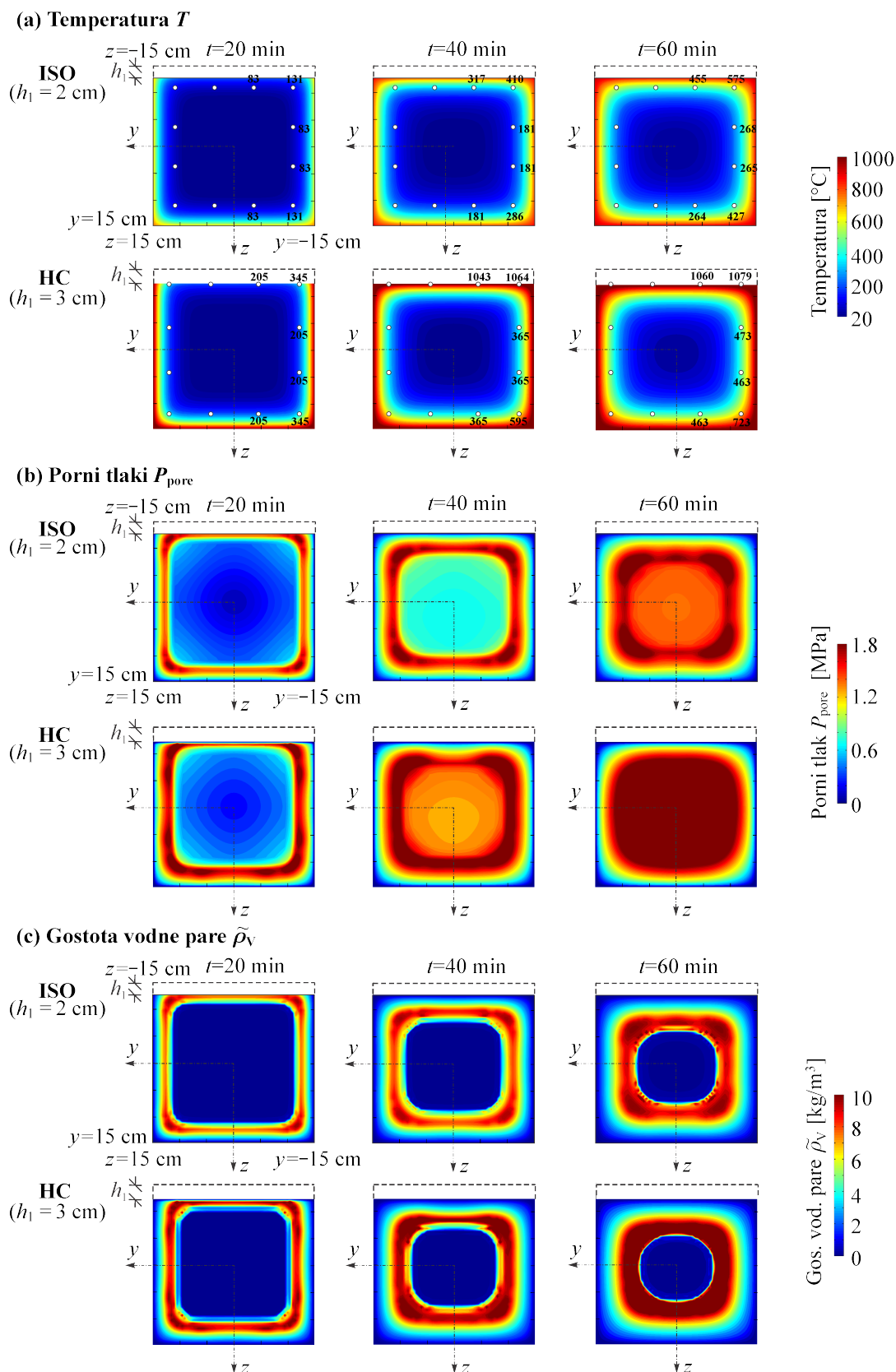
Temperature do časa luščenja pri $t_{cr,s} = 20$ min osrednjega dela stebra 'b' so pričakovano enake kot v primeru homogenega stebra (glej razdelek 6.3.1.1). Razlika v razvoju temperatur nastane po času nastopa luščenja v osrednjem delu 'b', ko razslojeni del višine L_b odpade oz. izleti v celoti. Pričakovano ugotovimo, da temperature v prerezu hitreje naraščajo v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC. Najvišje izračunane temperature do nastopa pojava luščenja v osrednjem delu stebra 'b' dosežemo v vogalni točki prereza (točka E), najnižje pa v težišču prereza (točka A). Do nastopa pojava luščenja sta zaradi simetričnega delovanja požarne obtežbe enaki tudi temperaturi v točkah C in D oz. B in G. Po nastopu luščenja pa se temperature zelo hitro povišajo. Temperatura v točki B narašča hitreje kot v točki G, prav tako temperatura v točki D glede na temperaturo v točki C. Najhitrejše naraščanje temperature po nastopu luščenja se razvije v točki F.



Slika 6.25: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC pri predvidenem enostranskem (nesimetričnem) luščenju.
Figure 6.25: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for one-sided spalling for column exposed to HC fire curve.

Poleg časovnega razvoja temperatur v značilnih točkah (A-G) prikazujemo na sliki 6.26 še izračunano krajevno razporeditev temperatur T , pornih tlakov P_{pore} in gostote vodne pare $\tilde{\rho}_v$ po prečnem prerezu stebra pri časih $t = 20, 40$ in 60 min, in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in HC.

Izračunano časovno spreminjanje temperaturnega polja po prečnem prerezu stebra predstavlja v mehanskem delu požarne analize temperaturno obtežbo osrednjega dela stebra. Temperatura v armaturnih palicah v osrednjem delu stebra 'b' je enaka temperaturi, ki se razvije v betonu na mestu armaturnih palic, njihove vrednosti pa za izbrane čase navedemo na sliki 6.26(a) ločeno za steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Za temperaturno obtežbo zgornjega 'a' dela in spodnjega 'c' dela stebra pa uporabimo temperaturna polja, ki veljajo za homogeni steber (glej razdelek 6.3.1 in sliko 6.13).



Slika 6.26: Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih za steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz.

HC za primer enostranskega (nesimetričnega) luščenja.

Figure 6.26: The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for one-sided (asymmetric) spalling.

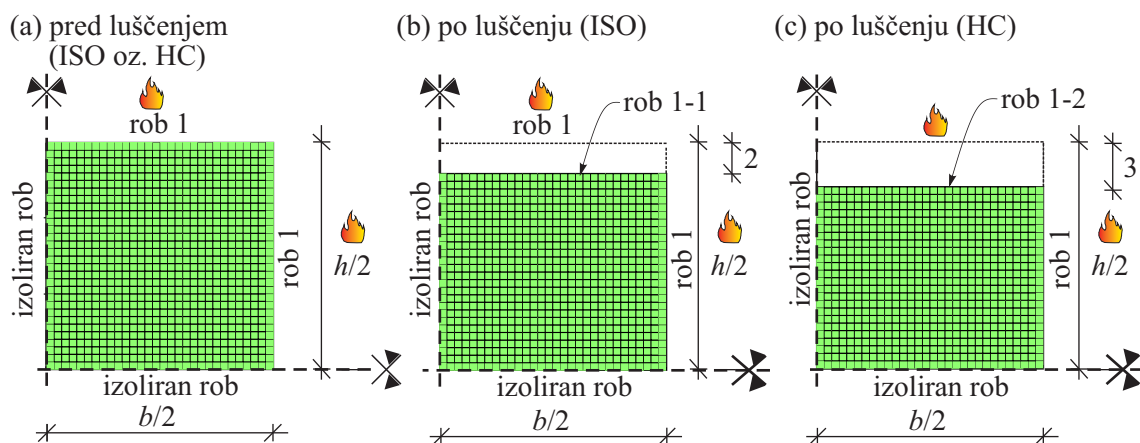
6.5.2 Toplotno-vlažnostna analiza v primeru dvostranskega luščenja

6.5.2.1 Računski model

V toplotno-vlažnostni analizi upoštevamo, da razslojeni del betona pri času $t_{cr,s} = 20$ min odpade oz. izleti dvostransko (simetrično). To pomeni, da je oslabljeni del stebra od tega časa dalje na mestu razslojitve (odluščenja) na globini h_1 in višini L_b dvostransko izpostavljen višjim temperaturam. Razslojeni del v oslabljenem delu 'b', ki odpade oz. izleti, namreč močno vpliva na nadaljnjo časovno razporeditev temperature (in vlage) med požarom. Iz napisanega sledi, da moramo računski model po pojavu luščenja, ki nastopi pri času $t_{cr,s} = 20$ min tudi v tem primeru ustrezno modificirati.

Predpostavimo, da se temperatura plinov v požarnem prostoru spreminja skladno s temperaturo po požarni krivulji ISO oz. HC (glej sliko 6.1), zato analiziramo razporeditev temperature in vlage le po prečnem prerezu stebra. Ker predpostavimo, da se razslojeni del v delu 'b' odlušči dvostransko (simetrično) v celoti, s tem pa se celotni prerez na delu 'b' reducira, je zaradi zagotavljanja simetrije dovolj, da analiziramo četrtino prečnega prereza stebra. Za račun temperaturnega polja do časa luščenja $t_{cr,s}$ uporabimo računski model za homogeni steber, ki smo ga predstavili v razdelku 6.3.1. Parametrov, ki jih potrebujemo v toplotno-vlažnostni analizi, med požarom ne spreminjamo (glej razdelek 6.2.1.1).

Kot smo že omenili, pri toplotno-vlažnostni analizi dvostranskega luščenja v delu 'b' izkoristimo prednost simetrije in obravnavamo le četrtino prečnega prereza stebra. Modeliramo ga z 900 štirivozliščnimi končnimi elementi, kot to prikazujemo na sliki 6.27(a) za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Robni pogoji do predvidenega časa luščenja $t_{cr,s}$ v osrednjem delu stebra 'b' so enaki kot za homogeni steber (glej razdelek 6.2.2.1 in preglednico 6.2).



Slika 6.27: Podatki računskega modela pri scenariju dvostranskega (simetričnega) luščenja: (a) pred luščenjem za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC, (b) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in (c) po luščenju za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji HC.

Figure 6.27: Data of the numerical model for two-sided (symmetric) spalling: (a) before spalling for ISO and HC fire curve, (b) after spalling for ISO and (c) after spalling for HC fire curve.

Pri času oslabitve oz. luščenja $t_{cr,s} = 20$ min, ki smo ga določili po prvih dveh kriterijih (kriterij temperature in kriterij pornih tlakov, glej razdelek 6.2.1.2), prečni prerez osrednjega dela stebra 'b' stebra ustrezno zmanjšamo. To izvedemo tako, da odstranimo elemente na zgornjem robu, kot to prikazujemo na sliki 6.27(b) in 6.27(c) pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Toplotno-vlažnostno analizo nadaljujemo z zmanjšanim številom končnih elementov, in sicer uporabimo 780 oz. 720 štirivozlišnih končnih elementov pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Pri tem času tudi spremenimo robne pogoje na novem robu z oznako 'rob 1-1' oz. 'rob 1-2', ki se nahaja na globini h_1 od zunanjega (starega) roba pred luščenjem z oznako 'rob 1'. Robne pogoje navajamo v preglednici 6.12 za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.

Mreže končnih elementov prečnega prereza za toplotno-vlažnostno analizo dodatno ne zgostimo, zmanjšamo pa časovni korak pri času luščenja $t_{cr,s}$ kot to predlaga Ružić [42]. Računski čas trajanja požara je 240 min, časovni korak je v intervalu dveh minut po oslabitvi oz. luščenju enak $\Delta t = 0.1$ s, nato pa do konca analize enak $\Delta t = 0.5$ s.

Preglednica 6.12: Robni pogoji za predvideno dvostransko luščenje.

Table 6.12: Boundary conditions for predicted two-sided spalling.

	rob 1	rob 1-1	rob 1-2	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{ISO834(HC)})$	$q_T = q_T(T_{ISO834}^{t_{cr,s}=20\text{min}})$	$q_T = q_T(T_{HC}^{t_{cr,s}=20\text{min}})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1$ Mpa	$P_G = 0.1$ Mpa	$P_G = 0.1$ Mpa	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

6.5.2.2 Rezultati-toplotno vlažnostne analize

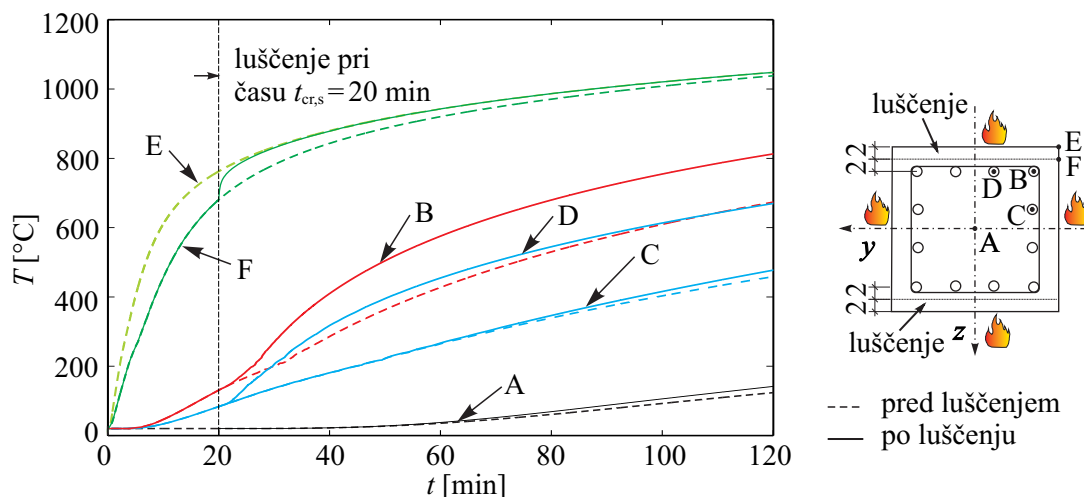
Na sliki 6.28 in 6.29 prikazujemo časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Zaradi večje preglednosti prikazujemo rezultate le do časa 120 min. Lega značilnih točk je enaka kot pri toplotno-vlažnostni analizi homogenega stebra (glej razdelek 6.3.1.1).

Temperature do časa luščenja pri $t_{cr,s} = 20$ min osrednjega dela stebra 'b' so pričakovano enake kot v primeru homogenega stebra (glej razdelek 6.3.1.1). Razlika v razvoju temperatur nastane po času nastopa luščenja v osrednjem delu 'b', ko razslojeni del višine L_b odpade oz. izleti v celoti. Pričakovano ugotovimo, da temperature v prečnem prerezu hitreje naraščajo v primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC. Najvišje izračunane temperature do nastopa pojava luščenja v osrednjem delu dosežemo v vogalni točki prereza (točka E), najnižje pa v težišču prereza (točka A). Do nastopa pojava luščenja sta zaradi simetričnega delovanja požarne obtežbe enaki tudi temperaturi v točkah C in D. Po nastopu luščenja pa se temperature zelo hitro povišajo. Temperatura v točki D glede na temperaturo v točki C narašča bistveno hitreje. Najvišje temperature po nastopu luščenja $t_{cr,s}$ se razvijejo v točki F.

Poleg časovnega razvoja temperatur v značilnih točkah (A-E) prikazujemo na sliki 6.30 še razporeditev temperature, pornih tlakov in gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih $t = 20, 40$ in 60 min, in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC.

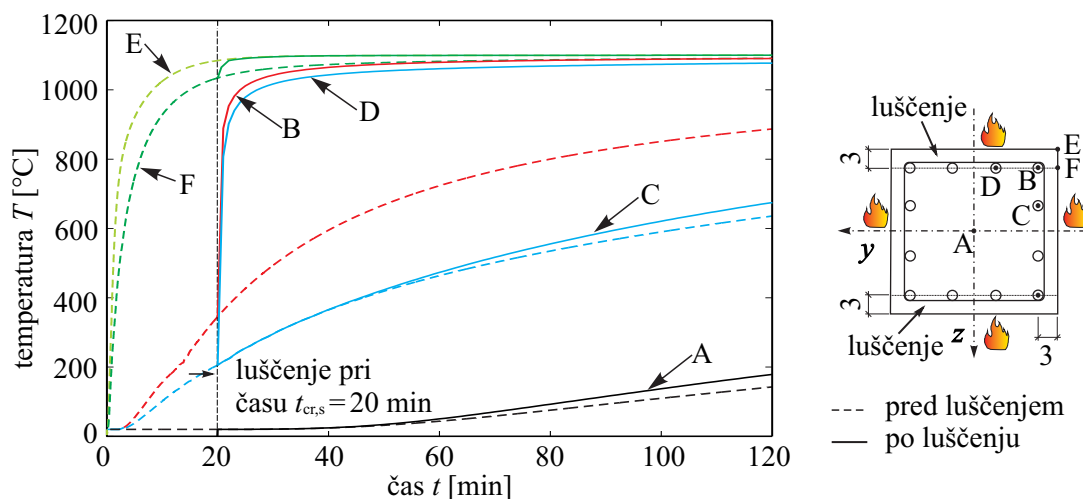
Izračunano časovno spreminjanje temperaturnega polja po prečnem prerezu stebra predstavlja v mehanskem delu požarne analize temperaturno obtežbo osrednjega dela stebra. Temperatura v armaturnih pa-

licah v osrednjem delu stebra 'b' je enaka temperaturi, ki se razvije v betonu na mestu armaturnih palic, njihove vrednosti pa za izbrane čase navedemo na sliki 6.30(a) ločeno za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Za temperaturno obtežbo zgornjega 'a' dela in spodnjega 'c' dela stebra pa uporabimo temperaturna polja, ki veljajo za homogeni steber (glej razdelek 6.3.1 in sliko 6.13).



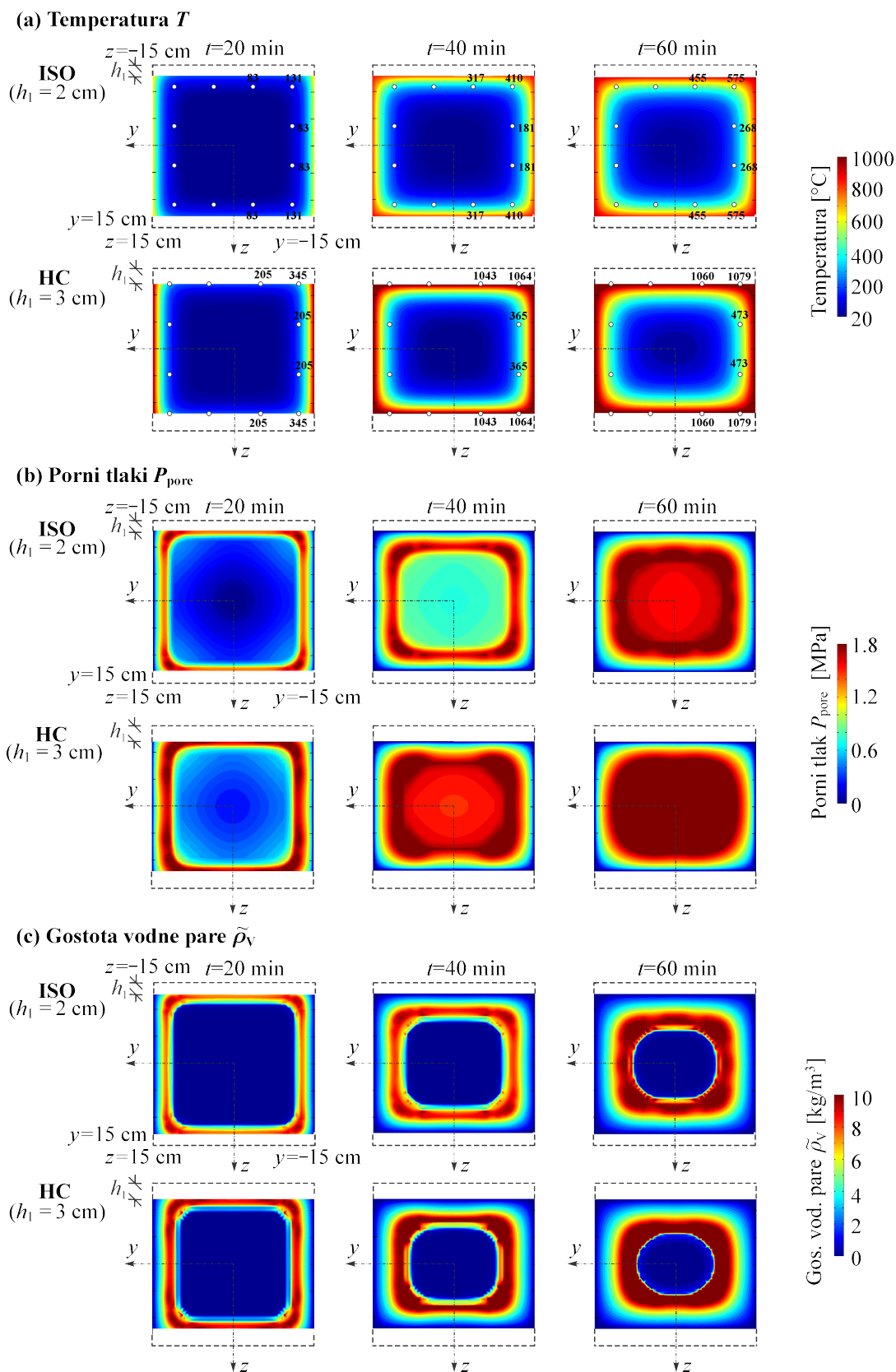
Slika 6.28: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO pri predvidenem dvostranskem (simetričnem) luščenju.

Figure 6.28: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for two-sided (symmetric) spalling for ISO fire curve.



Slika 6.29: Časovni razvoj temperature v značilnih točkah prečnega prereza stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC pri predvidenem dvostranskem (simetričnem) luščenju.

Figure 6.29: Temperature-time curves in characteristic points of the cross-section for two-sided (symmetric) spalling for HC fire curve.



Slika 6.30: Krajevna razporeditev: (a) temperature, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu pri izbranih časih za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC za primer dvostranskega (simetričnega) luščenja.

Figure 6.30: The time and space distribution of (a) temperature, (b) pore pressures and (c) water vapour contents over the column cross-section exposed to ISO and HC fire curve for two-sided (symmetric) spalling.

6.5.3 Mehanska analiza

V mehanskem delu požarne analize upoštevamo, da po času $t_{cr,s} = 20$ min razslojeni del betona v osrednjem delu stebra 'b' odpade oz. izleti. To pomeni, da imamo na osrednjem delu stebra oslabilen prerez. Vsi ostali parametri mehanskega dela požarne analize (obtežba, materialni parametri, konstitucijski zakoni, adicijski razcep, ...) ostanejo enaki kot pri analizi homogenega stebra (glej podpoglavje 6.3.2). Iz napisanega sledi, da uklonsko nosilnost oz. požarno nosilnost stebra, ki je v osrednjem delu 'b' enostransko oz. dvostransko oslabilen (odluščen), analiziramo enako, kot smo to detajlno predstavili v razdelku 6.4.2. Ker je postopek mehanske analize v tem primeru enak, ga tukaj ponovno ne opisujemo (za integracijsko shemo glej sliko 6.17).

V nadaljevanju prikazujemo rezultate mehanske analize oslabiljenega AB stebra, pridobljene z MKE. Rezultate primerjamo z rezultati mehanske analize homogenega AB stebra (scenarij SC-0), predstavljene v podpoglavju 6.3.2. Ugotovimo, da se enostransko odluščeni centrično obremenjeni AB steber (scenarij SC-1b) med požarom upogibno deformira in poruši zaradi materialnega mehčanja v osrednjem oslabiljenem delu, pri dvostranskem (simetrično) oslabiljenem (odluščenem) AB steberu (scenarij SC-2b) pa se med požarom pojavi uklon. Dodatno analiziramo še mehanski odziv geometrijsko nepopolnega simetrično oslabiljenega (odluščenega) AB stebra (scenarij SC-2b*). Tak steber se med požarom upogibno deformira in računsko poruši zaradi mehčanja materiala. V vseh analiziranih primerih čas porušitve (uklona) stebra označimo s t_{cr} . Ponovno poudarimo, da v vseh primerih oslabitev stebra nastopi pri času $t_{cr,s} = 20$ min.

V preglednici 6.13 in 6.14 zberemo kritične (uklonske) čase za tri različne požarne scenarije v odvisnosti od nivoja začetne obtežbe stebra (0.3, 0.5 in 0.7 $P_{cr,20^\circ C}$), in sicer ločeno za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Kritične čase primerjamo s kritičnimi časi primerljivih homogenih AB stebrov (SC-0).

Preglednica 6.13: Kritični (uklonski) čas stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO za predviden scenarij luščenja in pripadajoč delež kritičnega (uklonskega) časa glede na scenarij SC-0 za različen nivo začetne obtežbe.

Table 6.13: The critical (buckling) time for a predicted spalling scenario and the ratio of critical (buckling) time regarding to scenario SC-0 for a various initial load level.

ISO Scenarij	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.5$		$\mu = 0.7$	
	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}
SC-0	204 \diamond	1	127 \diamond	1	60 \diamond	1
SC-1b	120 \blacklozenge	0.59	67 \blacklozenge	0.53	31 \blacklozenge	0.52
SC-2b	159 \diamond	0.78	92 \diamond	0.74	36 \diamond	0.60
SC-2b*	149 \blacklozenge	0.73	88 \blacklozenge	0.71	36 \blacklozenge	0.60

* začetna nepopolnost dvostransko oslabiljenega (odluščenega) stebra

\blacklozenge materialno mehčanje

\diamond uklon stebra

Pričakovano ugotovimo, da ima pojav eksplozivnega luščenja največji vpliv na požarno nosilnost AB stebra. V primeru najbolj obremenjenega stebra (0.7 $P_{cr,20^\circ C}$) izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC enostransko (nesimetrično) oz. dvostransko (simetrično) luščenje (pri času $t_{cr,s} = 20$ min) povzroči celo njegovo računsko porušitev (kot pri scenariju SC-1a oz. SC-2a).

Preglednica 6.14: Kritični (uklonski) čas stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji HC za predviden scenarij luščenja in pripadajoč delež kritičnega (uklonskega) časa glede na scenarij SC-0 za različen nivo začetne obtežbe.

Table 6.14: The critical (buckling) time for a predicted spalling scenario and the ratio of critical (buckling) time regarding to scenario SC-0 for a various initial load level.

HC Scenarij	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.5$		$\mu = 0.7$	
	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}	t_{cr} [min]	t_{cr}/t_{cr}^{SC-0}
SC-0	161 \diamond	1	79 \diamond	1	26 \diamond	1
SC-1b	60 \blacklozenge	0.37	23 \blacklozenge	0.29	20 \blacklozenge	0.77
SC-2b	92 \diamond	0.57	32 \diamond	0.41	20 \blacklozenge	0.77
SC-2b*	87 \blacklozenge	0.54	32 \blacklozenge	0.41	20 \blacklozenge	0.77

* začetna nepopolnost dvostransko oslabiljenega (odluščenega) stebra

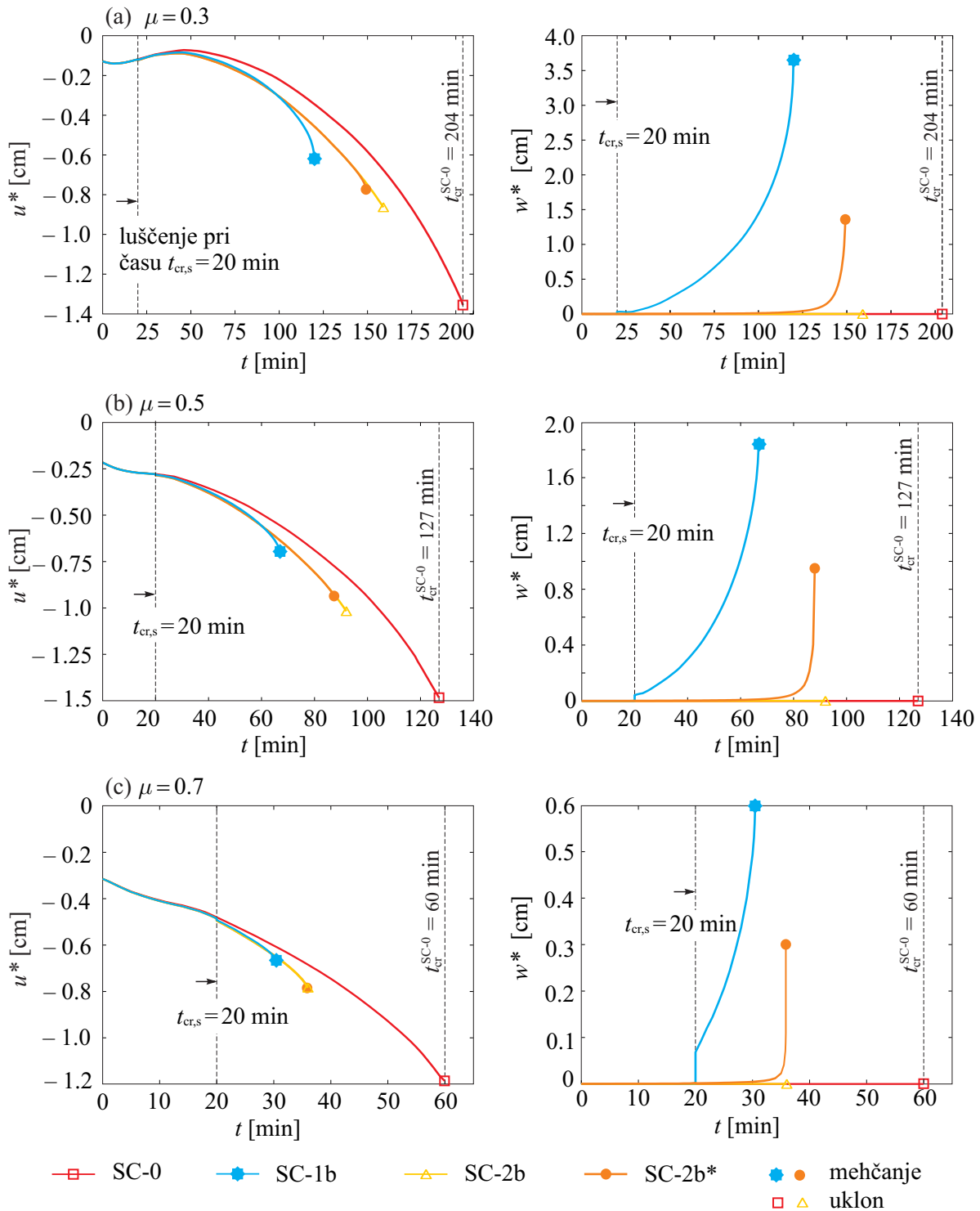
\blacklozenge materialno mehčanje

\diamond uklon stebra

V primeru pojava enostranskega luščenja (scenarij SC-1b) se požarna nosilnost AB stebra zmanjša od 41 % (steber obremenjen z $0.3 P_{cr,20^\circ C}$ in izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO) pa do 71 % ($0.5 P_{cr,20^\circ C}$, HC) glede na primerljive centrično obremenjene homogene AB stebre, v primeru dvostranskega (simetričnega) luščenja (scenarija SC-2b in SC-2b*) pa manj, in sicer od 22 do 59 %. Dvostransko (simetrično) oslabiljeni stebri se namreč porušijo zaradi pojava uklona, ki je v pogojih požara manj kritičen.

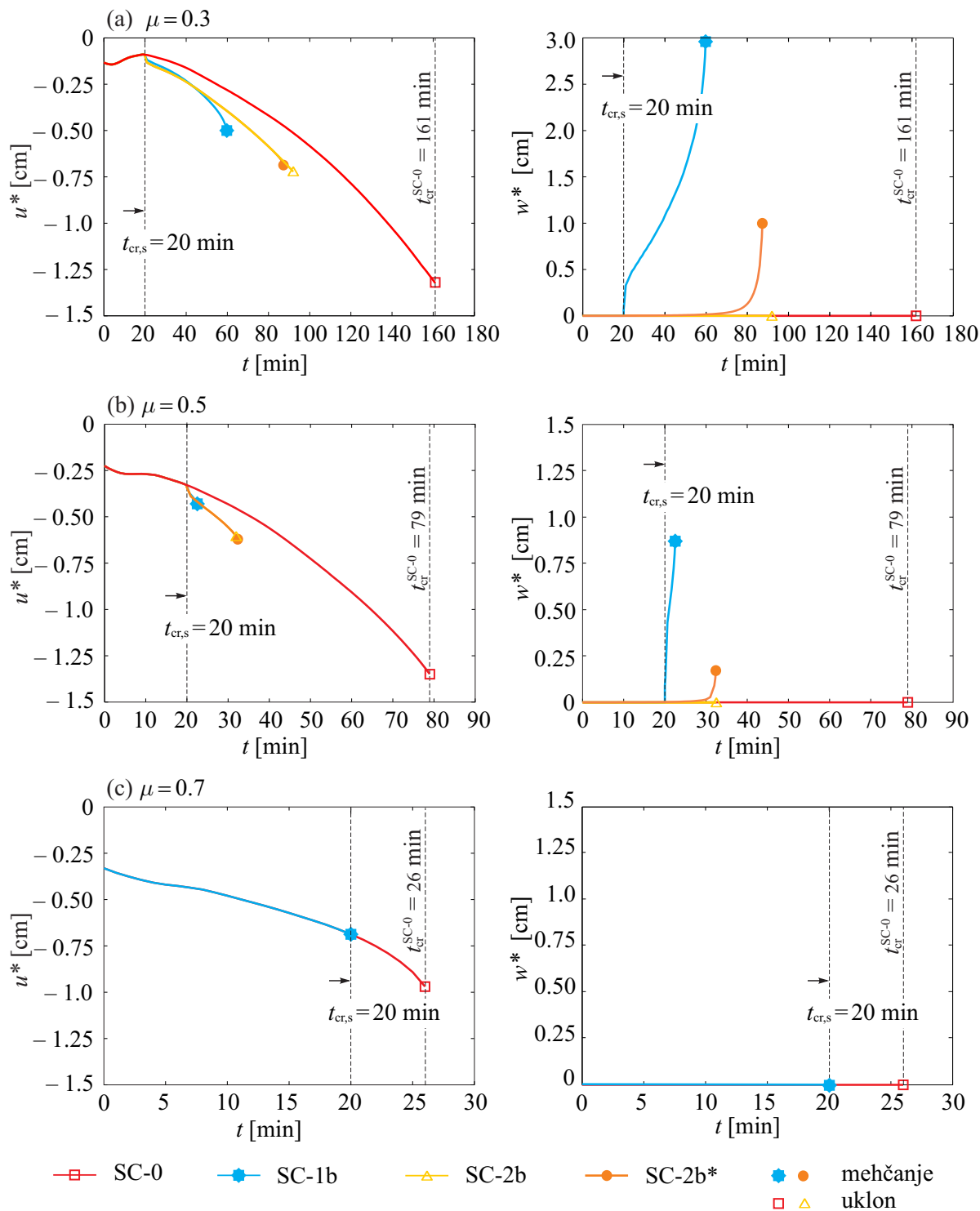
Dodatno ugotovimo, da upoštevanje začetne geometrijske nepopolnosti AB stebra pri pojavu dvostranskega (simetričnega) luščenja (scenarij SC-2a*) zmanjša požarno nosilnost AB stebra največ za dodatnih 5 %. Taki stebri se porušijo zaradi materialnega mehčanja.

Na sliki 6.31 in 6.32 prikazujemo še časovni razvoj navpičnega pomika krone stebra u^* in prečnega pomika w^* za predvidene scenarije (SC-1b, SC-2b in SC-2b*) za različne nivoje začetne obtežbe ($0.3, 0.5$ in $0.7 P_{cr,20^\circ C}$), in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC. Ugotovimo, da je časovni razvoj navpičnega pomika krone stebra u^* za obravnavane scenarije (SC-1b, SC-2b in SC-2b*) zelo podoben. Razliko opazimo pri vseh obravnavanih scenarijih pri najvišji obtežbi in izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji HC, saj se oslabiljeni AB steber ob nastopu luščenja poruši zaradi materialnega mehčanja. Bolj zanimiv je časovni razvoj prečnega pomika w^* na sredini AB stebra. Pri enostranskem (nesimetrično) oslabiljenem centrično obremenjenem stebru (SC-1b) se prečni pomik ob nastopu oslavitve hipno poveča, nato pa postopoma narašča vse do porušitve zaradi materialnega mehčanja. Dvostransko oslabiljeni centrično obremenjeni AB steber (SC-2b) tudi po oslavitvi (luščenju) ostane popolnoma raven vse do pojava uklona. Geometrijsko nepopoln AB steber (SC-2b*) z dvostransko oslavitvijo (dvostransko luščenje) se pri času t_{cr} poruši zaradi materialnega mehčanja. Na krivuljah na slikah 6.31 in 6.32 s šrafiranimi (polnimi) liki označimo materialno mehčanje, z nešrafiranimi (praznimi) pa pojav uklona AB stebra.



Slika 6.31: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO, kjer razslojeni del odpade oz izleti.

Figure 6.31: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for ISO fire curve, where the delimited part flies out.



Slika 6.32: Časovni razvoj pomika u^* in w^* za različne nivoje začetne obtežbe: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ in (c) $\mu = 0.7$ pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC, kjer razslojeni del odpade oz. izleti.

Figure 6.32: The time development of displacement u^* and w^* for different initial magnitude of the load: (a) $\mu = 0.3$; (b) $\mu = 0.5$ and (c) $\mu = 0.7$ for HC fire curve, where the delimited part flies out.

7 ZAKLJUČEK

V doktorski disertaciji smo predstavili možne scenarije porušitve armiranobetonskih stebrov med požarom in tem scenarijem prilagojene računske postopke za določitev njihove požarne nosilnosti. Računski postopki so numerični ali pa, tam kjer je to mogoče, pol-analitični. Na koncu so vsi delni računski postopki združeni v globalni algoritem za določitev požarne nosilnosti armiranobetonskega stebra. Pomembni novosti tega globalnega algoritma sta v tem, da z njim lahko ocenimo požarno nosilnost stebrov tudi z upoštevanjem lokalnega uklona armaturnih palic in oslabiljenega stebra zaradi pojava eksplozivnega luščenja betona. Predstavljeni globalni algoritem je dvofazen. V prvi fazi določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur v požarnem prostoru. To določimo z računalniškimi programi ali pa z eksperimentalno določenimi požarnimi krivuljami. Z uporabo dobljenih rezultatov nato v prvem delu druge faze požarne analize, ki ga imenujemo toplotno-vlažnostni del, določimo časovno in krajevno razporeditev temperature, pornih tlakov in koncentracije suhega zraka in vodne pare v betonu. V nadaljevanju v drugem delu druge faze, ki ga imenujemo mehanski del požarne analize, določimo požarno nosilnost obravnavanega armiranobetonskega stebra. V mehanskem delu oslabiljeni ali neoslabiljeni steber modeliramo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca. Vsi konstitucijski modeli osnovnih enačb armiranobetonskega stebra so nelinearni, materialni parametri pa temperaturno odvisni. Vsi bistveni fizikalni procesi, ki se dogajajo v betonu in armaturnih palicah med požarom, so v modelu upoštevani v obliki adicijskega razcepa. V disertaciji smo tako upoštevali temperaturne deformacije, lezenje betona pri povišanih temperaturah, prehodne deformacije betona in viskozno lezenje jekla pri visokih temperaturah. Za oceno vpliva eksplozivnega luščenja betona na požarno nosilnost armiranobetonskega stebra obravnavamo oba dela druge faze požarne analize v globalnem algoritmu delno povezano. Kot kriterije za oceno nastanka eksplozivnega luščenja betona in količino odluščenega betona pa upoštevamo višino temperatur in pornih tlakov v betonu ter nivo deformacijske energije in uklonsko nosilnost odluščenega dela betona. Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize smo za vse obravnavane scenarije porušitve stebra rešili z numeričnim postopkom - z metodo končnih elementov, nekatere pa tudi s pol-analitičnim postopkom. Pri izpeljavi numeričnih postopkov smo dopolnili in ustrezno razširili računalniški program NFIRA, ki deluje v programskem okolju MatLab. Z obsežnimi parametričnimi študijami smo z upoštevanjem različnih scenarijev porušitve armiranobetonskih stebrov med požarom ugotovili:

- da so predstavljeni možni scenariji porušitve armiranobetonskih stebrov med požarom in scenarijem prilagojeni numerični in pol-analitični postopki, ki so združeni v globalni algoritem, zelo pomembni za pravilno oceno požarne nosilnosti armiranobetonskih stebrov in okvirjev. Ker so predstavljeni računski postopki tudi zelo natančni, so le-ti primerni za oceno požarne nosilnosti armiranobetonskih stebrov in okvirjev;
- da je vpliv razslojenega in nalomljenega oz. razdrobljenega dela betona (brez eksplozivnega luščenja betona in brez lokalnega uklona armaturnih palic) pomemben za določitev požarne nosilnosti armiranobetonskih stebrov. Tako lahko ta vpliv zmanjša požarno nosilnost dvostransko (simetrično) oslabiljenih stebrov do 23 %, pri enostransko (nesimetrično) oslabiljenih stebrih pa tudi do 30 % glede na primerljive homogene centrično obremenjene armiranobetonske stebre;

- da je vpliv razslojenega in nalomljenega oz. razdrobljenega dela betona (brez eksplozivnega luščenja betona) z upoštevanjem lokalnega uklona armaturnih palic še bolj izrazit na požarno nosilnost armiranobetonskih stebrov. Tako lahko lokalni uklon armaturnih palic še dodatno zmanjša požarno nosilnost stebrov do 30 % glede na primerljive centrično obremenjene homogene stebre;
- da ima eksplozivno luščenje betona pričakovano bistven in največji vpliv na požarno nosilnost armiranobetonskih stebrov. Tako lahko ta vpliv zmanjša požarno nosilnost dvostransko (simetrično) odlučenih stebrov do 59 %, pri enostransko (nesimetrično) odlučenih stebrih pa tudi do 71 % glede na primerljive centrično obremenjene homogene stebre. Zmanjšana požarna nosilnost stebrov je predvsem posledica spremenjenega temperaturnega polja in posledično spremenjenih mehanskih lastnosti betona in armature zaradi oslabljenega stebra, ki ga v globalnem algoritmu določimo z upoštevanjem delno povezanega toplotno-vlažnostnega in mehanskega dela druge faze požarne analize.

8 POVZETEK

V disertaciji smo predstavili scenarije porušitve armiranobetonskih stebrov med požarom in tem scenarijem prilagojene računske postopke za določitev njihove požarne nosilnosti. Računski postopki so numerični, kjer je mogoče, pa tudi analitični. Vsi delni računski postopki so na koncu združeni v globalni algoritem. Pomembni novosti globalnega algoritma sta, da uklonsko nosilnost armiranobetonskega stebra določimo z upoštevanjem lokalnega uklona armaturnih palic in oslabljenega stebra zaradi pojava eksplozivnega luščenja. Zaradi zahtevnosti je globalni algoritem razdeljen v dve fazi. Fazi sta detajlneje predstavljeni v drugem, tretjem, četrtem in petem poglavju.

V prvi fazi določimo časovno in krajevno razporeditev temperatur v požarnem prostoru z uporabo požarnih krivulj. Na osnovi teh podatkov v prvem delu druge faze, ki jo imenujemo toplotno-vlažnostni del, določimo časovno in krajevno razporeditev temperature, pornih tlakov, koncentracij vode in zmesi suhega zraka in vodne pare. Ta del analize smo izvedli z računalniškim programom *MoistureHeat2* [46], ki temelji na modelu Davieja in sodelavcev [11]. V drugem delu druge faze, ki jo imenujemo mehanski del požarne analize, določimo požarno nosilnost obravnavanega armiranobetonskega stebra. Neoslabljeni oz. delno oslabljeni steber modeliramo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca. Vsi konstitucijski modeli osnovnih enačb so nelinearni in temperaturno odvisni. Vsi bistveni fizikalni procesi, ki se dogajajo v betonu in armaturnih palicah med požarom, so v modelu upoštevani v obliki adicijskega razcepa. V doktorski disertaciji smo tako upoštevali temperaturne deformacije betona in armature, lezenje betona pri povišanih temperaturah, prehodne deformacije betona in viskozno lezenje jekla pri povišanih temperaturah. Za oceno vpliva eksplozivnega luščenja betona na požarno nosilnost armiranobetonskega stebra smo oba dela druge faze obravnavali delno povezano. Kot kriterij za oceno nastanka eksplozivnega luščenja in količino odluščenega dela smo upoštevali hkratni vpliv višine temperatur in pornih tlakov v betonu, nivo deformacijske energije ter uklonsko nosilnost odluščenega dela. Na osnovi deformacijske energije smo določili tudi hitrost izleta odluščenega dela betona. Delni vpliv mehanske analize na toplotno-vlažnostno analizo predstavljenega modela smo upoštevali s spremenjeno geometrijo stebra, ki je posledica odluščenega dela, ta pa je posledica tako toplotno-vlažnostnih kot tudi toplotno-mehanskih procesov v betonu. Osnovne enačbe mehanskega dela požarne analize smo za različne scenarije porušitve rešili s pol-analitičnim ali z numeričnim postopkom, in sicer z metodo končnih elementov. Pri pol-analitičnem postopku smo izračunali ravnotežno lego obravnavanega stebra kot dela okvirja z uporabo Reissnerjeve teorije ravninskih nosilcev [47]. V nadaljevanju smo z uporabo Kellerjevega izreka [48], ki pravi, da so uklonske sile lineariziranega problema enake uklonskim silam osnovnega problema, zapisali linearni sistem diferencialnih enačb in ga rešili. Nato smo poiskali kritično rešitev sistema, ki je predstavljala Eulerjevo [25] kritično uklonsko silo obravnavanega armiranobetonskega stebra oz. okvirja. Pri numeričnem postopku pa smo problem osnovnih enačb rešili z Galerkinovo metodo končnih elementov. Pri tej smo vzdolž referenčne osi elementa interpolirali le deformacijske količine [92]. Pri obeh postopkih smo poleg osnovnih enačb upoštevali tudi ustrezne povezovalne enačbe. Končni sistem enačb smo rešili tako, da smo celoten čas trajanja požara razdelili na časovne intervale, v vsakem časovnem koraku pa smo za reševanje uporabili Newtonovo inkrementno-iteracijsko metodo. V ta namen smo ustrezno dopolnili in razširili računalniški program *NFIRA*, ki deluje v programskem

okolju MatLab.

V zadnjem delu doktorske disertacije, ki se nanaša na numerične analize, smo z obsežnimi parametričnimi študijami ugotovili: (i) da eksplozivno luščenje betona pomembno zmanjša požarno nosilnost armiranobetonskega stebra predvsem pri nesimetričnem (enostranskem) luščenju in ga v požarni analizi eksplozivno izpostavljenih armiranobetonskih stebrih moramo upoštevati in (ii) da hkrati pojav razslojevanja in lomljenja (drobljenja) betona in lokalnega uklona armaturnih palic opazno zmanjša požarno nosilnost armiranobetonskih stebrov in tudi okvirjev.

V prilogi k doktorski disertaciji smo na kratko predstavili še pol-analitični postopek za analizo uklonske nosilnosti homogenih armiranobetonskih stebrov med požarom. S parametrično študijo smo ugotovili, da imajo različni 'geometrijski parametri' pomemben vpliv na uklonsko nosilnost armiranobetonskega stebra kot dela okvirja v pogojih požara. Z različnimi 'geometrijski parametri' smo pri tem zajeli razporeditev vzdolžne armature, stopnjo armiranja z vzdolžno armaturo, oddaljenost vzdolžnih armaturnih palic od zunanlega roba betona in vpliv dimenzij prečnega prereza. Pričakovano smo tudi ugotovili, da ima na kritični čas porušitve – bodisi zaradi uklona bodisi zaradi materialnega mehčanja – in hkrati na uklonsko nosilnost pomemben vpliv tudi izbran požarni scenarij. S primerjavo rezultatov predstavljenega alternativnega postopka in eksperimentalnimi podatki iz literature smo prikazali dobro ujemanje in glede na ugotovljeno prikazali ustreznost in natančnost predstavljenega alternativnega postopka za določanje uklonske nosilnosti stebra kot dela okvirja pri sočasnem delovanju mehanske in požarne obtežbe.

9 SUMMARY

In the dissertation a failure scenarios of reinforced concrete columns in fire and for the scenarios suitable calculating procedures for determination of fire load capacity are introduced. The calculating procedures are numerical, and where is possible, semi-analytical as well. In the end, all partial calculating procedures are combined in a global algorithm for determination of the fire load capacity of reinforced concrete column. The main novelties of the global algorithm are capabilities to estimate fire load capacity considering local buckling of the reinforcing bar and weakened column due to explosive spalling of concrete. The present global algorithm is divided into two phases. Within the chapters 2–5 we present main characteristic of both phases.

In the first phase the time-dependent development of temperatures in the fire compartment is determined by use of standard fire curves. By this results, in the first part of the second phase called hygro-thermal phase, the distributions of temperatures, pore pressures, and free water contents in concrete part of column are determined. The hygro-thermal part is analysed with the use of *MoistureHeat2* [46] computer software, which is based on model introduced by Davie et al. [11]. In the second part of second phase, called mechanical part, the fire load capacity of the reinforced concrete column as a part of reinforced concrete frame is determined. In the mechanical part, the homogeneous likewise weakened column is modeled by planar beam theory of Reissner. The constitutive models of governing equations of reinforced concrete column are non-linear and the material parameters are temperature dependent. The main physical processes in concrete and reinforcing bars in fire are considered by the principle of additivity. In dissertation, the temperature strains of concrete and steel, viscous strains of steel and transient strains and creep strains at elevated temperatures for concrete are considered. For the estimation of explosive spalling of concrete, the hygro-thermal part and mechanical part of the fire analysis are partly coupled. As a criteria to assess the occurrence of explosive concrete spalling and amount of spalled part of concrete, the height of temperatures and pore pressures in concrete are considered as well as level of strain energy and buckling load capacity of spalled part. Based on strain energy, the piece velocity of spalled part of concrete is determined. The partly influence of mechanical analysis on hygro-thermal analysis is considered by different geometry of reinforced concrete column due to spalling of concrete that is the consequence of thermo-mechanical and thermo-hydral processes within concrete. The governing equation in the mechanical part of the fire analysis for different failure scenarios are solved by semi-analytical and numerical procedure - by finite element method. By numerical procedure we derived governing equations by implementing modified principle of virtual work [92] and the Galerkin-type finite element method. At this we interpolate only the unknown strains functions [92]. When we wish to obtain the solution of the problem, the time of the fire analysis is divided into the small time intervals and the stress-strain state at each time is then determined iteratively. For this purpose, we complete and wide our own computer software *NFIRA*, in the computing environment *MatLab*.

The last part of the dissertation, which is presented in chapter 6, is focused on the numerical analysis. With the extensive parametric study we confirmed that: (i) the explosive concrete spalling significantly reduce fire load capacity of a reinforced concrete column especially in case of one-sided (asymmetric)

spalling, however, we have to include it in fire analysis of reinforced concrete columns prone to the explosive spalling and (ii) that the simultaneous phenomenon of delaminating and braking (fracturing) of concrete and local buckling of a reinforcing bars as well reduce fire load capacity of reinforced concrete columns and frames even more.

In the appendix to doctoral dissertation a new semi-analytical procedure is presented for the determination of buckling of the homogeneous reinforced concrete column exposed to fire. By the parametric study we analyse the influence of different fire scenarios and geometrical parameters on buckling of a reinforced concrete column. By the 'different geometrical parameters' we mean the positions of reinforcing bars, the reinforcement ratio, the distance between the reinforcing bars and the nearest concrete surface of the cross-section, as well as the general shape and the dimensions of the cross-section. The parametric study has been carried out and the critical buckling time and the critical buckling load at a chosen time of the fire spread as functions of the load and the slenderness of the reinforced concrete column have been determined. By comparison study, including the results of the present semi-analytical procedure and experimental data from the literature, a good agreement is confirmed between them. As for main findings, the suitability and accuracy of present semi-analytical procedure for determination of buckling of the homogeneous reinforced concrete column simultaneously exposed to mechanical and fire load are proven.

VIRI

- [1] ISO 834 1975. Fire resistance tests – elements of building constructions.
- [2] SIST EN 1991-1-2 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije — Del 1-2: Splošni vplivi — Vplivi na konstrukcije, izpostavljene požaru. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 62 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] Bratina, S. 2003. Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 159 str.
- [5] Luikov, A. 1975. Systems of differential equations of heat and mass transfer on capillary-porous bodies (review). *Int. Comm. Heat Mass Tran.* 18: 1–14.
- [6] Ahmed, G. N., Hurst, J. P. 1999. Modeling pore pressure, moisture and temperature in high-strength concrete columns exposed to fire. *Fire Tech.* 35: 232–262.
- [7] 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.
- [8] Tenchev, R., Purkiss, J., Li, L. 2001. Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire. *Numer. Heat. Tran.* 39: 685–710.
- [9] 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.
- [10] 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. Solids Struct.* 42 (26) (2005) 6550–6565]. *Int. J. Solid. Struct.* 44: 4238–4241.
- [11] 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. *Num. Heat Transfer: Part A – Applications* 49: 733–763.
- [12] Gawin, D., Schrefler, B. A., Galindo, M. 1996. Thermo-hydro-mechanical analysis of partially saturated porous materials. *Engineering Computations* 13: 113–143.
- [13] 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.
- [14] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. 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.

- [15] 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.
- [16] 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.
- [17] Hozjan, T. 2009. Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 117 str.
- [18] Bažant, Z. P., Kaplan, M. 1996. *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models.* Longman, Harlow.
- [19] Davie, C. T., Pearce, C. J., Bićanić, N. 2010. A fully generalised, coupled, multi-phase, hygrothermo-mechanical model for concrete. *Mater. Struct.* 43: 13–33.
- [20] Hertz, K. D. 2003. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Saf. J.* 38: 103–116.
- [21] Khoury, G. A. 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progr. Struct. Eng. Mater.* 2: 429–447.
- [22] Ali, F., Nadjai, A., Abu-Tair, A. 2011. Explosive spalling of normal strength concrete slabs subjected to sever fire. *Mater. Struct.* 44: 943–956.
- [23] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. 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.
- [24] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. 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. Solids Struct.* 42 (26) (2005) 6550-6565]. *Int. J. Solid. Struct.* 44: 4234–4237.
- [25] Euler, L. 1744. *Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes .*
- [26] Bažant, Z. P., Cedolin, L. 1991. *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories.* Oxford University Press, New York.
- [27] Essa, H. 1998. New stability equation for columns in unbraced frames. *Struct. Eng. Mech.* 6: 411–425.
- [28] Gadalla, M. A., Abdalla, J. A. 2006. Modeling and prediction of buckling behavior of compression members with variability in material and/or section properties. *Struct. Eng. Mech.* 22.
- [29] Bažant, Z. P., Xiang, Y. Y. 1997a. Postcritical imperfection-sensitive buckling and optimal bracing of large regular frames. *J. Struct. Eng., ASCE* 123: 513–522.
- [30] Bažant, Z. P., Xiang, Y. Y. 1997b. Inelastic buckling of concrete column in braced frame. *J. Struct. Eng., ASCE* 123: 634–642.

- [31] Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S. 2007. Exact buckling load of a restrained RC column. *Struct. Eng. Mech.* 27: 293–310.
- [32] Engesser, F. 1889. Über die knickfestigkeit gerader stäbe. *Zeitschrift für Architekten Ing. Vereins zu Hannover* 35: 455–462.
- [33] Shanley, F. R. 1947. Inelastic column theory. *J. Aeronautical Sci.* 14: 261–264.
- [34] Battini, J. M. 1999. Plastic instability analysis of plane frames using a co-rotational approach. Licentiate thesis, Stockholm, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering: 96 str.
- [35] SIST EN 1992-1-1 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 227 str.
- [36] Krauberger, N., Bratina, S., Saje, M., Schnabl, S., Planinc, I. 2012. Inelastic buckling load of a locally weakened reinforced concrete column. *Eng. Struct.* 34: 278–288.
- [37] Bratina, S., Saje, M., Planinc, I. 2007. The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire. *Eng. Struct.* 27: 418–430.
- [38] SIST EN 1992-1-2 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-2: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 94 str.
- [39] Bratina, S., Čas, B., Saje, M., Planinc, I. 2005. Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2. *Int. J. Solid. Struct.* 42: 5715–5733.
- [40] Franssen, J. M., Dotreppe, J. C. 2003. Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. *Fire Tech.* 39: 89–97.
- [41] Kodur, V., Wang, T. C., Cheng, F. P. 2004. Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. *Cement. Concr. Compos.* 26: 141–153.
- [42] Ruzić, D. 2015. Požarna analiza delno razslojenih ukrivljenih armiranobetonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, doktorski študijski program Grajeno okolje, smer Gradbeništvo, 92 str.
- [43] Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. 2002. Simulation of damage-permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature. *Comm. Numer. Meth. Eng.* 18: 113–119.
- [44] Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. 1991. The finite element method. Vol. 2, Solid and fluid mechanics, dynamics and non-linearity. McGraw-Hill, London: 807 str.
- [45] Turk, G. 1987. Programska oprema za račun nelinearnega in nestacionarnega prevajanja toplote z upoštevanjem raznih robnih pogojev in notranjega vira toplote zaradi hidratacije cementa. Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 95 str.

- [46] Kolšek, J. 2013. Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 117 str.
- [47] Reissner, E. 1972. On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem. *Z. Angew. Math. Phys.* 23: 795–804.
- [48] Keller, H. B. 1970. Nonlinear bifurcation. *J. Diff. Eq.* 7: 417–434.
- [49] Schrefler, B. A., Brunello, P., Gawin, D., Majorana, C. E., Pesavento, F. 2002. Concrete at high temperature with application to tunnel fire. *Comput. Mech.* 29: 43–51.
- [50] 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.
- [51] Glavnik, A., Jug, A. 2010. Priročnik o načrtovanju požarne varnosti. Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana: 289 str.
- [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] Anderberg, Y., Thelandersson, S. 1976. Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. Experimental investigation and material behaviour model, Lund Institute of Technology, Sweden.
- [55] Ellingwood, B., Shaver, J. R. 1977. Reliability of RC beams subjected to fire. *Journal of the Structural Division* 103: 1047–1059.
- [56] Schneider, G. 1988. Concrete at high temperatures - A general review. *Fire Saf. J.* 13: 55–68.
- [57] Srpčič, S. 1991. Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 104 str.
- [58] Hozjan, T. 2004. Mehansko obnašanje linijskih konstrukcij v požaru. Diplomsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 84 str.
- [59] Li, L.-y., Purkiss, J. 2005. Stress strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Saf. J.* 40: 669–686.
- [60] Cruc, C. R. 1968. Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories.* 10: 36–42.
- [61] Harmanty, T. Z. 1999. Fire Safety Design and Concrete. Longman, London: 412 str.

- [62] Harmanthy, T. Z. 1967. A comprehensive creep model. *J. Basic Eng.* 89: 496–502.
- [63] Williams-Leir, G. 1983. Creep of structural steel in fire: Analytical expressions. *Fire Mater.* 7: 73–78.
- [64] Krauberger, N. 2008. Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 109 str.
- [65] Aitcin, P.-C. 2011. *High performance concrete*. Taylor and Francis, Universite de Sherbrooke, Quebec, Canada.
- [66] Shah, S. P., Ahmad, S. 1994. *High performance concrete. Properties and application*. McGraw-Hill, Texas.
- [67] Zeiml, M., Lackner, R., Mang, H. A. 2008a. Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading. *Acta Geotechnica* 3: 295–308.
- [68] Bošnjak, J. 2014. Explosive spalling and permeability of high performance concrete under fire – numerical and experimental investigations. Ph.D. thesis (In English), Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften.
- [69] Kalifa, P., Menneteau, F., Quenard, D. 2000. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. *Cem. Concr. Res.* 30: 1915–1927.
- [70] Khoury, G. A., Majorana, C. E. 2003. Spalling. In: Khoury, G. A., Majorana, C. E. (eds) *Effect of heat on concrete*. Udine. International Centre for Mechanical Science pp: 1–11.
- [71] Schneider, U., Horvath, J. 2002. Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton [Spalling of concrete for tunnel linings] (in German). *Beton Stahlbetonbau* 97: 185–190.
- [72] Jau, W. C., Huang, K. L. 2008. A study of reinforced concrete columns after fire. *Cement Concr. Compos.* 30: 622–638.
- [73] Phan, L. 1996. *Fire performance of high-strength concrete: A report of the state-of-the-art, NISTIR 5934*, Building and fire research laboratory. National institute of standards and technology, Gaithersburg, MD, USA.
- [74] Anderberg, Y. 1997. Spalling phenomena of HPC and OC, in: L.T. Phan, et al. (Eds.) *Proceedings of the international workshop on fire performance of high strength concrete*. NIST special publication 919, Gaithersburg, MD.
- [75] Zeiml, M., Lackner, R., Leithner, D., Eberhardsteiner, J. 2008b. Identification of residual gas-transport properties of concrete subjected to high temperatures. *Cement Concr. Res.* 38: 699–716.
- [76] Khoury, G. A., Majorana, C. E., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2002. Modelling of heated concrete. *Mag. Concr. Res.* 54: 77–101.
- [77] Dwaikat, M. B., Kodur, V. K. R. 2009. Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural system. *Fire Saf. J* 44: 425–434.

- [78] Jumpanen, U. 2000. Effect of strength on fire behaviour of concrete. Nord. Concr. Res. Publication of Nordic Concrete Federation 8: 116–127.
- [79] Sanyan, G., Stocks, L. 1993. Spalling of high-strength silica fume concrete in fire. *ACI Materials Journal* 90: 170–173.
- [80] Zhukov, V. V. 1975. Explosive failure of concrete during fire. Translation No. DT 2124, Borehamwood, Joint Fire Research Organisation, England.
- [81] Dwaikat, M. B., Kodur, V. K. R. 2010. Fire induced spalling in high strength concrete beams. *Fire Tech.* 46: 251–274.
- [82] Kalifa, P., Chene, G., Galle, C. 2001. High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. From spalling to microstructure. *Cem. Concr. Res.* 31: 1487–1499.
- [83] Consolazio, G. R., McVay, M., Rish, J. W. I. 1997. Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature. In: Phan, L. T., Carino, N. J., Duthinh, D., Garboczi, E. (eds). *Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST, Gaithersburg, Maryland, pp 1: 125–148.
- [84] Bažant, Z. P. 1997. Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete. In Phan, L. T., Carino, N. J., Duthinh, D., Garboczi, E. (eds). *Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST, Gaithersburg, Maryland. pp: 155–164.
- [85] Ulm, F. J., Coussy, O., Bažant, Z. P. 1999. The 'Chunnel' fire I: chemoplastic softening in rapidly heated concrete. *J. Eng. Mech. (ASCE)* 125: 272–282.
- [86] Khoury, G. A. 2006. Tunnel concretes under fire: Part 1 - explosive spalling. *Concrete (London)* 40: 62–64.
- [87] Gary, M. 1916. *Brandproben an Eisenbetonbauten*. Ernst and Sohn, Berlin.
- [88] Moran, M. J., Shapiro, H. N. 1993. *Fundamentals of Engineering Thermodynamics*, 2nd ed., SI Version. John Wiley and Sons, New York.
- [89] Kryžanowski, A., Saje, M., Planinc, I., Zupan, D. 2008. Analytical solution for buckling of asymmetrically delaminated reissner's elastic columns including transverse shear. *Int. J. Solid Struct.* 45: 1051–1070.
- [90] Bajc, U., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S. 2015. Semi-analytical buckling analysis of reinforced concrete columns exposed to fire. *Fire Saf. J.* 71: 110–122.
- [91] Kolšek, J., Planinc, I., Saje, M., Hozjan, T. 2013. The fire analysis of a steel–concrete side-plated beam. *Finite Elem. Anal. Des.* 74: 93–110.
- [92] Planinc, I. 1998. Račun kritičnih točk konstrukcij s kvadratično konvergentnimi metodami. Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 83 str.

-
- [93] Wang, J. 2006. Debonding of frp-plated reinforced concrete beam, a bond-slip analysis. i. theoretical formulation. *Int. J. Solid Struct.* 43: 6649–6664.
- [94] Rabinovitch, O., Frostig, Y. 2001. Delamination failure of RC beams strengthened with FRP strips – A closed-form high-order and fracture mechanics approach. *J. Eng. Mech.* 127: 852–861.
- [95] Paipetis, S. A., Dimarogonas, A. D. 1986. *Analytical Methods in Rotor Dynamics*. Elsevier Applied Science, London.
- [96] Tan, K. H., Yao, Y. 2003. Fire resistance of four-face heated reinforced concrete columns. *J. Struct. Eng.* 129: 1220–1229.
- [97] Lie, T. T., Irwin, R. J. 1988. Fire resistance of reinforced-concrete columns: Test results. Internal Rep. No. 569, National Research Council of Canada, Québec .
- [98] Dotreppe, J.-C., Franssen, J.-M., Bruls, A., Vandeveld, P., Mine, R., van Nieuwenburg, D., Lambotte, H. 1996. Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions. *Mag. Concr. Res.* 49: 117–127.

PRILOGE

SEZNAM PRILOG

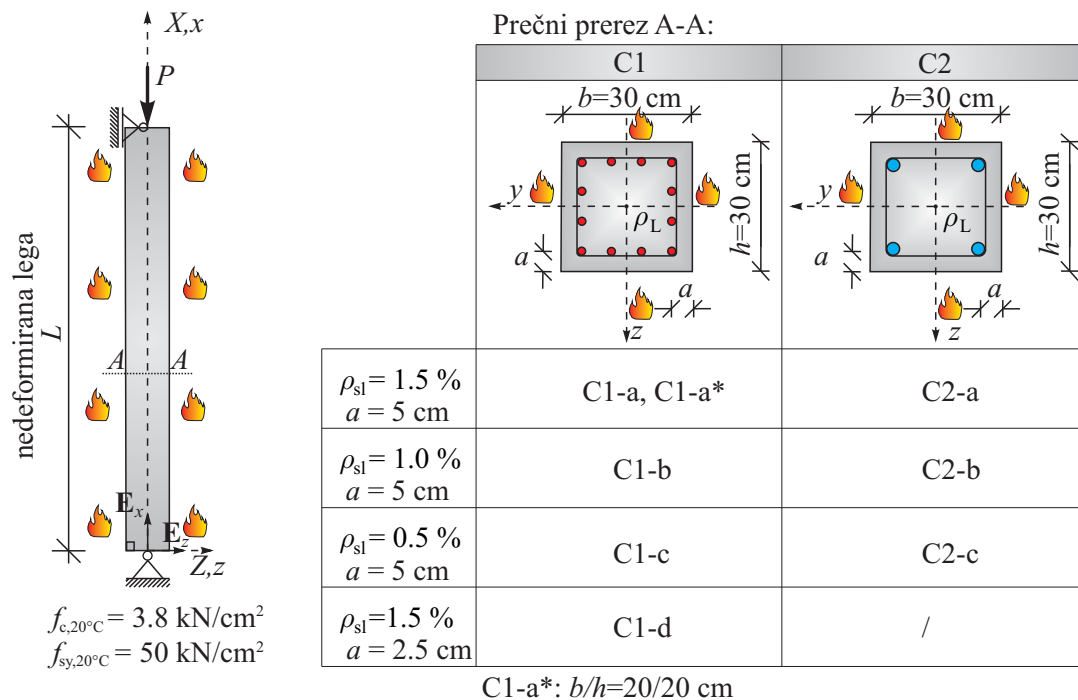
**PRILOGA A: POL-ANALITIČNI POSTOPEK ZA DOLOČITEV UKLONSKE NOSILNOSTI
AB STEBROV MED POŽAROM**

PRILOGA A: POL-ANALITIČNI POSTOPEK ZA DOLOČITEV UKLONSKE NOSILNOSTI AB STEBROV MED POŽAROM

Z računskim primerom prikažemo učinkovitost, natančnost in primernost predstavljenega matematičnega modela in računskega postopka za analizo uklonske nosilnosti izoliranih AB stebrov med požarom. V računskem primeru analiziramo vpliv različnih požarnih scenarijev in 'geometrijskih' parametrov na uklonsko nosilnost osno obremenjenega izoliranega AB stebra med požarom. S pojmom 'različni geometrijski parametri' zajamemo vpliv razporeditve vzdolžne armature, stopnjo armiranja z vzdolžno armaturo, vpliv oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic od zunanega roba betona in vpliv dimenzij prečnega prereza.

A.1 Osnovni podatki o AB stebri

Obravnavamo idealno raven, geometrijsko popoln AB steber z začetno višino L in konstantnim prečnim prerezom z dimenzijo stranic $b = h = 30$ cm. Analiziramo vpliv različnih požarnih krivulj in ostalih geometrijskih parametrov na kritični (uklonski) čas in kritično uklonsko silo pri izbranem času t v odvisnosti od začetnega nivoja obtežbe in vitkosti AB stebra. Vrtljivo podprt AB steber je z vseh štirih strani izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO, hkrati pa osno obremenjen z različnimi nivoji začetne obtežbe P . Ti predstavljajo sorazmeren delež (30, 50 ali 70 %) obtežbe $P_{cr,20^{\circ}C}$, ki predstavlja kritično (uklonsko) silo obravnavanega AB stebra pri sobni temperaturi. AB steber je armiran z 12 (oznaka C1 na sliki A.1) oz. 4 armaturnimi palicami (oznaka C2 na sliki A.1). Izbrana stopnja armiranja je v obeh primerih $\rho_{sl} = A_s/A_c = 1.5$ %. Za oba primera smo analizirali vpliv stopnje armiranja $\rho_{sl} = 1$ % in $\rho_{sl} = 0.5$ %. Poleg tega analiziramo vpliv oddaljenost težišča vsake vzdolžne armaturne palice od zunanega roba betona, a , kjer predpostavimo dve vrednosti, 2.5 cm in 5 cm. Poleg tega analiziramo vpliv zmanjšane prečnega prereza AB stebra z dimenzijami $b = h = 20$ cm. Izberemo naslednje materialne karakteristike betona oz. armature: karakteristična tlačna trdnost betona $f_{c,20^{\circ}C} = 3.8$ kN/cm², modul elastičnosti betona $E_c = 3300$ kN/cm², karakteristična meja elastičnosti armature $f_{y,20^{\circ}C} = 50$ kN/cm², modul elastičnosti armature pa $E_s = 20000$ kN/cm². Preostale materialne parametre, ki jih potrebujemo za opis konstitutivnih modelov betona in armature, povzamemo po SIST EN 1992-1-1 [35] in SIST EN 1992-1-2 [38]. Na sliki A.1 prikazujemo geometrijske podatke in podatke o obtežbi vrtljivo podprtega AB stebra.



Slika A.1: Vrtljivo podprt AB steber. Geometrijski in materialni podatki ter podatki o obtežbi.
Figure A.1: Simply supported RC column. Geometrical, material and loading data.

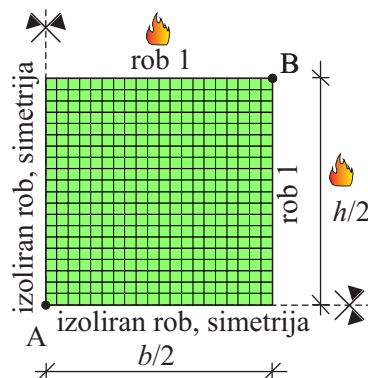
A.2 Toplotno-vlažnostna analiza

V poglavju A.2 predstavimo računski model toplotno-vlažnostne analize, vhodne podatke in določimo temperaturne profile stebra izpostavljenega temperaturi po požarni krivulji ISO in HC.

A.2.1 Računski model

Obravnavan AB steber je z vseh strani izpostavljen požaru, pri katerem se temperatura plinov v okolici površine AB stebra spreminja skladno s požarnimi krivuljami, ki jih prikazujemo na sliki A.3. Čas trajanja požara je za vse primere enak in znaša $t = 240 \text{ min}$. Predpostavimo, da je temperatura celotnega požarnega prostora enakomerna, kar bistveno poenostavi toplotno-vlažnostno analizo obravnavanega AB stebra. V tem primeru potrebujemo časovno razporeditev temperatur med požarom le v karakterističnem prečnem prerezu stebra, saj se temperatura vzdolž stebra ne spreminja. Sistem enačb (2.28)–(2.30), ki smo jih predstavili v poglavju 2.5.1, rešimo z metodo končnih elementov. Uporabimo računalniški program *MoistureHeat2*, ki ga je pripravila Kolškova [46] in je osnovan na modelu Davieja in sodelavcev [11]. Zaradi simetrije obravnavamo le $1/4$ prečnega prereza stebra, ki ga modeliramo s 400 štirivozličnimi končnimi elementi. Mrežo uporabljenih končnih elementov prikazujemo na sliki A.2. Pri izračunu izberemo časovni korak $\Delta t = 0.5 \text{ s}$ [17]. Manjkajoče materialne parametre, ki jih potrebujemo v temperaturno-vlažnostni analizi, povzamemo po [46]. Glede na to, da je ploščina prečnega prereza armaturnih palic majhna v primerjavi s ploščino prečnega prereza stebra, v izračunu vpliv armaturnih palic zanemarimo in njihovo ploščino nadomestimo z betonom [38]. Skladno s SIST EN 1991-1-2 [2] določimo faktor emisivnosti $\varepsilon_m = 0.7$ in prestopni koeficient $h_q = 25 \text{ W/m}^2$ za požarno krivuljo ISO in

$h_q = 50 \text{ W/m}^2$ za požarno krivuljo HC. Toplotno prevodnost betona α_c in specifično toploto c_c upoštevamo po Tenchevu in sodelavcih [8]. Za gostoto trdne faze betona privzamemo gostoto betona pri sobni temperaturi, saj se gostota zelo malo spreminja s temperaturo [8, 11, 14].



Slika A.2: 2D mreža končnih elementov prečnega prereza stebra in robni pogoji.

Figure A.2: 2D finite element mesh of the cross-section.

Preostali parametri, ki jih potrebujemo pri računu povezanega prenosa toplote in vlage, so naslednji: gostota betona $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$, gostota cementa na volumsko enoto betona $\rho_c = 300 \text{ kg/m}^3$, začetna temperatura $T = 20^\circ \text{ C}$ in začetni tlak plinske zmesi $P_{G,0} = 0.1 \text{ MPa}$, začetna vsebnost vodne pare v porah betona je enaka $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.013 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 60 \%$), vsebnost vodne pare na robu je $\tilde{\rho}_{V,\infty} = 0.0104 \text{ kg/m}^3$, masa proste vode pri polni zasičenosti in temperaturi $T = 20^\circ \text{ C}$ je $\tilde{\rho}_{FW,0} = 60 \text{ kg/m}^3$, začetna poroznost betona je $p_{or,0} = 0.12$ in začetna vrednost prepustnosti betona $K = 5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Vrednosti parametrov so skladne s parametri za beton normalne trdnosti [11]. Robne pogoje za osnovne količine navajamo v tabeli A.1.

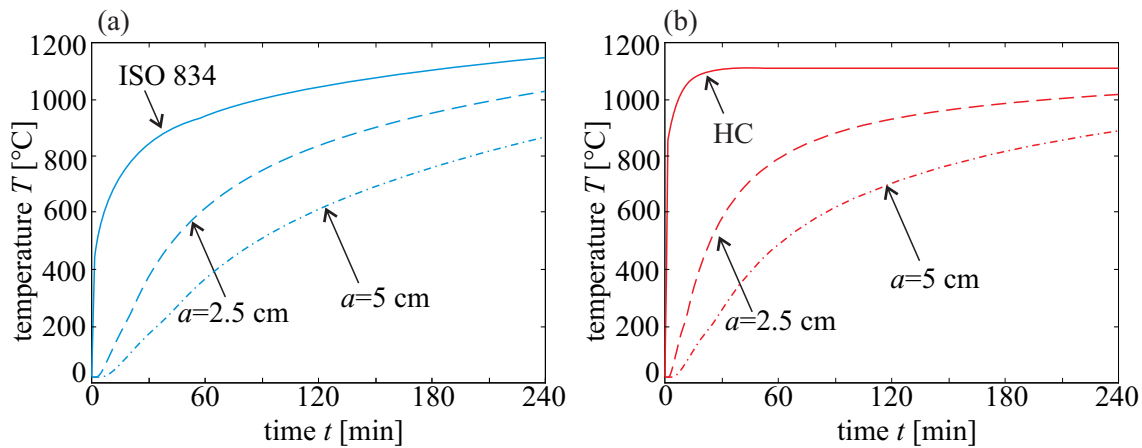
Preglednica A.1: AB steber. Robni pogoji.

Table A.1: RC column. Boundary conditions.

	rob 1	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{\text{ISO(HC)}})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ Mpa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

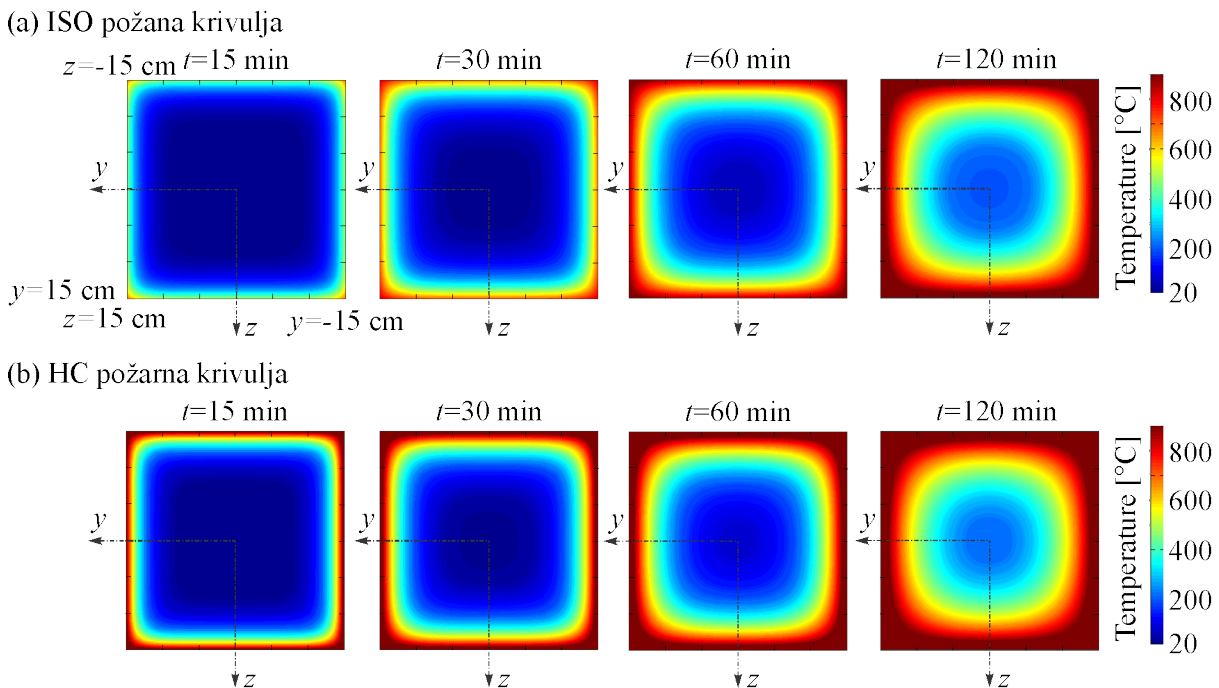
A.2.2 Temperaturni profili za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO oz. HC

Na sliki A.3 prikazujemo časovni razvoj temperature na mestu najbolj izpostavljene armaturne palice pri izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO (glej sliko A.3(a)) oz. HC (glej sliko A.3(b)). Pričakovano ugotovimo, da temperature v prerezu hitreje naraščajo v primeru izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji HC. Najvišje temperature se razvijejo v armaturni palici, ki je bližje zunanemu robu ($a = 2.5 \text{ cm}$).



Slika A.3: Časovni razvoj temperature v požarnem prostoru in na mestu težišča najbolj izpostavljene armaturne palice za stebri izpostavljeni temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO in (b) HC.
 Figure A.3: Temperature–time curves in the fire compartment and for the most exposed reinforcing bar for different locations of the reinforcing bar for: (a) ISO fire curve and (b) HC fire curve.

Zaradi lažje nazornosti prikazujemo na sliki A.4 še izračunano krajevno razporeditev temperatur po prečnem prerezu obravnavanega stebra pri času $t = 15, 30, 60$ in 120 min, in sicer ločeno za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO in HC.



Slika A.4: Temperaturna polja za različna požarna scenarija pri 15, 30, 60 in 120 min za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO in (b) HC.

Figure A.4: Temperature field for various fire scenarios at 15, 30, 60 and 120 min for: (a) ISO fire curve and (b) HC fire curve.

A.3 Mehanska analiza

A.3.1 Računski model

V tem poglavju na kratko opišemo alternativni postopek določanja posplošenih Eulerjevih uklonskih sil [25] z uporabo lineariziranega sistema enačb za materialno nelinearne stebre v pogojih požara. Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja AB stebra upoštevamo poleg upogibnih tudi membranske deformacije. Postopek določanja uklonskih sil je sledeč:

- (i) izračunamo ravnotežno lego obravnavanega stebra z uporabo osnovnih enačb Reissner-jeve teorije ravninskih nosilcev [47], ki jih sestavljajo kinematične (3.1)–(3.3), ravnotežne (3.5)–(3.7) in konstitucijske (3.10)–(3.11) enačbe z ustreznimi robnimi pogoji (3.68)–(3.73);
- (ii) z uporabo Kellerjevega izreka [48], ki pravi, da so uklonske sile osnovnega problema enake uklonskim silam lineariziranega problema, z uporabo rešitev iz točke (i) zapišemo linearni sistem diferencialnih enačb in ga rešimo;
- (iii) poiščemo kritično rešitev sistema iz točke (ii), ki že predstavlja uklonske sile obravnavanega AB stebra.

Za določitev posplošene Eulerjeve uklonske sile AB stebra moramo tako rešiti sistem dveh nelinearnih enačb za dve neznanki: kritično uklonsko silo P_{cr} in kritično osno deformacijo, $\varepsilon_{0,cr}$. Ti dve enačbi sta:

$$\det \mathbf{K}_T^{i=cr} = 0 \rightarrow g_1(P_{cr}, \varepsilon_{0,cr}) = (1 + \varepsilon_{0,cr}) P_{cr} - \frac{D \pi^2}{L_u^2} = 0, \quad (\text{A.1})$$

$$g_2(P_{cr}, \varepsilon_{0,cr}) = N_c(\varepsilon_{0,cr}, 0) + P_{cr} = 0. \quad (\text{A.2})$$

V enačbah (A.1)–(A.2) je N_c konstitucijska osna sila prečnega prereza AB stebra, D pa količina, ki je tesno povezana z determinanto materialne matrike prečnega prereza in je:

$$D = C_{22} - C_{21} \frac{C_{12}}{C_{11}} = \frac{\det \mathbf{C}_T^i}{C_{11}}. \quad (\text{A.3})$$

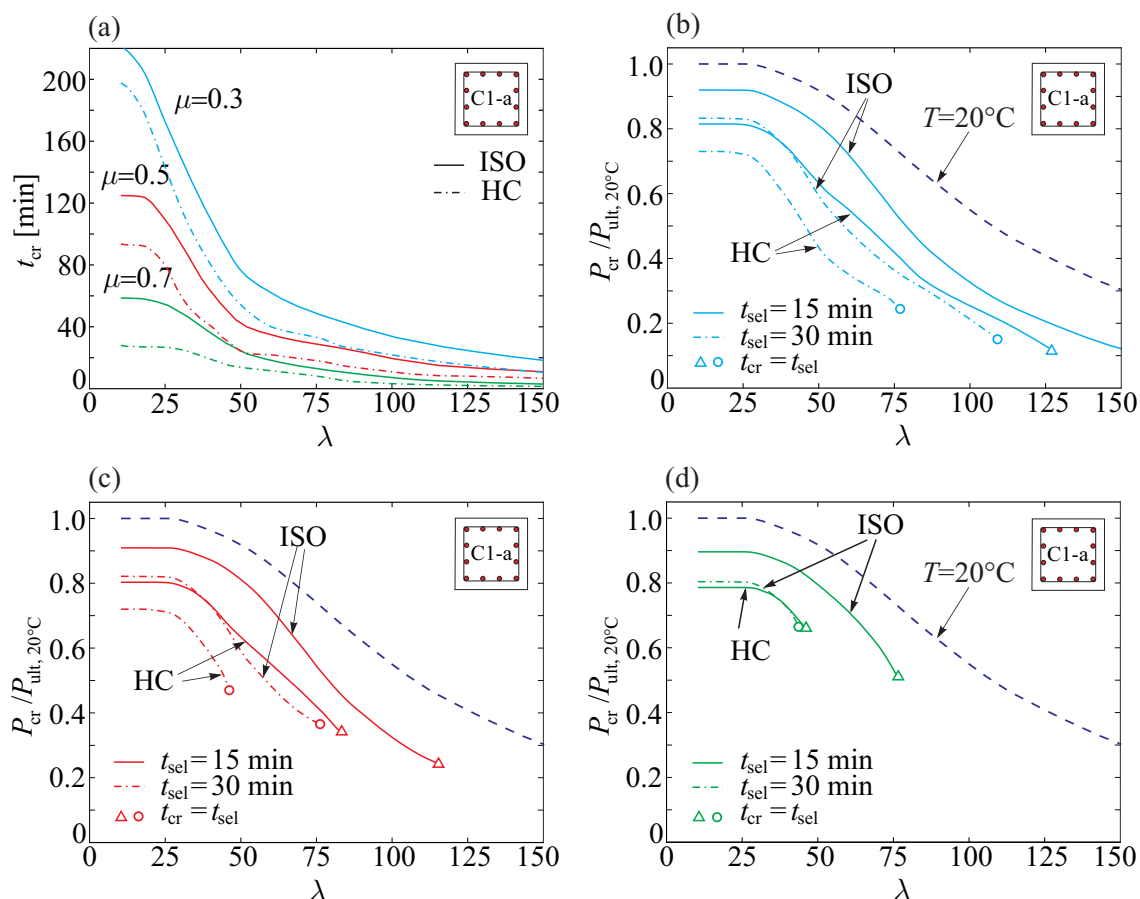
Pri tem so C_{11} , $C_{12} = C_{21}$ in C_{22} znani členi materialne matrike prečnega prereza.

Rešitev enačb (A.1) in (A.2) poiščemo z inkrementno-iterativnim postopkom. Čas trajanja požara razdelimo na več manjših časovnih intervalov $[t^{i-1}, t^i]$. Pri tem pa napetostno in deformacijsko stanje AB stebra pri vsakem času t^i določimo iterativno.

A.3.2 Vpliv požarnega scenarija na uklonsko nosilnost AB stebra

V tem razdelku najprej analiziramo vpliv požarnega scenarija na kritični (uklonski) čas t_{cr} , t.j. čas, pri katerem pride med požarom do porušitve/uklona AB stebra. Analizo izvedemo za tri različne nivoje začetne obtežbe P (glej sliko A.5(a)) in sicer le za steber s prečnim prerezom C1-a (glej sliko A.1). Porušitev AB stebra zaradi mehčanja stebra nastopi le pri najbolj togih stebrih ($\lambda < 20$). Pri vseh ostalih analiziranih stebrih pride do porušitve stebra zaradi uklona. V teh primerih ima AB steber večjo uklonsko

nosilnost, če je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO. Če je stebri izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, je pri najbolj obteženem stebri ($\mu = 0.7$) kritični uklonski čas v primerjavi s časom pri izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO manjši za okrog 50 %, neodvisno od njegove vitkosti. Če je začetni nivo obtežbe manjši, je pri togih stebrih ($\lambda < 20$) kritični uklonski čas manjši za 10 % ($\mu = 0.3$) oz. 25 % ($\mu = 0.5$), pri zelo vitkih stebrih ($\lambda \approx 100$) pa 35 oz. 45 %.



Slika A.5: Vpliv požarnega scenarija in posameznih nivojev obtežbe na kritični uklonski čas in uklonsko nosilnost: (a) kritični čas t_{cr} ; (b) uklonska nosilnost stebra za $\mu = 0.3$; (c) $\mu = 0.5$ in (d) $\mu = 0.7$.

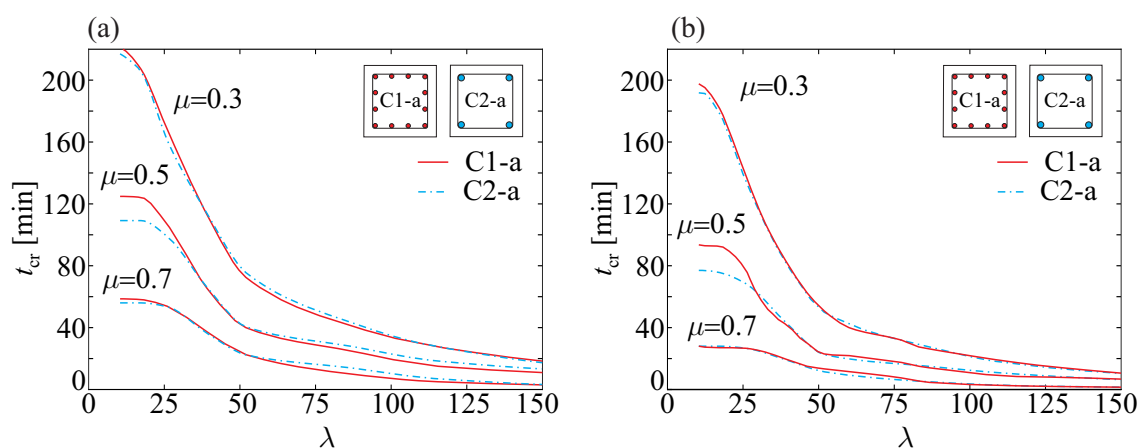
Figure A.5: The influence of different fire scenarios and different initial magnitudes of the load on critical buckling time and load-carrying capacity: (a) critical time t_{cr} ; (b) critical buckling load for $\mu = 0.3$; (c) $\mu = 0.5$ and (d) $\mu = 0.7$.

V nadaljevanju analiziramo še vpliv požarne krivulje na kritično (uklonsko) nosilnost stebra P_{cr} s prečnim prerezom C1-a pri izpostavljenosti požaru $t = 15$ oz. 30 min za tri različne nivoje začetne obtežbe P . Rezultate analize prikazujemo na slikah A.5(b), (c) in (d). Vse krivulje so normirane s silo $P_{ult,20^{\circ}\text{C}} = 4042.8$ kN, ki predstavlja mejno tlačno nosilnost prečnega prereza stebra C1-a pri sobni temperaturi. Z odebeljeno črtkano črto označimo normirane kritične (uklonske) nosilnosti različno vitkih AB stebrov pri sobni temperaturi ($T = 20^{\circ}\text{C}$). Pri tem naj omenimo, da na slikah A.5(b)-(d) prikazujemo kritične (uklonske) nosilnosti le za tiste AB stebre, ki imajo kritični (uklonski) čas t_{cr} večji od 15

oz. 30 minut (za pomoč glej sliko A.5(a)). Pričakovano ugotovimo, da ima steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, manjšo kritično (uklonsko) nosilnost. Pri tem ima nivo začetne obtežbe P zanemarljiv vpliv na uklonsko nosilnost stebra. V primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO ima tog steber ($\lambda < 20$) po 15. minutah trajanja požara 91 % kritične (uklonske) nosilnosti togega stebra pri sobni temperaturi, po 30. minutah požara pa 82 % začetne nosilnosti. Pri vitkejšem stebru ($\lambda \approx 77$) znaša po 15. minutah izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO uklonska nosilnost stebra le še 52 % začetne uklonske nosilnosti, po 30. minutah pa le 36 %. V primeru, da je steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, so kritične (uklonske) nosilnosti za omenjeni vitkosti stebrov manjše za dodatnih 10 oz. 12 % ($\lambda \approx 77$).

A.3.3 Vpliv razporeditve vzdolžne armature

V tem razdelku analiziramo vpliv razporeditve vzdolžne armature po prečnem prerezu stebra na kritični (uklonski) čas t_{cr} . Stopnje armiranja in oddaljenosti armaturnih palic od zunanjega roba pri tem ne spreminjamo ($\rho_{sl} = 1.5 \%$, $a = 5$ cm). Obravnavamo steber s prečnim prerezom C1-a, ki ima 12 palic, ter steber s prerezom C2-a s štirimi palicami (glej sliko A.1). Analizo izvedemo za tri različne nivoje začetne obtežbe $P = \mu P_{cr,20^\circ C}$ ($\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7) ter za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO (glej sliko A.6(a)) oz. HC (slika A.6(b)). Omenimo, da imajo stebri s prečnim prerezom C2-a (4 palice) pri $\lambda > 20$ tudi do 3 % večjo uklonsko nosilnost pri sobni temperaturi v primerjavi s stebri s prerezom C1-a. To pomeni, da je pri stebrih C2-a absolutna vrednost začetne obtežbe P med požarno analizo nekoliko večja. To vpliva tudi na kritični (uklonski) čas. Razlike kritičnih časov so sicer majhne in v splošnem znašajo do 5 minut. Pri bolj togih stebrih ($\lambda < 30$ pri požarni krivulji ISO oz. $\lambda < 50$ pri HC) je kritični čas večji za stebre s prerezom C1-a (12 palic), pri vitkejših stebrih pa je kritični uklonski čas večji za stebre s prerezom C2-a (4 palice), ki imajo zaradi armature, ki je razporejena le po vogalih prereza, nekoliko večjo upogibno togost.

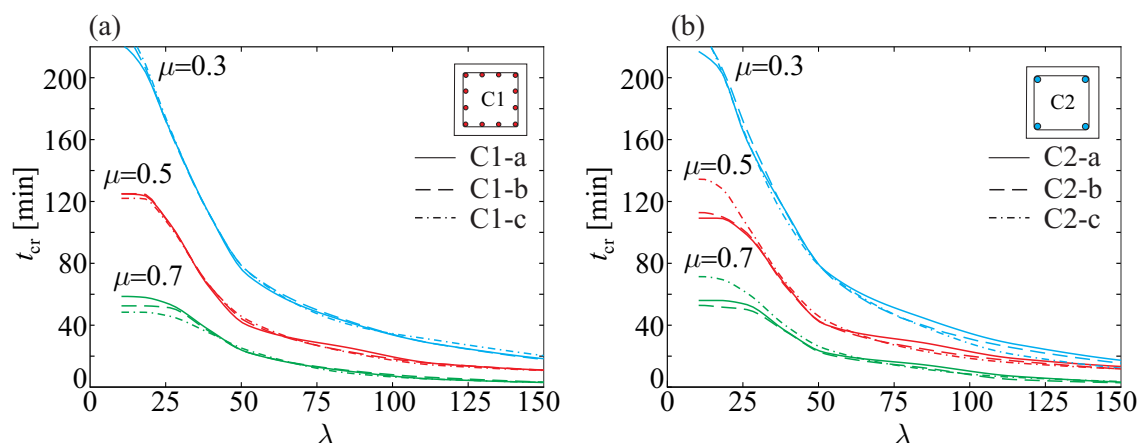


Slika A.6: Vpliv razporeditve vzdolžne armature in različnih nivojev začetne obtežbe na kritični uklonski čas za steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji: (a) ISO in (b) HC.

Figure A.6: The influence of the location of reinforcing bars and different initial magnitudes of the load on critical buckling time for: (a) ISO fire curve and (b) HC fire curve.

A.3.4 Vpliv stopnje armiranja z vzdolžno armaturo

V tem razdelku analiziramo vpliv količine vzdolžne armature stebra na kritični (uklonski) čas t_{cr} . Izberemo naslednje stopnje armiranja: $\rho_{sl} = 1.5, 1.0$ in 0.5 %. Študijo izvedemo za tri različne nivoje začetne obtežbe ter pri izpostavljenosti stebrov temperaturi po požarni krivulji ISO. Obravnavamo steber z 12 vzdolžnimi palicami (C1-a, C1-b in C1-c na sliki A.1) in steber s 4 palicami (C2-a, C2-b in C2-c na sliki A.1). Rezultate prikazujemo na sliki A.7. Oddaljenosti armaturnih palic od zunanega roba pri tem ne spreminjamo ($a = 5$ cm). Tukaj je potrebno omeniti, da imajo stebri s stopnjo armiranja $\rho_{sl} = 1.0$ % (prereza C1-b in C2-b) približno 5 % manjšo uklonsko (kritično) nosilnost pri sobni temperaturi $P_{cr,20^\circ C}$ kot stebri z $\rho_{sl} = 1.5$ % (prereza C1-a in C2-a), pri stebrih s stopnjo armiranja $\rho_{sl} = 0.5$ % (prereza C1-c in C2-c) pa je uklonska (kritična) nosilnost manjša približno 10 %. To pomeni, da je pri manj armiranih stebrih absolutna vrednost začetne obtežbe P med požarno analizo ustrezno manjša. V splošnem velja, da imajo manj armirani stebri pri enakih nivojih začetne obtežbe μ nekoliko manjši kritični (uklonski) čas. Pri najbolj togih stebrih ($\lambda < 20$), ko porušitev nastopi v glavnem zaradi materialnega mehčanja, pa ugotovimo, da se pri stebru s prerezom C2 (4 palice) pri enakih nivojih začetne obtežbe μ z zmanjšanjem stopnje armiranja kritični (uklonski) čas t_{cr} celo poveča (glej sliko A.7(b)). Očitno ima v tem primeru stopnja armiranja manjši vpliv na požarno odpornost stebra kot pa velikost zunanje obtežbe P , ki je pri manjših stopnjah armiranja ustrezno manjša.



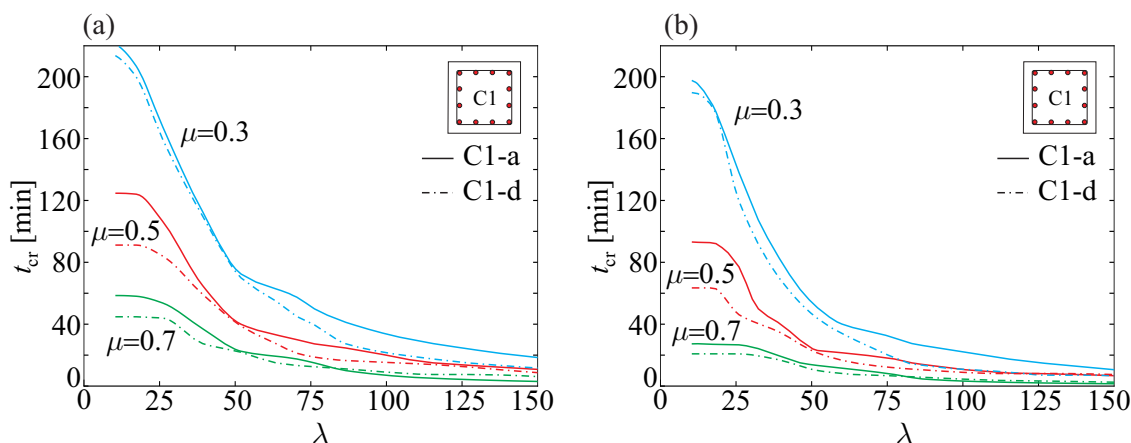
Slika A.7: Vpliv stopnje armiranja in različnih nivojev začetne obtežbe na kritični uklonski čas za: (a) steber C1 (12 armaturnih palic) in (b) steber C2 (4 armaturne palice).

Figure A.7: The influence of the reinforcement ratio and different initial magnitudes of the load on critical buckling time for the: (a) C1 columns (12 bars) and (b) C2 columns (4 bars).

A.3.5 Vpliv oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic od zunanega roba

V tem razdelku analiziramo vpliv oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic od zunanega roba na kritični (uklonski) čas stebra t_{cr} . Stopnje armiranja prečnega prereza in števila vzdolžnih armaturnih palic pri tem ne spreminjamo ($\rho_{sl} = 1.5$ %, 12 palic). Obravnavamo steber s prečnim prerezom C1-a, kjer znaša oddaljenost armaturnih palic od zunanega roba $a = 5$ cm, ter steber s prerezom C1-d, kjer je $a = 2.5$ cm (glej sliko A.1). Analizo izvedemo za tri različne nivoje začetne obtežbe ter za izpostavljenost stebra

temperaturi po požarni krivulji ISO (glej sliko A.8(a)) oz. HC (slika A.8(b)). V primerih stebrov, kjer porušitev nastopi zaradi uklona ($\lambda > 20$), imajo stebri s prečnim prerezom C1-d ($a = 2.5$ cm) tudi do 4 % večjo uklonsko nosilnost pri sobni temperaturi $P_{cr,20^\circ C}$ v primerjavi s stebri s prerezom C1-a ($a = 5$ cm). To pomeni, da je pri stebrih C1-d absolutna vrednost začetne obtežbe P med požarno analizo ustrezno večja. Iz slike A.8 ugotovimo, da so kritični (uklonski) časi stebrov s prerezom C1-d ne glede na nivo začetne obtežbe oz. požarnega scenarija tudi do 30 % manjši v primerjavi s kritičnimi časi enako obteženih stebrov C1-a, kjer pa je oddaljenost armaturnih palic od zunanjšega roba 2-krat večja. Razlog tiči v višji temperaturi armaturnih palic (glej sliko A.3).



Slika A.8: Vpliv oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic od zunanjšega roba betona in različnih nivojev začetne obtežbe na kritični uklonski čas za steber izpostavljen požarni krivulji: (a) ISO in (b) HC.

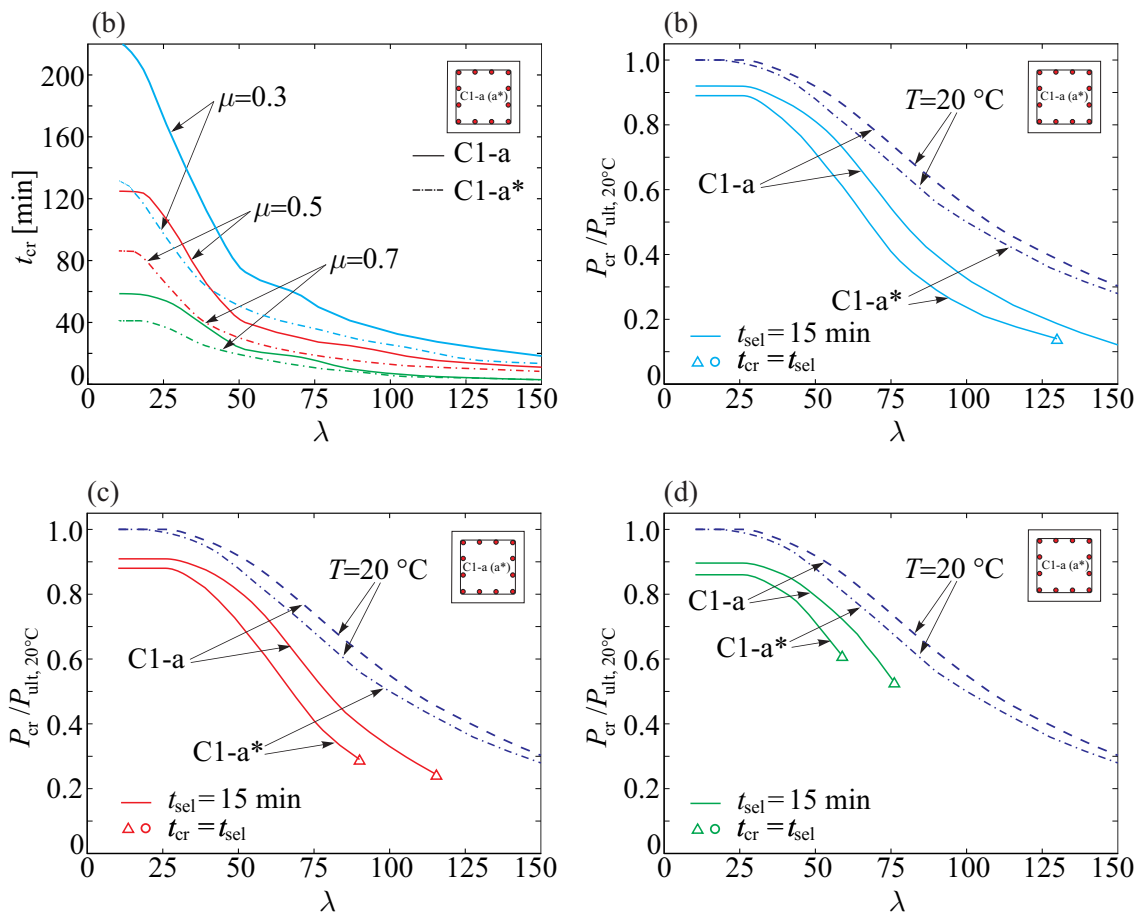
Figure A.8: The influence of the distance between the reinforcing bars and the nearest concrete surface and different initial magnitudes of the load on critical buckling time for: (a) ISO fire curve and (b) HC fire curve.

A.3.6 Vpliv dimenzij prečnega prereza stebra

V zadnjem razdelku analiziramo vpliv dimenzij prečnega prereza stebra na kritični (uklonski) čas t_{cr} . Stopnje armiranja, števila in oddaljenosti armaturnih palic od zunanjšega roba pri tem ne spreminjamo ($\rho_{sl} = 1.5$ %, 12 palic, $a = 5$ cm). Obravnavamo steber s prečnim prerezom C1-a z dimenzijo stranic $b/h = 30/30$ cm ter steber s prerezom C1-a*, ki ima dimenzije $b/h = 20/20$ cm (glej sliko A.1). Analizo izvedemo za tri različne nivoje začetne obtežbe ($\mu = 0.3, 0.5$ in 0.7) ter za izpostavljenost stebra temperaturi po požarni krivulji ISO. Rezultate prikazujemo na sliki A.9(a). Stebri s prečnim prerezom $b/h = 20/20$ cm (C1-a*) imajo približno 55 % manjšo uklonsko nosilnost pri sobni temperaturi $P_{cr,20^\circ C}$ kot primerljivo vitki stebri s prerezom $b/h = 30/30$ cm (C1-a). To pomeni, da je ustrezno manjša tudi velikost začetne sile P . Kritični (uklonski) čas t_{cr} stebrov s prerezom C1-a* pa je od primerljivo vitkih stebrov s prerezom C1-a manjši med 20 in 40 % (glej sliko A.9(a)).

V nadaljevanju analiziramo še vpliv dimenzij prečnega prereza na kritično (uklonsko) nosilnost stebra P_{cr} , ki je bil predhodno izpostavljen požaru s temperaturo po požarni krivulji ISO v trajanju $t = 15$ min. Med seboj primerjamo rezultate za steber s prečnim prerezom C1-a in C1-a*. Prikazujemo jih na slikah

A.9(b), (c) in (d) in sicer za tri različne nivoje začetne obtežbe P . Pri tem so vse krivulje za steber s prečnim prerezom C1-a normirane s silo $P_{ult,20^\circ C} = 4042.8$ kN, za steber s prerezom C1-a* pa s silo 1806.3 kN. Omenjeni sili sta mejni tlačni nosilnosti prečnega prereza stebra C1-a oz. C1-a*, določeni pri sobni temperaturi. Kritične (uklonske) sile prikazujemo le za stebre, ki imajo kritični (uklonski) čas t_{cr} večji od 15 minut. Ponovno ugotovimo (glej tudi sliko A.5), da ima nivo začetne obtežbe P pri obeh stebrih zanemarljiv vpliv na uklonsko nosilnost v pogojih požara. Tog steber ($\lambda < 20$) s prečnim prerezom C1-a oz. C1-a* ohrani po 15. minutah trajanja požara še 91 oz. 88 % kritične (uklonske) nosilnosti enako vitkega stebra pri sobni temperaturi. Pri vitkejšem stebru ($\lambda \approx 76$) pa znaša uklonska nosilnost stebra s prečnim prerezom C1-a po 15. minutah trajanja požara 52 %, s prerezom C1-a* pa le še 43 % uklonske nosilnosti enako vitkega stebra, ki jo ima pri sobni temperaturi.



Slika A.9: Vpliv dimenzij prečnega prereza in različnih nivojev začetne obtežbe na kritični uklonski čas in uklonsko nosilnost: (a) kritični čas t_{cr} ; (b) kritična uklonska nosilnost za $\mu = 0.3$; (c) $\mu = 0.5$; (d) $\mu = 0.7$.

Figure A.9: The influence of the cross-section dimensions and different initial magnitudes of the load on critical buckling time and load-carrying capacity: (a) critical time t_{cr} ; (b) critical buckling load for $\mu = 0.3$; (c) $\mu = 0.5$; (d) $\mu = 0.7$.

A.4 Primerjava rezultatov numerične analize z eksperimentalnimi rezultati iz literature

V tem poglavju prikažemo primernost in ustreznost predstavljenega pol-analitičnega računskega postopka za oceno uklonske nosilnosti vitkih AB stebrov v pogojih požara. V ta namen uporabimo rezultate požarnih preizkusov, ki so jih v strokovni literaturi predstavili Tan and Yao [96], Lie and Woollerton [97] in Dotreppe in sodelavci [98]. Vsi obravnavani stebri so bili med preizkusom ogrevani z vseh štirih strani, pri tem se je temperatura požarnega prostora spreminjala skladno s požarno krivuljo ISO. Stebri so bili pravokotnega prečnega prereza in s simetrično razporejeno vzdolžno armaturo. V okviru predstavljene analize obravnavamo le stebre, ki so bili med požarom obremenjeni s konstantno centrično osno silo P , njihova začetna vitkost pa je bila $\lambda > 20$, saj za takšne stebre lahko sklepamo, da se med požarom porušijo zaradi uklona. V preglednici A.2 za obravnavane stebre prikažemo geometrijske in materialne podatke ter podatke o obtežbi (pri stebrih št. 12 in 13 se je obtežba po 60 oz. 120 minutah trajanja požara povečala). Dodatno za stebre prikažemo tudi izmerjene čase porušitve $t_{cr,exp}$ ter rezultate primerjalne analize, ki jo podrobneje opišemo v nadaljevanju.

Preglednica A.2: Geometrijski in materialni podatki ter podatki o obtežbi. Primerjava rezultatov numerične analize z eksperimentalnimi za različne AB stebre v pogojih požara.

Table A.2: Geometric, material and loading data. The results of the comparison study for different RC columns in fire conditions.

Zap. št.	Ref.	$b = h$ [cm]	d [mm]	ρ_{sl} [%]	L [m]	Oblika stebra	f_c [kN/cm ²]	f_y [kN/cm ²]	λ [-]	a [cm]	P [kN]	μ [-]	$t_{cr,exp}$ [min]	$t_{cr,num}$ [min]	$t_{cr,gr,rd}$ [min]
Analiza 1: Tan and Yao [96]															
1	2/3	30	6 ϕ 20	2.09	3.76	P-P	2.41	48.7	43.42	3.8	930	0.34	84/138	92.5	93
2	5	30	6 ϕ 20	2.09	4.76	P-P	3.41	48.7	54.96	3.8	880	0.24	108	86	87
3	8/9	20	4 ϕ 20	3.14	3.76	P-P	2.41	48.7	65.13	3.8	420	0.33	58/66	42	42
4	10	20	4 ϕ 20	3.14	4.76	P-P	2.41	48.7	82.45	3.8	340	0.31	48	34.7	33
Analiza 2: Lie and Woollerton [97]															
5	I8	30.5	4 ϕ 25.5	2.20	3.81	F-F	3.48	44.4	21.64	4.8	1778	0.44	146	115	130
6	I9	30.5	4 ϕ 25.5	2.20	3.81	F-F	3.83	44.4	21.64	4.8	1333	0.31	187	175	187
7	III3	30.5	4 ϕ 25.5	2.20	3.81	F-F	3.54	44.4	21.64	4.8	916	0.22	210	216	222
8	III1	30.5	4 ϕ 25.5	2.20	3.81	P-F	3.96	44.4	30.29	4.8	800	0.18	242	210	180
9	III2	30.5	4 ϕ 25.5	2.20	3.81	P-F	3.92	44.4	30.29	4.8	1000	0.23	220	170	165
10	I6	20.3	4 ϕ 20	3.05	3.81	F-F	4.23	44.2	32.51	4.8	169	0.08	180	177	192
Analiza 3: Dotreppe et al. [98]															
11	31F	30	4 ϕ 16	0.89	3.95	P-P	2.72	57.6	45.61	3.3	422	0.17	116	135	140
12	31B	30	4 ϕ 16	0.89	3.95	P-P	3.15	57.6	45.61	3.3	890/950	0.36/0.38	> 60	85	88/82
13	31C	30	4 ϕ 16	0.89	3.95	P-P	3.29	57.6	45.61	3.3	345/622	0.14/0.25	> 120	125	172/118

Najprej za vse obravnavane stebre s predstavljenim pol-analitičnim računskim postopkom izračunamo kritični čas porušitve $t_{cr,num}$ pri konstantni osni sili P (rešitev sistema dveh nelinearnih enačb (A.1) in (A.2)). Ker raziskovalci za obravnavane stebre [96–98], ne podajajo temperaturnih profilov med požarom, za potrebe analize privzamemo razporeditev temperatur, ki smo jih določili v okviru parametrične študije (glej sliko A.4(a) za prečni prerez 30×30 cm²). Pri tem dimenzije prečnih prerezov Lievih stebrov [97] prilagodimo dimenzijam iz analize (namesto 30.5×30.5 cm² uporabimo dimenzije 30×30 cm² oz. namesto 20.3×20.3 cm² uporabimo 20×20 cm²). Dodatno predpostavimo, da se pri vseh stebrih temperatura po višini stebra ne spreminja. V mehanski analizi upoštevamo temperaturno odvisnost materialnih parametrov betona in armature v skladu z SIST EN 1992-1-2 [38]. Ugotovimo, da so za obravnavane stebre izračunani kritični časi $t_{cr,num}$, ko se stebri med požarom uklonijo, nekoliko manjši

od izmerjenih kritičnih časov $t_{cr,exp}$, vendar kljub temu zaključimo, da lahko z uporabo predstavljenega pol-analitičnega računskega postopka ustrezno ocenimo požarno odpornost centrično obremenjenih vitkih AB stebrov.

V nadaljevanju za obravnavane stebre določimo kritični uklonski čas še z odčitavanjem vrednosti iz diagramov, ki smo jih predstavili v poglavju A.3 (glej slike A.5 do A.9). V tem primeru odčitani kritični čas označimo s $t_{cr,gr,rd}$. Za določitev nivoja začetne obtežbe μ ($\mu = P/P_{cr,20^{\circ}C}$) moramo predhodno izračunati uklonsko (mejno) nosilnost obravnavanih stebrov pri sobni temperaturi $P_{cr,20^{\circ}C}$. Uporabimo računski postopek, ki je podrobneje opisan v prispevku Kraubergerjeve in sodelavcev [31]. Pri odčitavanju vrednosti vpliv vseh parametrov, ki nastopajo v diagramih (število in razporeditev armaturnih palic, stopnja armiranja, ρ_{sl} , oddaljenost armaturne palice od najbližjega roba betona, a , ter nivo začetne obtežbe, μ), upoštevamo z ustrežno linearno interpolacijo. Tudi v tem primeru ugotovimo, da z odčitki iz diagramov A.5 do A.9 dovolj natančno ocenimo požarno odpornost centrično obremenjenih stebrov, kar potrjuje primernost in ustreznost predstavljenega pol-analitičnega računskega postopka za oceno uklonske nosilnosti vitkih AB stebrov v pogojih požara.

A.5 Zaključek in ugotovitve

V prilogi k doktorski disertaciji smo z računskim primerom predstavili učinkovitost, natančnost in primernost predstavljenega matematičnega modela in računskega postopka za analizo uklonske nosilnosti izoliranih AB stebrov med požarom. V računskem primeru smo analizirali vpliv različnih požarnih scenarijev in 'geometrijskih' parametrov na uklonsko nosilnost osno obremenjenega izoliranega AB stebra med požarom. S pojmom 'različni geometrijski parametri' smo zajeli vpliv razporeditve vzdolžne armature, stopnjo armiranja z vzdolžno armaturo, vpliv oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic od zunanega roba betona in vpliv dimenzij prečnega prereza. Pri tem smo upoštevali vse mehanske in toplotne lastnosti betona in armature pri povišanih temperaturah, ki jih predpisuje Evrokod 2. Z obsežnimi parametričnimi študijami smo analizirali vpliv različnih požarnih krivulj in ostalih 'geometrijskih' parametrov na kritični (uklonski) čas in kritično uklonsko silo pri izbranem času t v odvisnosti od začetnega nivoja obtežbe in vitkosti AB stebra. Ugotovili smo:

- Primerjava med eksperimentalnimi podatki in numeričnimi rezultati je pokazala relativno dobro ujemanje rezultatov. Glede na ugotovljeno sklepamo, da je predstavljeni pol-analitični postopek primeren za analizo uklonske nosilnosti stebra kot dela okvirja pri sočasnem delovanju mehanske in požarne obtežbe.
- Izbira požarnega scenarija ima pomemben vpliv na uklonsko nosilnost AB stebra kot dela okvirja. Steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, ima do 50 % manjši kritični (uklonski) čas kot steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji ISO, neodvisno od njegove vitkosti. Pri nižjih nivojih začetne obtežbe je pri togih stebrih kritični uklonski čas manjši za 10 % ($\mu = 0.3$) oz. 25 % ($\mu = 0.5$), pri zelo vitkih stebrih pa 35 oz. 45 %.
- Pri izpostavljenosti AB stebra $t = 15$ oz. 30 min požaru za tri različne nivoje začetne obtežbe pričakovano ugotovimo, da ima steber, ki je izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, manjšo

kritično (uklonsko) nosilnost. Pri tem ima nivo začetne obtežbe P zanemarljiv vpliv na uklonsko nosilnost stebra. V primeru izpostavljenosti temperaturi po požarni krivulji ISO ima tog steber ($\lambda < 20$) po 15. minutah trajanja požara 91 % kritične (uklonske) nosilnosti togega stebra pri sobni temperaturi, po 30. minutah požara pa 82 % začetne nosilnosti. Pri vitkejšem stebru ($\lambda \approx 77$) znaša po 15. minutah izpostavljenosti stebra temperaturi po požarni krivulji ISO uklonska nosilnost stebra le še 52 % začetne uklonske nosilnosti, po 30. minutah pa le 36 %. V primeru, da je steber izpostavljen temperaturi po požarni krivulji HC, so kritične (uklonske) nosilnosti za omenjeni vitkosti stebrov manjše za dodatnih 10 oz. 12 % ($\lambda \approx 77$).

- Razporeditve vzdolžne armature po prečnem prerezu AB stebra kot dela okvirja ima zanemarljiv vpliv na kritični (uklonski) čas neodvisno od obtežbe. Razlike kritičnih časov v splošnem znašajo 5 min.
- Stopnja armiranja AB stebra kot dela okvirja ima majhen vpliv na kritični uklonski čas neodvisno od obtežbe. Razlike v splošnem znašajo v splošnem med 5 in 10 %.
- Oddaljenost vzdolžnih palic od zunanega roba betona ima pomemben vpliv na določitev kritičnega uklonskega časa. Kritični (uklonski) časi stebrov, ki imajo armaturo razporejeno bližje zunanjemu robu betona, ne glede na nivo začetne obtežbe oz. požarnega scenarija, so tudi do 30 % manjši v primerjavi s kritičnimi časi enako obteženih stebrov pri katerih je oddaljenost armaturnih palic od zunanega roba 2-krat večja. Razlika nastane kot posledica višjih temperatur v armaturni palici.
- Dimenzije prečnega prereza imajo pri nespremenjeni stopnji armiranja ter nespremenjenem številu in razporeditvi armaturnih palic po prečnem prerezu stebra kot dela okvirja, pomemben vpliv na kritični (uklonski) čas. Za primerljivo vitke stebre z manjšimi dimenzijami prečnega prereza so kritični (uklonski) časi manjši med 20 in 40 %. Pri izpostavljenosti primerljivo vitkih stebrov z različnimi dimenzijami prečnega prereza požaru v trajanju $t = 15$ min, je uklonska nosilnost za steber z manjšimi dimenzijami prečnega prereza manjša do 10 % neodvisno od nivoja obtežbe.