

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Kolšek, J. 2013. Požarna analiza dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Planinc, I.): 118 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Kolšek, J. 2013. Požarna analiza dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Ph.D. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Planinc, I.): 118 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidatka:

JERNEJA KOLŠEK, univ. dipl. inž. grad.

**POŽARNA ANALIZA DVOSLOJNIH KOMPOZITNIH
LINIJSKIH KONSTRUKCIJ**

Doktorska disertacija številka: 1/GO

**FIRE ANALYSIS OF TWO-LAYERED COMPOSITE
PLANAR STRUCTURES**

Doctoral thesis No.: 1/GO

Soglasje k temi doktorske disertacije je dala Komisija za doktorski študij na 18. redni seji, 8. junija 2011. Za mentorja je bil imenovan izr. prof. dr. Igor Planinc.

Ljubljana, 15. marec 2013

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- izr. prof. dr. Igor Planinc,
- doc. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 18. redni seji, 2. marca 2011.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- doc. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS,
- doc. dr. Tomaž Hozjan,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 36. redni seji, 19. decembra 2012.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik,
- prof. dr. Igor Planinc, mentor,
- doc. dr. Sebastjan Bratina,
- prof. dr. Franc Kosel, UL FS,
- doc. dr. Tomaž Hozjan,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 38. redni seji, 20. februarja 2013.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **Jerneja KOLŠEK**, univ. dipl. inž. grad., izjavljam, da sem avtorica doktorske disertacije z naslovom:

»POŽARNA ANALIZA DVOSLOJNIH KOMPOZITNIH LINIJSKIH KONSTRUKCIJ«.

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

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

Ljubljana, 15. marec 2013

.....
(podpis)

Stran z napako Vrstica z napako Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	614.8:624.016:(043.2)
Avtor:	Jerneja Kolšek
Mentor:	prof. dr. Igor Planinc
Naslov:	Požarna analiza dvoslojnih kompozitnih konstrukcij
Tip dokumenta:	doktorska disertacija
Obseg in oprema:	118 str., 14 pregl., 53 sl., 210 en.
Ključne besede:	kompozitni nosilec, požarna analiza, zdrs, razmik, prenos toplote in vlage

Izvleček

V disertaciji je predstavljen nov numerični model za geometrijsko in materialno nelinearno požarno analizo dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij iz jekla in betona z upoštevanjem vzdolžne in prečne podajnosti stika. Predlagani numerični postopek združuje tri matematično nepovezane faze. Časovni razvoj temperatur v požarnem prostoru se določi v prvi fazi s pomočjo požarnih krivulj. V drugi (toplotno-vlažnostni) fazi se analizira povezano prevajanje toplote in vlage po obravnavani konstrukciji. Razvoj temperatur v jeklenem sloju se pri tem opiše s Fourierjevo enačbo prevajanja toplote po trdni homogeni snovi. Razvoj temperatur, pornih tlakov in količine proste vode v armiranobetonskem sloju pa se opiše s sistemom enačb za ohranitev mase snovi in ohranitev energije, ki upoštevajo tudi vplive izparevanja proste vode, utekočinjanja vodne pare, dehidracije kemijsko vezane vode, kapilarnih tlakov in difuzije adsorbirane vode. Za primere konstrukcij, izpostavljenih nevarnosti eksplozivnega luščenja betona, se pri določanju prepustnosti betona upošteva vpliv napetostno-deformacijskega stanja v nosilcu pri sobni temperaturi. V tretji (mehanski) fazi analize se končno določi časovni razvoj napetostnega in deformacijskega stanja nosilca. To fazo analize zaznamuje nekaj bistvenih novosti: (i) vsak sloj kompozitnega nosilca je ločeno modeliran z geometrijsko nelinearnim modelom Reissnerjevega nosilca, konstitucijski zakon stika pa je zapisan v odvisnosti od vzdolžnih in prečnih zamikov oziroma razmikov med slojema; (ii) poljubna, v splošnem nelinearna, konstitutivna zveza stika med sloji se zapiše v povprečni bazi med tangentnimi in normalnimi baznimi vektorji slojev na stiku; (iii) materialno nelinearen in temperaturno odvisen odziv jeklenega in betonskega sloja nosilca je opisan s pomočjo aditivnega razcepa geometrijske deformacije, kjer so eksplicitno obravnavane deformacije viskoznege lezenja jekla ter deformacije lezenja in prehodne deformacije betona. Vpliv utrjevanja materiala je na mestih cikličnega obremenjevanja in razbremenjevanja konstrukcije upoštevan z modelom kinematičnega utrjevanja. V drugem delu disertacije s primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov pokažemo, da je predlagani numerični model za požarne analize togosti, nosilnosti in duktilnosti kompozitnih nosilcev ustrezen, zanesljiv in natančen. Numerične izračune primerov izvedemo z računalniškima programoma `MoistureHeat2` in `CompositeBeam`, pripravljenima v programskem jeziku `Matlab`. Pri tem je pomembna ugotovitev, da je vpliv napetosti zaradi zunanje mehanske obtežbe nosilca ali oviranih temperaturnih deformacij v toplotno-vlažnostnem delu analize pomemben, kadar se poleg razvoja temperatur analizira tudi razvoj pornih tlakov (na primer pri analizi eksplozivnega luščenja betona). S parametričnimi študijami v zadnjem delu disertacije pa je ugotovljeno še: (i) da je lahko prispevek tankih jeklenih slojev pri kompozitnih nosilcih iz betona in jekla k njihovi požarni odpornosti opazen kljub hitremu poslabševanju mehanske odpornosti jekla pri visokih temperaturah, (ii) da je za požarno odpornost kompozitnega nosilca zadostna vzdolžna in prečna togost stika med slojema odločilnega pomena zlasti v smislu zagotavljanja izkoriščenosti polne nosilnosti slojev in (iii) da lahko luščenje betona pomembno zmanjša požarno odpornost bočno ojačanega nosilca iz betona visoke trdnosti.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC 614.8:624.016:(043.2)
Author: Jerneja Kolšek
Supervisor: prof. Igor Planinc, Ph.D.
Title: Fire analysis of two-layered composite structures
Document type: Ph.D. Thesis
Notes: 118 p., 14 tab., 53 fig., 210 eq.
Key words: composite beam, fire analysis, slip, uplift, heat and moisture transfer

Summary

Subject of the dissertation is a new numerical model for geometrical and material non-linear fire analysis of steel-concrete two-layered composite beams accounting for longitudinal and transversal partial interlayer interaction. The numerical procedure consists of three mathematically uncoupled phases. For the determination of the time-dependent development of temperatures in the fire compartment standard fire curves are used in the first phase. In the following hygro-thermal phase, coupled heat and moisture transfer in the analysed beam is determined. For the steel layer of the beam Fourier law of heat conduction is employed. In the reinforced concrete layer, the distributions of temperatures, pore pressures, and free water contents are defined by a system of mass and energy conservation equations and considering phenomena such as phase transitions (water evaporation and water vapour condensation), release of chemically bound water, capillary pressure and diffusion of adsorbed water. For structures endangered by the concrete spalling phenomenon, the stress-strain state in the beam at room temperature is accounted for in the calculations of the time-dependent permeability of the concrete. The final mechanical part of the fire analysis deals with the time-dependent stress-strain state of the composite beam. The most important novelties of this part of the model are: (i) each of the layers of the composite beam is modelled separately by the kinematically exact planar beam theory of Reissner and the contact constitutive law is described in dependence on the longitudinal and the transversal slips between the layers and on the uplift; (ii) contact constitutive laws are described in an average base established from tangential and normal contact basis vectors; (iii) material non-linear and temperature-dependent behaviour of steel and concrete layers is described using the principle of additivity of strains where viscous creep of steel and creep and transient deformations of concrete are explicitly considered. In the zones of cyclic loading and reloading of the structure, hardening of the material is accounted for by the model of kinematic hardening. In the second part of the dissertation the new proposed model is validated against experimental data and the proposed numerical procedure is proven to be adequate and accurate for the fire analysis of stiffness, ductility, and bearing capacity of an arbitrary beam of this kind. All of the calculations of this as well as of the final part of the dissertation are performed using the computer softwares *MoistureHeat2* and *CompositeBeam* both computed in the computing environment *Matlab*. An important finding of the verification chapter of the thesis shows that the impacts of the mechanical loading of the beam and the effects of restrained thermal dilatations are to be considered in the hygro-thermal part of the analysis if not only temperature but also pore pressure development is important (i.e. in an analysis of the effects of explosive spalling of concrete). In the final part of the thesis, where additional parametric studies are presented, the following additional conclusions are established: (i) regardless of the rapid deterioration of the mechanical resistance of steel at high temperatures, in steel-concrete composite beams an important contribution of the steel layers of the beam is sometimes observed, (ii) for the fire resistance of the composite beams the effects of longitudinal and transversal contact stiffness are of greater importance when the full bearing capacity of the layers is to be exploited, (iii) spalling of concrete can substantially reduce the bearing capacity of the side-plated high strength concrete beams.

Zahvale

Za strokovno vodenje in pomoč pri nastajanju doktorske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju, prof. dr. Igorju Planincu.

Iskrena hvala prof. dr. Miranu Sajetu, predstojniku UL FGG Katedre za mehaniko, za dodeljeno mesto raziskovalke in vso pomoč.

Hvala doc. dr. Tomažu Hozjanu in ostalim sodelavcem UL FGG Katedre za mehaniko za pomoč, izmenjavo mnenj in izkušenj.

Hvala Javni agenciji za tehnološki razvoj Republike Slovenije za dodeljeno štipendijo in podjetju Kraški zidar, d. d. za sodelovanje in pomoč pri nastajanju dela. Še posebej hvala Eriki Ličen, Jerici Kobal in Samu Pirjevcu.

Jure, hvala za vso tvojo potrpežljivost in podporo!

Za razumevanje in oporo hvala staršem, sestri in ostalim članom družine.

Domen, Ela, Nik! Prostega časa je bilo malo, a je bil v vaši družbi vselej izkoriščen najbolje. Hvala!

Kazalo

1	Uvod	1
1.1	Predstavitev problema in pregled stanja na obravnavanem področju	1
1.2	Vsebina dela	5
2	Požarna analiza dvoslojnega kompozitnega nosilca iz betona in jekla	7
2.1	Določitev temperaturnega režima požarnega prostora	7
2.2	Toplotno-vlažnostna faza požarne analize	10
2.2.1	Uvod	10
2.2.2	Enačbe povezanega prevajanja toplote in vlage po betonskem delu nosilca	12
2.2.2.1	Osnovne enačbe	13
2.2.2.2	Konstitucijske zveze izvirnega modela Tencheva in sodelavcev	14
2.2.2.3	Konstitucijske zveze modela Davieja in sodelavcev	17
2.2.2.4	Konstitucijske zveze modificiranega modela Davieja in sodelavcev	19
2.2.2.5	Sistem diferencialnih enačb	23
2.2.3	Enačba prevajanja toplote po jeklenem delu nosilca	24
2.2.4	Začetni in robni pogoji ter pogoji na stiku	24
2.2.5	Numerično reševanje enačb toplotno-vlažnostnega dela požarne analize	25
2.3	Mehanska faza požarne analize	29
2.3.1	Predstavitev problema	29
2.3.2	Osnovne enačbe sloja	30
2.3.3	Vezne enačbe	33
2.3.3.1	Konstitucijski zakon stika	35
2.3.4	Konstitucijske enačbe	36
2.3.4.1	Aditivni razcep geometrijske deformacije	38
2.3.4.2	Konstitucijski zakon jekla	38
2.3.4.3	Konstitucijski zakon betona	41
2.3.4.4	Plastični konstitucijski model materiala	42

2.3.5	Robni pogoji	44
2.3.6	Numerično reševanje enačb mehanskega dela požarne analize	46
3	Preverba ustreznosti predlaganega modela	51
3.1	Preverba ustreznosti numeričnega modela toplotno-vlažnostne faze požarne analize . . .	51
3.1.1	‘Benchmark test’	52
3.1.1.1	Primerjava rezultatov z rezultati Davieja in sodelavcev	53
3.1.1.2	Primerjava rezultatov analiz 1, 2, 3 in 4	54
3.1.1.3	Analiza primera z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev . . .	58
3.1.2	Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju	59
3.1.3	Betonska plošča Kalife in sodelavcev	63
3.1.3.1	Primerjava rezultatov z eksperimentalnimi rezultati Kalife in sodelavcev in numeričnimi rezultati Davieja in sodelavcev	65
3.1.3.2	Vpliv izbrane funkcije prepustnosti betona na časovno in krajevno razporeditev temperatur	69
3.2	Preverba ustreznosti numeričnega modela mehanske faze požarne analize	70
3.2.1	Elastični konzolni dvoslojni kompozitni nosilec pri sobni temperaturi	71
3.2.2	Sujev bočno ojačani prostoležeči nosilec pri sobni temperaturi	72
3.2.3	Sovprežna plošča raziskovalcev Gua in Baileyja	76
3.2.3.1	Plošča GB–1	79
3.2.3.2	Plošči GB–2 in GB–3	80
4	Parametrične študije	84
4.1	Parametrična študija požarne odpornosti bočno ojačanega armiranobetonskega prostoležečega nosilca	84
4.2	Parametrična študija požarne odpornosti prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino	88
4.2.1	Analiza vpliva stopnje armiranosti betonskega dela plošče	90
4.2.2	Analiza vpliva vzdolžne togosti stika	93
4.2.3	Analiza vpliva prečne togosti stika	94
4.2.4	Vpliv robnih pogojev	95
4.3	Analiza vpliva luščenja betona na požarno nosilnost bočno ojačanega prostoležečega armiranobetonskega nosilca	95
5	Zaključki	100
6	Povzetek	103

7 Summary	105
Literatura	107

Seznam slik

2.1	Primeri požarnih krivulj (SIST EN 1991–1–2, 2004).	9
2.2	Shema zgradbe betona (Gawin in sodelavci, 2012).	10
2.3	Obnašanje betona pri povišanih temperaturah (Khoury, 2000).	11
2.4	Posledice luščenja betona po požarnih testih (Fire spalling ..., 2013, Tunnel fire ..., 2013).	12
2.5	Sorpcijske izoterme pri izbranih temperaturah v skladu s predlogom: (a) Tencheva in sodelavcev (2001) in (b) Davieja in sodelavcev (2010).	20
2.6	Shema 4 vozliščnega izoparametričnega končnega elementa in oblikovnih funkcij N_1 , N_2 , N_3 in N_4	27
2.7	Nedeformirana in deformirana lega dvoslojnega kompozitnega nosilca z značilnimi geometrijskimi količinami ter geometrijski pomen ‘povprečne’ deformirane baze stika.	29
2.8	Različni tipi kompozitnih konstrukcij.	31
2.9	(a) Preizkušane pred testiranjem. (b) Mozniki po testiranju. (Faust, 1996)	35
2.10	(a) Odnos sila-zdrs za primer sobne temperature in različnih parametrov α in β . (b) Odnos sila-zdrs pri povišanih temperaturah.	37
2.11	(a) Napetostno-deformacijska zveza jekla pri povišani temperaturi (SIST EN 1993-1-2, 2005). (b) Redukcijski koeficienti za jeklo skladno z SIST EN 1993-1-2 (2005).	40
2.12	(a) Trilinearni materialni model jekla. (b) Redukcijski koeficienti za trilinearni materialni model (Construction metallique, 1976).	40
2.13	(a) Konstitucijski diagram betona skladno s SIST EN 1992-1-2 (2005). (b) Razvoj redukcijskega faktorja.	41
2.14	Konstitucijski diagram betona pri sobni temperaturi (Desayi in Krishnan, 1964, Bergan in Holand, 1979).	42
2.15	Konstitucijski diagram betona skladno z SIST EN 1992–1–2 (2005). Plastični korak.	44
2.16	(a) Shema linijskega končnega elementa. (b) Lagrangevi polinomi 4 stopnje.	50
3.1	‘Benchmark test’. Osnovni podatki numeričnega modela.	52
3.2	Razvoj temperature: (a) po prerezu in (b) s časom.	53
3.3	‘Benchmark test’. Razvoj tlaka plinske zmesi P_G , gostote vodne pare na m^3 plinske zmesi $\tilde{\rho}_V$ in gostote vodne pare na m^3 betona $\bar{\rho}_V$ po prerezu.	55
3.4	‘Benchmark test’. Razvoj količine proste vode $\bar{\rho}_{FW}$ ter pornih tlakov P_{pore} po prerezu.	56

3.5	‘Benchmark test’. Razvoj toka proste vode J_{FW} in toka vodne pare J_V po prerezu za ‘benchmark test’ pri analizah 1, 2, 3 in 4.	58
3.6	‘Benchmark test’. Razvoj kapilarnih tlakov P_C po obravnavanem prerezu.	58
3.7	‘Benchmark test’. Delni parni tlaki P_V , nasičeni parni tlaki P_{sat} in tlaki zmesi plinov P_G po prerezu za ‘benchmark test’ glede na: (a) model Davieja in sodelavcev (2006) in (b) model Davieja in sodelavcev (2010).	59
3.8	Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju: (a) geometrijski podatki preskušanca in pozicije merilnih mest, (b) geometrijski podatki in robni pogoji dvodimenzionalnega numeričnega modela problema in (c) eksperimentalno izmerjen (Khan, 1990) časovni razvoj temperatur betona tik pod segrevano jekleno diafragmo.	60
3.9	Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Prikaz krajevne razporeditve: (a) temperature T (v °C), (b) pornih tlakov P_{pore} (v MPa) in (c) vsebnosti vodne pare na enoto volumna plinske mešanice (v kg/m ³) po prečnem prerezu cevi za izbrane čase.	62
3.10	Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Primerjava eksperimentalno in numerično določene: (a) krajevne porazdelitve pornih tlakov po prerezu cevi pri različnih časih in (b) krivulje pornih tlakov v odvisnosti od temperature za merilna mesta od 1 do 5.	63
3.11	Betonska plošča Kalife in sodelavcev (2000). Shema numeričnega modela.	64
3.12	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Graf funkcije prepustnosti K za različne vrednosti parametrov α in β	65
3.13	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Razvoj tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa za primer plošče iz betona običajne trdnosti za različne funkcije prepustnosti betona K	66
3.14	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Razvoj tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa za primer plošče iz betona visoke trdnosti za različne funkcije prepustnosti betona K	67
3.15	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov razvoja tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa.	68
3.16	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Primerjava časovnega razvoja temperatur za dve opazovani funkciji prepustnosti f_1 in f_2	70
3.17	Elastični konzolni dvoslojni kompozitni nosilec pri sobni temperaturi. Geometrijske karakteristike problema.	71
3.18	Sujev bočno ojačani nosilec. (a) Preskušanec pred testiranjem. (b) Vezna sredstva uporabljena v eksperimentih. (Su in sodelavci, 2010)	73
3.19	Sujev bočno ojačani nosilec. (a)–(e) Geometrijske karakteristike problema. (f) Odziv stika z dvema vijakoma pri standardnem strižnem preizkusu (Su in sodelavci, 2010) ter njegova odsekoma linearna modifikacija uporabljena v numeričnih analizah s programom CompositeBeam.	74
3.20	Sujev bočno ojačani nosilec. Primerjava eksperimentalno in numerično določenih obtežno-deformacijskih krivulj.	75

3.21	Sujev bočno ojačani nosilec (Su in sodelavci, 2010). Primerjava eksperimentalno in numerično določenih vzdolžnih zdrsov med ojačitvijo in nosilcem v točkah A1 in B1.	76
3.22	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey. (a) Shema pripravljenega eksperimenta. (b) Prečni prerez plošče. (c) Geometrijske karakteristike obravnavanega dela prereza z robnimi pogoji za toplotno-vlažnostni del požarnih analiz. (d) Časovni razvoj temperature v požarnem prostoru. (e) Konstitucijski zakon stika pri sobni temperaturi za vzdolžno smer.	78
3.23	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey pri sobni temperaturi: Primerjava med eksperimentalno in numerično določeno: (a) obtežno-deformacijsko krivuljo plošče in (b) navpično reakcijsko silo na skrajnem levem robu plošče (točka T_1).	79
3.24	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey v požaru. (a) Razporeditev temperatur. (b) Razporeditev količine proste vode po prerezu v izbranih časih.	81
3.25	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011) v požaru. Časovni razvoj temperature na merilnih mestih T15, T16, T19 in T20, T21, T22.	82
3.26	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey v požaru: obtežno-deformacijska krivulja.	82
4.1	Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Geometrijski in materialni podatki ter podatki o obtežbi in robnih pogojih.	86
4.2	Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Primerjava krajevne razporeditve temperatur T (v °C), pornih tlakov P_{pore} (v MPa) in gostote vodne pare na enoto volumna plinske mešanice $\tilde{\rho}_V$ (v kg/m ³) po prečnem prerezu armiranobetonskega nosilca za čase 10, 30, in 60 minut za: (a) neojačani armiranobetonski nosilec in (b) ojačani armiranobetonski nosilec.	87
4.3	Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Primerjava obtežno-deformacijskih krivulj za bočno ojačana nosilca 'a' in 'b' ter neojačana nosilca 'c' za obtežna nivoja: (a) $P = 40$ kN in (b) $P = 70$ kN.	88
4.4	Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Geometrijske karakteristike problema in robni pogoji za numerični model.	89
4.5	Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Razporeditev temperatur po prerezu v izbranih časih.	90
4.6	Analiza vpliva stopnje armiranosti betonskega dela plošče. Časovno spreminjanje prečnega pomika na sredini razpona plošče med požarom.	91
4.7	Analiza vpliva vzdolžne togosti stika. (a) Časovno spreminjanje prečnega pomika na sredini razpetine plošče. (b) Časovno spreminjanje zdrsov med slojema po dolžini ojačanega nosilca.	93
4.8	Analiza vpliva prečne togosti stika. (a) Časovni razvoj vertikalnega pomika na sredini razpetine nosilca. (b) Časovni razvoj razmikov med slojema po dolžini ojačanega nosilca.	94
4.9	Analiza vpliva luščenja betona. Razporeditev: (a) temperatur, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu nosilca za čase 10, 30 in 60 min.	97

4.10	Analiza vpliva luščenja betona. Predviden scenarij luščenja.	97
4.11	Analiza vpliva luščenja betona. Mehanski odziv nosilca, če je vpliv luščenja v računu: (a) zanemarjen in (b) upoštevan.	98

Seznam preglednic

2.1	Vrednosti parametrov za opis krivulje sila-zdrs pri sobni temperaturi po Olgaardu (1971).	36
2.2	Vrednosti parametrov A in B pri povišanih temperaturah (Huang in sodelavci, 1999).	36
3.1	‘Benchmark’ test. Robni pogoji.	52
3.2	‘Benchmark test’. Podatki o analizah 1, 2, 3 in 4.	53
3.3	Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Robni pogoji za numerični model.	60
3.4	Vhodni podatki za primer betonske plošče Kalife in sodelavcev.	64
3.5	Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Robni pogoji za numerični model.	64
3.6	Elastični dvoslojni konzolni nosilec pri sobni temperaturi. Primerjava numeričnih rezultatov: (a) 3D numeričnega modela pripravljenega v komercialnem računalniškem programu LUSAS in (b) linijskega numeričnega modela programa CompositeBeam.	72
3.7	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011): Robni pogoji za mehansko numerično analizo.	77
3.8	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011). Materialni parametri v izbranih obravnavanih primerih.	79
3.9	Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey. Robni pogoji v toplotno–vlažnostni fazi numerične analize.	80
4.1	Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Robni pogoji za toplotno–vlažnostno analizo.	85
4.2	Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Robni pogoji za numerični model.	89
4.3	Analiza vpliva robnih pogojev. Primerjava časov porušitve čistega in ojačanega nosilca v odvisnosti od prečne togosti stika in robnih pogojev.	95

List of figures

2.1	Parametric fire curves (SIST EN 1991–1–2, 2004).	9
2.2	Schematic view of water arrangement in capillary pores (Gawin in sodelavci, 2012).	10
2.3	Behaviour of concrete at elevated temperatures (Khoury, 2000).	11
2.4	Spalling damage of concrete after fire tests (Fire spalling ..., 2013, Tunnel fire ..., 2013).	12
2.5	Sorption isothermes for various temperatures according to suggestion of: (a) Tenchev <i>et al.</i> (2001) and (b) Davie <i>et al.</i> (2010).	20
2.6	Scheme of 4 noded isoparametric finite element and its shape functions N_1 , N_2 , N_3 and N_4	27
2.7	Undeformed and deformed configuration of two-layered composite beam with standard geometrical properties and geometrical meaning of the ‘average’ deformed basis of the contact.	29
2.8	Various types of composite structures.	31
2.9	(a) Specimen before testing. (b) Treenails after testing. (Faust, 1996)	35
2.10	(a) Relation of force-slip for normal temperature and different values of parameters α and β . (b) Relation force-slip at elevated temperatures.	37
2.11	(a) Stress-strain relationship of steel at elevated temperature (SIST EN 1993-1-2, 2005). (b) Reduction factors for steel in accordance with SIST EN 1993-1-2 (2005).	40
2.12	(a) Trilinear stress-strain relationship of steel at elevated temperature. (b) Reduction factors for steel in accordance with Construction metallique (1976).	40
2.13	(a) Stress-strain relationship of concrete according to SIST EN 1992-1-2 (2005). (b) Development of reduction factor.	41
2.14	Stress-strain relationship of concrete at ambient temperature (Desayi in Krishnan, 1964, Bergan in Holand, 1979).	42
2.15	Stress–strain relationship of concrete in accordance to SIST EN 1992–1–2 (2005). Plastic step.	44
2.16	(a) Scheme of 1D finite element. (b) Lagrangian polynoms of 4th order.	50
3.1	‘Benchmark test’. Basic data of the numerical model.	52
3.2	Distribution of temperatures: (a) over the cross-section and (b) over time.	53

3.3	‘Benchmark test’. Distribution of gas pressures P_G , water vapour content per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$, and water vapour content per unit volume of concrete $\bar{\rho}_V$ over the cross section.	55
3.4	‘Benchmark test’. Distribution of free water content $\bar{\rho}_{FW}$ and pore pressures P_{pore} over the cross section.	56
3.5	‘Benchmark test’. Distribution of free water flux J_{FW} and water vapour flux J_V over the cross section for the benchmark test for the analyses 1, 2, 3, and 4.	58
3.6	‘Benchmark test’. Distribution of capillary pressures P_C over the observed cross section.	58
3.7	‘Benchmark test’. Distribution of partial vapour pressures P_V , saturated vapour pressures P_{sat} , and pressures of gaseous mixture P_G over the cross section for the ‘benchmark test’ according to: (a) the model of Davie <i>et al.</i> (2006) and (b) the model of Davie <i>et al.</i> (2010).	59
3.8	Khan’s simulation of an accident in a reactor vessel: (a) test specimen and the positions of measuring points, (b) geometry and boundary conditions for the 2–dimensional numerical model, and (c) temperature history of concrete beneath the hot stainless steel diaphragm as measured during experiment (1990).	60
3.9	Khan’s simulation of an accident in a reactor vessel. The time and space distributions of: (a) temperature T (in °C), (b) pore pressures P_{pore} (in MPa), and (c) water vapour contents per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$ (in kg/m ³) over the concrete core–steel wall cross–section.	62
3.10	Khan’s simulation of an accident in a reactor vessel. A comparison between experimentally and numerically determined: (a) space distribution of pore pressures at various times and (b) pressure–temperature relationships for the measuring points 1–5.	63
3.11	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . Scheme of the numerical model.	64
3.12	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . Graphs of the permeability function K for different parameters α and β	65
3.13	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . Distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time for the treated normal strength concrete plate (OTB plate) for different concrete permeability functions K	66
3.14	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . Distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time for the treated high strength concrete plate for different concrete permeability functions K	67
3.15	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . A comparison of distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time.	68
3.16	Concrete plate of Kalifa <i>et al.</i> . A comparison of temperature development over time for two permeability functions f_1 and f_2	70
3.17	Elastic two–layered cantilever beam at ambient temperatures. Geometric characteristics of the problem.	71
3.18	Side-plated RC beam of Su <i>et al.</i> . (a) Test setup. (b) A typical bolt set as used in experimental testings. (Su <i>et al.</i> , 2010)	73

3.19	Side-plated RC beam of Su <i>et al.</i> . (a)–(e) The geometric properties of the problem. (f) Bolt force–slip response of two–bolt contact connection as measured in a standard shear test (Su <i>et al.</i> , 2010) and its piecewise linear modification used in numerical analyses with CompositeBeam.	74
3.20	Side-plated RC beam of Su <i>et al.</i> (2010). A comparison of experimentally and numerically detected moment-deflection responses.	75
3.21	Side-plated RC beam of Su <i>et al.</i> (2010). A comparison of experimentally and numerically detected mid-span deflection/longitudinal slip responses in points A1 and B1.	76
3.22	Composite plate of Guo and Bailey. (a) Test assembly. (b) Profile of the composite plate specimen. (c) Geometrical details of the treated part and displayed boundary conditions for the hygro-thermal part of the fire analyses. (d) Fire scenario. (e) Slip-shear stress curve of the longitudinal contact interaction for the ambient temperature.	78
3.23	Composite plate of Guo and Bailey at ambient temperature: A comparison between experimentally and numerically detected: (a) load–midspan deflection curve and (b) vertical reaction force at the left end of the plate (point T ₁).	79
3.24	Composite plate of Guo and Bailey in fire. Distribution of: (a) temperature and (b) free water content over the cross–section at chosen times.	81
3.25	Composite plate of Guo and Bailey (2011) in fire. Development of temperatures over time at positions of embedded thermocouples T15, T16, T19 and T20, T21, T22.	82
3.26	Composite plate of Guo and Bailey in fire. Development of midspan deflection over time.	82
4.1	The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. Geometry and the boundary conditions employed in the numerical analysis of the heat and moisture fields.	86
4.2	The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. A comparison between: Distributions of temperature T (in °C), pore pressure P_{pore} (in MPa), and water vapour content per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$ (in kg/m ³) over the reinforced concrete beam cross-section at 10, 30, and 60 min for: (a) the unstrengthened beam and (b) the side–plated beam.	87
4.3	The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. The comparison of the time–midspan deflection curves for the two side-plated (cases ‘a’ and ‘b’) and the unstrengthened RC beams (case ‘c’) for two load levels: (a) $P = 40$ kN and (b) $P = 70$ kN.	88
4.4	The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Geometric characteristics of the problem and boundary conditions for the hygro-thermal part of the fire analysis.	89
4.5	The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Distribution of temperatures over the cross–section at chosen times.	90
4.6	The analysis of the effect of the reinforcement rate of the concrete plate. Development of the mid–span deflection of the plate over time.	91

4.7	The analysis of the effect of the longitudinal contact stiffness. (a) Development of mid-span deflection over time. (b) The time development of the slip between the layers along the beam length.	93
4.8	The analysis of the effect of the transversal contact stiffness. (a) Development of mid-span deflection over time). (b) The time development of the uplift between the layers along the beam length.	94
4.9	The analysis of the effects of concrete spalling. Distribution of: (a) temperatures, (b) pore pressures, and (c) water vapour content over the cross-section at 10, 30, and 60 min.	97
4.10	The analysis of the effects of concrete spalling. Predicted spalling scenario.	97
4.11	The analysis of the effects of concrete spalling. The mechanical response of the beam when concrete spalling is: (a) neglected and (b) considered in the analysis.	98

List of tables

2.1	Values of parametrs for description of force-slip curve at room temperature according to Olgaard (1971).	36
2.2	Values of parameters A and B at elevated temperatures (Huang <i>et al.</i> , 1999).	36
3.1	‘Benchmark’ test. Boundary conditions.	52
3.2	‘Benchmark test’. Details of performed analyses 1, 2, 3, and 4.	53
3.3	Khan’s simulation of an accident in a reactor vessel. Boundary conditions for the numerical model.	60
3.4	Initial conditions and material properties for the concrete slab of Kalifa <i>et al.</i>	64
3.5	The concrete plate of Kailfa <i>et al.</i> . Boundary conditions for the numerical model.	64
3.6	Elastic two-layered cantilever beam at ambient temperatures. A comparison between numerical results of: (a) a 3D solid LUSAS numerical model and (b) the present numerical model.	72
3.7	Composite slab of Guo and Bailey (2011): Boundary conditions for mechanical numerical analysis.	77
3.8	Composite slab of Guo and Bailey (2011). Material properties in selected cases.	79
3.9	Composite plate of Guo and Bailey. Boundary conditions for the hygro-thermal numerical analysis of the problem.	80
4.1	The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. Boundary conditions for the numerical model.	85
4.2	The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Boundary conditions for the numerical model.	89
4.3	The analysis of the effects of boundary conditions. A comparison between the fire resistances of the plated and the non-plated beam for different normal contact stiffnesses and different boundary conditions.	95

SEZNAM SIMBOLOV

J_i	masni tok faze i ($i = FW, V, A$)
ε_i	volumski delež faze i ($i = FW, V, A, G$)
$\tilde{\rho}_i$	gostota faze i na volumsko enoto plinske zmesi ($i = V, A, G$)
ρ_i	masa volumske enote faze i ($i = FW, c, s$)
\dot{E}_{FW}	količina izparjene proste vode vključno z desorpcijo (merjeno na volumsko enoto betona)
$\bar{\rho}_D$	masa kemijsko vezane vode sproščene s procesom dehidracije (merjeno na volumsko enoto betona)
$\bar{\rho}_{FW}$	masa proste vode v volumski enoti betona
$\bar{\rho}_{cem} = \varepsilon_{cem}\rho_{cem}$	masa cementa v volumski enoti betona
$\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}$	masa proste vode v volumski enoti betona pri polni zasičenosti zraka v betonu in sobni temperaturi
t	čas
ρc	specifična toplota betona
c_s	specifična toplota jekla
k	toplotni prevodnostni koeficient betona
k_s	toplotni prevodnostni koeficient jekla
h_q	konvekcijski toplotni prestopni koeficient
h_r	radiacijski toplotni prestopni koeficient
$(\rho C)_{air}$	specifična toplota zraka
α_{air}	difuzijski koeficient zraka
β	masni prestopni koeficient
ρcv	notranja energija betona zaradi toka tekočin
λ_E	latentna toplota izparevanja (utekočinjanja)
λ_D	latentna toplota dehidracije
T	temperatura v stopinjah Kelvina
T_C	temperatura v stopinjah Celzija
P_i	tlak faze i ($i = L, G, A, V$)

P_{sat}	nasičeni parni tlak
D_{AV}	difuzijski koeficient suhega zraka v vodni pari
D_{VA}	difuzijski koeficient vodne pare v suhem zraku
v_i	hitrost toka faze i ($i = L, G, B$)
K	prava prepustnost suhega betona
K_i	relativna prepustnost faze i v betonu ($i = L, G$)
μ_i	dinamična viskoznost faze i ($i = L, G$)
R_i	plinska konstanta faze i ($i = A, V$)
p_{or}	poroznost betona
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
D_B	difuzijski koeficient adsorbirane vode
P_C	kapilarni tlak
P_{pore}	porni tlak
k_g	redukcijski faktor za upoštevanje vpliva turbulentnosti toka plinaste zmesi ob stenah por betona
D	faktor poškodovanosti betona zaradi termičnih in mehanskih vplivov
ω	stopnja poškodovanosti betona zaradi termičnih vplivov
χ	stopnja poškodovanosti betona zaradi mehanskih vplivov
L^i	dolžina sloja i ($i = a, b$)
$\mathbf{E}_X, \mathbf{E}_Y, \mathbf{E}_Z$	ortonormalna desnosučna vektorska baza prostorskega nepomičnega (Lagrangeovega) kartezijskega koordinatnega sistema (X, Y, Z)
$(\mathbf{e}_t^i, \mathbf{e}_m^i, \mathbf{e}_n^i)$	ortonormalna desnosučna vektorska baza materialnega pomičnega (Eulerjevega) kartezijskega koordinatnega sistema sloja i (x^i, y^i, z^i)
$(\mathbf{e}_t^*, \mathbf{e}_m^*, \mathbf{e}_n^*)$	ortonormalna desnosučna povprečna deformirana vektorska baza na stiku med slojema
u^i	pomik delca na referenčni osi sloja i v smeri prostorske koordinatne osi X ($i = a, b$)
w^i	pomik delca na referenčni osi sloja i v smeri prostorske koordinatne osi Z ($i = a, b$)

φ^i	zasuk referenčne osi sloja i ($i = a, b$)
ε^i	osna deformacija referenčne osi sloja i ($i = a, b$)
κ^i	upogibna deformacija referenčne osi sloja i ($i = a, b$) (ukrivljenost)
R_X^i, R_Z^i	X in Z komponenta rezultante napetosti N^i v prečnem prerezu sloja i ($i = a, b$)
N^i, Q^i	osna in prečna sila prečnega prereza sloja i ($i = a, b$)
M^i	upogibni moment prečnega prereza sloja i ($i = a, b$)
D_σ^i	vzdolžna mehanska deformacija na mestu poljubnega materialnega delca sloja i ($i = a, b$)
$D_{j,\sigma}^i$	vzdolžna mehanska deformacija na mestu materialnega delca j sloja i ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$D_{j,\sigma,e}^i$	elastični del vzdolžne mehanske deformacije na mestu materialnega delca j sloja i ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$D_{j,\sigma,p}^i$	plastični del vzdolžne mehanske deformacije na mestu materialnega delca j sloja i ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
σ^i	napetost na mestu poljubnega materialnega delca sloja i ($i = a, b$)
σ_j^i	napetost na mestu materialnega delca j sloja i ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$\mathcal{P}_X^i, \mathcal{P}_Z^i, \mathcal{M}_Y^i$	X, Y in Z komponenta linijske in linijske momentne obtežbe na enoto dolžine sloja i ($i = a, b$)
$\mathcal{P}^i, \mathcal{M}^i$	linijska in linijska momentna vektorska obtežba sloja i ($i = a, b$)
$\mathbf{p}^i, \mathbf{v}^i$	površinska in prostorninska obtežba sloja i ($i = a, b$)
C_x^i, dC_x^i	kontura prečnega prereza sloja i ($i = a, b$) in njen diferencial
A_x^i, dA_x^i	površina prečnega prereza sloja i ($i = a, b$) in njen diferencial
$\boldsymbol{\rho}^i$	krajevni vektor materialnega delca glede na položaj referenčne osi v prečnem prerezu sloja i ($i = a, b$)
\mathbf{R}^i	krajevni vektor materialnega delca sloja i glede na prostorsko bazo ($i = a, b$)
\mathbf{U}^i	vektor pomika materialnega delca sloja i glede na prostorsko bazo ($i = a, b$)
Δ^*	vzdolžna komponenta vektorja zdrsa med slojema v povprečni deformirani bazi
d^*	prečna komponenta vektorja zdrsa/razmik med slojema v povprečni deformirani bazi

$\mathbf{p}_c^{i,*}$	vektor kontaktne obtežbe sloja i v povprečni deformirani bazi ($i = a, b$)
D_j^i	totalna (geometrijska) deformacija sloja i na mestu materialnega delca j ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$D_{j,th}^i$	prosta temperaturna deformacija sloja i na mestu materialnega delca j ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$D_{j,cr}^i$	deformacija lezenja sloja i na mestu materialnega delca j ($i = a, b$, $j = c, s, r$)
$D_{c,tr}^a$	prehodna deformacija materialnega delca betona
S_1^i, \dots, S_6^i	posplošena robna obtežba nosilca i ($i = a, b$)
L_m	Lagrangeovi interpolacijski polinomi reda $(M - 1)$ ($m = 1, 2, \dots, M$)
$E_{j,i}$	elastični modul materiala ($j = c, s$, $i = 20, T$)
$E_{p,j}$	modul utrjevanja jekla ($j = 20, T$)
$f_{p,T}, D_{\sigma,p,T}$	meja proporcionalnosti jekla in pripadajoča mehanska deformacija pri temperaturi T
$f_{y,j}, D_{\sigma,y,j}$	meja tečenja jekla in pripadajoča mehanska deformacija ($j = 20, T$)
$D_{\sigma,t}$	mehanska deformacija jekla pri maksimalni napetosti
$D_{\sigma,u}$	porušna mehanska deformacija jekla
$f_{c,j}, D_{\sigma,c1,j}$	tlačna trdnost betona ($j = 20, T$) in pripadajoča mehanska deformacija
$D_{\sigma,cu,j}$	porušna tlačna deformacija betona ($j = 20, T$)
$f_{ct,j}$	natezna trdnost betona ($j = 20, T$)
D_{cr}	mehanska deformacija betona pri $0.55 \cdot f_{ct,20}$ in sobni temperaturi
D_{max}	porušna natezna deformacija betona pri sobni temperaturi
$k_{p,T}$	redukcijski faktor za izračun meje proporcionalnosti jekla pri temperaturi T
$k_{y,T}$	redukcijski faktor za izračun meje tečenja jekla pri temperaturi T
$k_{E,T}$	redukcijski faktor za izračun modula elastičnosti jekla pri temperaturi T
$k_{c,T}$	redukcijski faktor za izračun tlačne trdnosti betona pri temperaturi T
k_{top}	začetna prepustnost suhega betona tlačno najbolj obremenjenega dela prereza
h	višina prereza AB nosilca
y	razdalja od vrha prereza AB nosilca
d_{neu}	globina nevtralne osi v prerezu AB nosilca pri sobni temperaturi in uporabni obtežbi

P_{max}	maksimalna nosilnost veznega sredstva
P_{st}	sila na stiku
$f_{uč}$	mejna trdnost čepa
d_{ξ}	premer čepa
f^{trial}	pomožna funkcija v modelu kinematičnega utrjevanja materiala
σ^{trial}	pomožna napetost v modelu kinematičnega utrjevanja materiala
σ_Y	meja plastičnega tečenja materiala v modelu kinematičnega utrjevanja materiala
ζ^{trial}	relativna napetost v modelu kinematičnega utrjevanja materiala
v	akumulirana plastična deformacija v modelu kinematičnega utrjevanja materiala
$\Delta\gamma$	prirastek plastične deformacije v modelu kinematičnega utrjevanja materiala

Indeks

∞	zunaj (atmosferski) pogoji
0	začetni pogoji
FW	prosta voda (adsorbirana in tekoča)
L	tekoča prosta voda
B	adsorbirana prosta voda
G	plinska zmes vodne pare in suhega zraka
V	vodna para
A	suh zrak
c	beton
s	jeklo
r	armaturne palice v AB nosilcu
<i>pore</i>	porni tlaki oziroma njihov prispevek
<i>con</i>	konstitucijska notranja sila
<i>ex</i>	prispevek zunanje obtežbe sloja
<i>cn</i>	prispevek kontaktne obtežbe sloja
20	stanje pri sobni temperaturi

- T stanje pri povišani temperaturi T
- a AB sloj kompozitnega nosilca
- b jekleni sloj kompozitnega nosilca
- e elastični del mehanske deformacije
- p plastični del mehanske deformacije

1 Uvod

1.1 Predstavitev problema in pregled stanja na obravnavanem področju

Požarna varnost je po Zakonu o graditvi objektov (ZGO–1–UPB1, 2004) definirana kot ena izmed petih bistvenih zahtev slehernega inženirskega objekta. Nezaostna požarna varnost objekta ogroža življenje ljudi in povzroča materialno škodo zaradi poškodb ali uničenja lastnine ter izpada obratovanja objekta oziroma zaustavitve proizvodnje v fazi popožarne sanacije. Nesreče v obliki požarov lahko povzročijo tudi ekološko škodo (nesreče s požari v kemičnih laboratorijih, v jedrskih elektrarnah ...).

Požar je buren kemični proces, pri katerem se sprošča velika količina toplote in plinov. Ocena vpliva požara na požarno varnost uporabnikov objekta, lastnine in okolja je zato zelo zahtevna in združuje dve bistveni kompleksni področji požarnega načrtovanja. Primarno področje požarnega načrtovanja je področje določanja časovnega razporejanja temperatur in dima po obravnavanem objektu med požarom in načrtovanja ukrepov potrebne požarne zaščite (razdelitev objekta na enote s požarnimi zidovi in tlemi oziroma požarne sektorje, določitev evakuacijskih poti, določitev števila in razporeditve pršilnikov vode in drugo). Poleg ostalih ukrepov je v tej fazi izrednega pomena določanje zahtev ustrezne požarne odpornosti obodne konstrukcije požarnega prostora. Ta mora najpogosteje zadostiti predvsem trem bistvenim zahtevam: (i) zahtevi po celovitosti oziroma sposobnosti, da konstrukcijski sklop določen čas preprečuje prenos požara na neizpostavljeno stran zaradi preboja plamenov ali vročih dimnih plinov, (ii) zahtevi po toplotni izolativnosti oziroma sposobnosti, da konstrukcijski sklop določen čas preprečuje prenos požara na neizpostavljeno stran zaradi prevelikega prenosa toplote ter (iii) zahtevi po nosilnosti oziroma sposobnosti, da se konstrukcijski sklop v primeru požara določen čas ne poruši. Rezultat primarne faze požarnega načrtovanja je t. i. študija požarne varnosti, ki je po Zakonu o graditvi objektov (ZGO–1–UPB1, 2004) nujen del dokumentacije za pridobitev gradbenega dovoljenja. Primarni fazi požarnega načrtovanja sledi sekundarna, v kateri se glede na zahtevano požarno odpornost obodne konstrukcije požarnih sektorjev, določeno v študiji požarne varnosti, zasnujejo in dimenzionirajo še konstrukcijski sklopi gradbene konstrukcije.

Proces požarnega projektiranja združuje obsežna povezana znanja različnih ved in strok (gradbeništva, strojništva, kemije, varnostnega inženiringa in drugih) in je kot tak izredno kompleksen ter (zlasti v evropskih državah in ZDA) podvržen sorazmerno natančnim in strogim predpisom. Ti v splošnem priznavajo dve vrsti načrtovanja požarne varnosti, predpisni način in performančni način. Predpisni način zagotavljanja požarne varnosti temelji na izkustvenih in eksperimentalnih metodah ter predpisanih ukrepih, ki so podani v standardih oziroma smernicah. Takšna oblika požarnega projektiranja je danes v vsakdanji inženirski praksi še vedno aktualnejša, žal pa konzervativnejša in zato pogosto stroškovno neučinkovita. Zlasti v primerih kompleksnih in nestandardnih objektov je za zagotovitev ustrezne požarne varnosti zato primernejši alternativni, performančni pristop. Performančno načrtovanje združuje uporabo inženirskih

metod in znanstvenega pristopa ter zahteva dobro poznavanje osnovnih inženirskih načel kot tudi teorije dinamike gorenja, razvoja požara in gašenja (Glavnik in Jug, 2010). Pri takšnem načinu projektiranja se v primarni fazi uporabljajo programski paketi, ki na osnovi podatkov o količini in razporeditvi gorljive snovi v prostoru, velikosti prostora, velikosti in razporeditvi odprtih, termičnih lastnostih konstrukcije, relativne zračne vlažnosti, zračnega tlaka in intenzivnosti prezračevanja omogočajo natančno določitev temperaturnega režima ter časovnega razvoja tokov in gostote dima v požarnem sektorju. Med bolj znanimi in med stroko sprejetimi komercialnimi računalniškimi paketi so na primer paketi ANSYS CFX, FDS, FLUENT in drugi, na razpolago pa je tudi nekaj akademskih programskih orodij, razvitih na univerzah po svetu. Takšno je na primer orodje *Ozone*, ki ga je na Univerzi v Liegu predstavil Cadorin (2003). Kompleksnejših numeričnih modelov se pri performančnem požarnem projektiranju poslužimo tudi v sekundarni fazi požarnega načrtovanja pri določanju toplotnega in mehanskega odziva gradbene konstrukcije. Tudi tu so nam z določenimi omejitvami na voljo številni komercialni programi, kot so ANSYS, LUSAS, ABAQUS, SAP 2000 in drugi, veliko pa je tudi akademskih. Med njimi omenimo programe *FIREST-3* Univerze California (Bizri in sodelavci, 1974), *TAFES* Švedskega nacionalnega inštituta (Sterner in Wickstrom, 1990), *CEVICOSS* Univerze v Liegu (Milke, 1992) ter slovenski *MoistureHeat* Univerze v Ljubljani. Program *MoistureHeat* je pod okriljem Katedre za mehaniko na UL Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo (UL FGG) pripravil Hozjan (2009), namenjen pa je toplotno-vlažnostnim analizam sovprežnih konstrukcij iz betona in jekla. Na Katedri za mehaniko na UL FGG so bili sicer razviti tudi številni drugi programi za določanje toplotnega in mehanskega odziva različnih tipov konstrukcij (Turk, 1987, Bratina, 2003, Schnabl, 2007, Krauberger, 2008, Hozjan, 2009).

V nadaljevanju se pri pregledu stanja omejimo predvsem na sekundarno fazo požarnega načrtovanja, kjer se ukvarjamo s požarno analizo toplotnega in mehanskega odziva gradbene konstrukcije.

Pri požarni analizi betonskih konstrukcij se kompleksni toplotni analizi težko izognemo. Najenostavnejši pristop k analizi časovnega razvoja temperaturnih polj v betonskih konstrukcijah upošteva sicer le prevajanje toplote kot po trdni neporozni snovi. Ker pa je beton izrazito heterogen, sestavljen ne le iz trdne faze, ampak tudi številnih por, zapolnjenih s prosto, adsorbirano in kemijsko vezano vodo ter s plinsko mešanico vodne pare in suhega zraka, toplota preko materiala ne prehaja le s procesom kondukcije, ampak tudi s konvekcijo; prehajanje toplote pa vselej spremljajo še kemijski razkroj cementnega kamna (izločanje kemijsko vezane vode) ter fazne spremembe snovi (uparjanje vode v toplejših predelih materiala in utekočinjanje vodne pare v hladnejših). Ti kompleksni procesi prispevajo k spremembam toplotne kapacitete betona in njegove notranje energije zaradi porabljanja oziroma sproščanja latentne toplote ter upočasnjujejo toplotni tok. Temperaturna polja, izračunana z najenostavnejšimi modeli, kjer vpliv vlage v toplotni analizi betonskega elementa ni upoštevan, so zato v splošnem precenjena (Lamont in sodelavci, 2001, Dwaikat in Kodur, 2009 in 2010).

Kot alternativa najpreprostejšim modelom se v literaturi pogosto pojavijo tudi predlogi modelov, ki nasprotno obravnavajo tudi vpliv vlage in so prilagojeni zahtevani stopnji varnosti objekta ter destruktivnim pojavom, ki lahko zmanjšajo varnost konstrukcije. Prvo skupino takšnih modelov predstavljajo toplotno-vlažnostni modeli, ki prenos toplote in vlage obravnavajo povezano, ne obravnavajo pa mehanskih vplivov zaradi napetosti, ki so v elementu lahko posledica zunanje mehanske obtežbe ali pa oviranih temperaturnih deformacij. Takšni modeli uporabijo predpostavko Bažanta in Kaplana (1996), da je vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperature konstrukcije v primerjavi s spremembo temperature zaradi dovedene toplote sorazmerno majhen in da je stisljivost vode mnogo večja od stisljivosti betona, zaradi česar relativna sprememba volumna por betona ne povzroča opaznejših sprememb v pritiskih porne vode in zraka. V dostopni znanstveni literaturi se ta predpostavka sicer omenja kot ustrezna, kadar govorimo o konvencionalnih betonih običajne trdnosti in vlažnosti (Dwaikat in Kodur, 2009). Med prvimi je toplotno-vlažnostni model za kapilarno porozne materiale predstavil Luikov (1975), kasneje pa

so mu sledili tudi številni drugi (Ahmed in sodelavci, 1991, Ahmed in Hurst, 1999, Bažant in Kaplan, 1996, Tenchev in sodelavci, 2001, Ichikawa in England, 2004, Chung in Consolazio, 2005, Tenchev in Purnell, 2005, Davie in sodelavci, 2006, Hozjan, 2009). Seveda pa toplotno-vlažnostni modeli, ki iz analize izključujejo mehanske vplive, niso primerni za požarno analizo zahtevnih betonskih konstrukcij, ki so pogosto izpostavljene eksplozivnemu luščenju betona. V dostopni literaturi prevladuje trenutno stališče, da so luščenju med požarom izpostavljeni zlasti konstrukcijski elementi iz betonov nizke prepustnosti (torej visokotrdnih betonov) in betonov z visoko vsebnostjo vlage, ki jih najdemo v tunelih, kletih, skladiščih, garažah in drugih podzemnih objektih. Prav tako so luščenju lahko izpostavljeni betonski elementi, pri katerih opazimo visok nivo tlačnih napetosti in pri katerih posledično pričakujemo hitro naraščanje poškodovanosti (mikrorazpok) v tlačeni coni betonskega telesa med požarom. Visok nivo tlačnih napetosti je običajno kombinacija visokih tlačnih napetosti, ki so v elementu prisotne že pri sobni temperaturi in uporabni obtežbi (kot npr. pri stebrih ali pa prednapetih betonskih elementih) in pa dodatnih tlačnih napetosti, ki se razvijejo med požarom in so posledica oviranih temperaturnih deformacij. Raziskave eksplozivnega luščenja so sicer med raziskovalci v zadnjem desetletju zelo aktualna tema, saj se izpostavljeni tipi betonskih konstrukcij v praksi uporabljajo vse pogosteje in tudi zaradi znanih katastrofalnih požarov v evropskih cestnih predorih Mont Blanc v Franciji (1999), Tauern v Avstriji (1999) in Sv. Gotthard v Švici (2001) ter v železniškem predoru pod Rokavskim prelivom med Veliko Britanijo in Francijo (2008).

V dostopni literaturi je vse do nedavnega veljalo prepričanje, da je za ustrezno predvidevanje scenarija luščenja nujna uporaba kemijsko, hidrološko, toplotno in mehansko povezanih matematičnih modelov (Gawin in sodelavci, 2006, Meftah, 2009, Ožbolt in sodelavci, 2009, Majorana in sodelavci, 2010, Davie in sodelavci, 2010), kjer sta mehanska in temperaturno-vlažnostna faza požarne analize betonske konstrukcije medsebojno polno povezani. Ti modeli so numerično bistveno kompleksnejši in slabše učinkoviti (časovno zahtevnejši) in se v literaturi zaenkrat uporabljajo zgolj za analize problemov, ki jih lahko opišemo z majhnim številom prostostnih stopenj (t.j. problemov, ki jih lahko opišemo z ravninskim napetostnim stanjem, ravninskim deformacijskim stanjem ali pa z enoosnim napetostno-deformacijskim stanjem). Ob bok kompleksnim toplotno, vlažnostno in mehansko povezanim numeričnim modelom so bili zato v zadnjem času v literaturi postavljeni tudi predlogi preprostejših modelov za hitro oceno nevarnosti eksplozivnega luščenja betona in implementacijo v preprostejše toplotno-vlažnostne modele (Dwaikat in Kodur, 2009, Ichikawa in England, 2004, Gawin in sodelavci, 2003). V modelih Dwaikata in Kodurja (2009) in Ichikawe in Englanda (2004) se porni tlak, določen s pomočjo toplotno-vlažnostnega modela, tako na primer v vsakem časovnem koraku pomnoži s trenutno poroznostjo betona, dodatno pa še s predlaganim faktorjem, in primerja s temperaturno odvisno natezno trdnostjo betona. Pri tem so predvidena območja eksplozivnega luščenja tista, kjer je tako izračunana vrednost večja od trenutne vrednosti natezne trdnosti betona. Naprednejše različice takšnih modelov (na primer model Dwaikata in Kodurja, 2009) upoštevajo pri tem tudi vpliv tlačnih napetosti v betonskem prerezu pri sobni temperaturi in uporabni obtežbi konstrukcije na gradient začetne prepustnosti betona. Žal pa tudi takšni modeli ne morejo eksplicitno zajeti vpliva oviranih temperaturnih deformacij, ki lahko v nekaterih primerih opazneje doprinesejo k nevarnosti eksplozivnega luščenja. Tako ostaja njihova uporabnost za različne tipe betonskih in kompozitnih konstrukcij ter različne robne pogoje danes še nejasna.

V visokogradnji beton praviloma uporabljamo v kombinaciji z drugimi gradbenimi materiali. V takih primerih govorimo o kompozitnih konstrukcijah, kamor sodijo v širšem smislu vse armiranobetonske konstrukcije, sovprežne konstrukcije iz jekla in betona, sovprežne konstrukcije iz lesa in betona in številne druge. Na obnašanje teh konstrukcij med požarom bistveno vplivajo tudi lastnosti uporabljenih materialov pri povišanih temperaturah (na primer viskozno lezenje jekla in oglečenje lesa) in pa lastnosti stika. Ta je pri kompozitnih gradbenih konstrukcijah praviloma podajen, njegove lastnosti pa so odvisne

tudi od temperature. Tako lahko nastopi porušitev kompozitne konstrukcije tudi zaradi porušitve stika. V literaturi zasledimo številne raziskave o odzivu različnih vrst kompozitnih konstrukcij na delovanje mehanske obtežbe pri sobni temperaturi. Detajlni pregled modelov in analizo vpliva podajnosti stika med sloji kompozitne konstrukcije pri sobni temperaturi na njeno togost, duktilnost in nosilnost so predstavili Kroflič in sodelavci (2010a in 2010b) oziroma Čas in sodelavci (Čas in sodelavci, 2004). Analize odziva kompozitnih konstrukcij in vpliva podajnosti stika med sloji pri požaru oziroma povišanih temperaturah so v literaturi redkejše (Elghazouli in sodelavci, 2000, Huang in sodelavci, 2000, Lamont in sodelavci, 2001, Lamont in sodelavci, 2007, Foster in sodelavci, 2007, Hozjan, 2009) in vse dvofazne (toplotno-vlažnostna analiza problema je ločena od mehanske). Nekateri raziskovalci pri tem poročajo (Lamont in sodelavci, 2001, Bailey, 2004), da je vpliv podajnosti stika med sloji na obnašanje kompozitne konstrukcije med požarom še izrazitejši, kot je pri sobni temperaturi.

Poleg že omenjenih najpogostejših vrst sodijo v skupino kompozitnih konstrukcij tudi nekoliko redkeje raziskovane ojačane armiranobetonske konstrukcije in sovprežne betonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Ojačevanje obstoječih armiranobetonskih nosilcev se običajno izvede zaradi potrebe po izboljšanju nosilnosti ali sanaciji konstrukcije (na primer pri sanaciji poškodb zaradi razpok). Pri tem ločimo različne načine ojačevanja nosilcev, pri čemer so najpogosteje izvedeni natezno ojačani armiranobetonski nosilci. Pri teh se tanke ojačilne lamele (to so najpogosteje jeklene lamele ali pa lamele iz armiranega polimera) pritrdijo k natezni površini nosilca. Medtem ko so bile analize natezno ojačanih nosilcev pri sobni in pri povišanih temperaturah v literaturi predstavljene že večkrat (na primer Alfano in Crisfield, 2001, Gara in sodelavci, 2006, Ranzi in sodelavci, 2006, Schnabl, 2007, Hozjan, 2009), pa so analize alternativnih rešitev z bočnimi ojačitvami (pri teh se lamele pritrdijo k bočnim površinam nosilca) redke. Slednje je najverjetneje tudi razlog, zakaj se k tovrstnim rešitvam redkeje zatekajo tudi inženirji v vsakdanji gradbeni praksi, ki metodo bočnega ojačevanja nosilcev pogosto zmotno sodijo kot manj učinkovito. V literaturi sicer najdemo nekaj poročil o izvedenih eksperimentalnih in numeričnih analizah bočno ojačanih nosilcev pri sobni temperaturi (Nguyen in sodelavci, 2001, Su in sodelavci, 2010, Siu in Su, 2011, Kolšek in sodelavci, 2012), bistveno slabše raziskano pa ostaja področje odziva bočno ojačanih nosilcev pri povišani temperaturi.

Kot smo že omenili, so poleg ojačanih nosilcev med kompozitnimi konstrukcijami redkeje raziskovane tudi sovprežne betonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Te so zaradi svoje ekonomičnosti in enostavne izvedbe sicer v vsakdanji gradbeni praksi zelo razširjene zlasti v visokogradnji. Jeklena pločevina pod betonsko ploščo opravlja v fazi gradnje funkcijo opaža, po strditvi betona pa funkcijo zunanje armature. Zaradi raznosa obtežbe in preprečevanja razpok v betonu sovprežne plošče običajno tudi armiramo z ustrezno zgornjo mrežno armaturo. Zaradi zagotavljanja požarne odpornosti sovprežne plošče pa je potrebna dodatna rebrasta armatura, ki jo vgradimo v vsakega izmed valov plošče. Armaturne palice vgradimo pri tem dovolj globoko, da se izognemo neželenemu prehitremu segrevanju armaturnih palic med požarom in prehitremu naraščanju deformacij viskoznega lezenja jekla. Kot kažejo eksperimenti, je viskozno lezenje jekla med požarom sprva neizrazito, kasneje pa postane zelo izrazito in privede do porušitve konstrukcije. Zato so prav izrazite viskozne deformacije jeklene armature pri sovprežnih ploščah običajno kriterij njihove požarne odpornosti. Analize odziva sovprežnih plošč s profilirano jekleno pločevino pri požaru so v literaturi sicer redke in poenostavljene. Poleg predpostavke o nepovezanosti toplotnega in mehanskega odziva plošče med požarom se raziskovalci pri tem večinoma poslužujejo še predpostavke, da je temperatura na robu betonske plošče enaka temperaturi jeklene profilirane pločevine (Foster in sodelavci, 2007, Hozjan, 2009). Ta predpostavka predlaga, da na stiku ne pride do prečnega razmika med profilirano pločevino in betonsko ploščo oziroma da ta na razvoj temperatur v pločevini in betonski plošči ne vpliva. Vpliv prečnega razmika na temperaturni gradient med pločevino in ploščo na njunem stiku in vpliv tako določenega gradienta na temperaturno polje v karakterističnem pre-

rezu plošče so raziskali Lamont in sodelavci (2001). Ker je modeliranje termomehanskega kontakta zelo zahtevno in v splošnem zahteva uporabo najkompleksnejših toplotno-vlažnostno-mehanskih numeričnih modelov, so si raziskovalci pri tem v modelu z ločenima toplotno in mehansko fazo analize pomagali z vpeljavo časovno odvisnih prestopnih koeficientov na požaru izpostavljeni površini betonske plošče. Ti so bili umerjeni z numeričnim eksperimentiranjem in primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov. Med rezultati opisane raziskave Lamonta in sodelavcev (2001) je najpomembnejša zagotovo ugotovitev, da prečni razmik med slojema sovprežne plošče na razporeditev in vrednosti temperatur v njenem karakterističnem prečnem prerezu vidneje ne vpliva. Študije, ki bi poleg vpliva prečnega razmika na temperature v jekleni pločevini in armiranobetonski plošči proučila tudi, kaj razmikanje slojev pomeni za razvoj kontaktnih pornih tlakov in kaj prispevek slednjih pomeni za mehanski odziv konstrukcije, v danes dostopni znanstveni literaturi nismo našli.

1.2 Vsebina dela

V doktorski disertaciji predstavimo nov numerični model za materialno in geometrijsko nelinearno analizo odziva dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij pri sočasnem vplivu visokih temperatur in mehanske obtežbe z upoštevanjem vzdolžne in prečne podajnosti stika med slojema. Posebno pozornost posvetimo požarni analizi kompozitnih konstrukcij iz betona in jekla. Model razdelimo v tri ločene faze. V prvi fazi določimo časovno spreminjanje temperatur zraka v požarnem prostoru. Ta faza ni tema disertacije, zato uporabljamo tu namesto zahtevnih in kompleksnih numeričnih modelov poenostavljene požarne krivulje. Drugo fazo modela imenujemo toplotno-vlažnostna faza, tretjo pa mehanska. Obe sta predmet te disertacije in sta v delu zato predstavljeni izčrpnije.

V temperaturno-vlažnostni fazi požarne analize določimo časovno in krajevno razporeditev temperature, vode, vodne pare in pornih tlakov v analizirani kompozitni konstrukciji. Te določimo na osnovi požarnega scenarija oziroma požarnih krivulj in modelov za prenos toplote in toka tekočine v kapilarno poroznih materialih. Prevajanje toplote po jeklenem nosilcu oziroma profilirani jekleni pločevini opišemo s Fourierovo parcialno diferencialno enačbo prevajanja toplote po trdni homogeni snovi. Prevajanje toplote po večfazni porozni betonski plošči pa opišemo z numeričnim modelom Davieja in sodelavcev (2006 in 2010), ki hkrati obravnava prevajanje toplote in vlage (zmesi suhega zraka in vodne pare ter vode v kapljevinašem stanju) po porah betona. Pri tem upoštevamo tudi izparevanje vode oziroma utekočinjanje vodne pare in dehidracijo kemijsko vezane vode. Poleg omenjenega v analizi upoštevamo tudi vplive kapilarnih tlakov, časovno odvisne propustnosti kapljevinate faze in difuzije adsorbirane vode (Gawin in sodelavci, 2003, Davie in sodelavci, 2006). Na ta način bolj natančno določimo velikosti pornih tlakov v betonu kot pa z uveljavljenimi preprostejšimi modeli (Tenchev in sodelavci, 2001, Hozjan, 2009). Končni sistem osnovnih enačb modela predstavljajo tri nelinearne parcialne diferencialne enačbe za ohranitev mase snovi in ohranitev energije. Enačbe rešimo tako, da jih v prvi fazi diskretiziramo po prostoru z upoštevanjem pristopov Galerkinove metode končnih elementov (Zienkiewicz in Taylor, 1991), v drugi fazi pa jih diskretiziramo še po času z metodo dvotočkovne direktne integracije (Turk, 1987). Celotni čas predvidenega požara pri tem razdelimo na časovne inkremente $[t^{i-1} t^i]$, kjer je i številka trenutnega časovnega koraka. Osnovne neznanke problema so temperatura, tlak plinaste zmesi in gostota vodne pare. Te se znotraj posameznega časovnega intervala, kot predpostavimo, spreminjajo linearno. Numerične analize v tej fazi izvajamo s pomočjo računalniškega programa `MoistureHeat2`. Ta je nova različica programa `MoistureHeat`, ki ga je pripravil Hozjan (2009). Program je napisan v programskem jeziku `MatLab`.

V mehanski fazi požarne analize določimo napetostno in deformacijsko stanje dvoslojne kompozitne

linijske konstrukcije ob sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. V primerih, predstavljenih v tem delu, se pri tem omejimo na konstrukcije iz betona in jekla. Dvoslojni kompozitni nosilec opišemo z dvema ločenima geometrijsko točnima modeloma Reissnerjevega ravninskega nosilca (Reissner, 1972), ki sta na stiku z veznimi sredstvi oziroma adhezijsko plastjo povezana v enovito celoto. Vpliv strižnih deformacij v računu zanemarimo. Pomembna novost modela je v tem, da omogoča analizo vpliva tako vzdolžne kot prečne delaminacije stika. Vsi materialni parametri v modelu so odvisni od temperature. Značilne fizikalne pojave betona in jekla med požarom, kot so viskozno lezenje jekla, prehodne deformacije betona, lezenje betona pri povišanih temperaturah ter temperaturne in mehanske deformacije, upoštevamo z znanim aditivnim razcepom prirastkov geometrijske deformacije (Srpčič, 1991, Bratina in sodelavci, 2007, Hozjan, 2009). Sistem osnovnih algebrasko-diferencialnih enačb modela izpeljemo z vpeljavo razširjenega izreka o virtualnem delu (Planinc, 1998) in jih rešimo z diskretizacijo po Galerkinovi metodi končnih elementov. Pri tem vzdolž referenčne osi elementa interpoliramo le deformacijske količine (Planinc, 1998), to so specifični spremembi dolžin in ukrivljenosti zgornjega in spodnjega sloja. Končni sistem nelinearnih diskretnih algebraskih enačb nove družine deformacijskih končnih elementov rešimo z Newtonovo inkrementno-iteracijsko metodo, pri čemer celotni opazovani čas požara ponovno razdelimo na časovne prirastke $[t^{i-1} \ t^i]$. Kot kriterij porušitve konstrukcije, ki je lahko posledica porušitve materiala ali pa delaminacije stika, uporabljamo singularnost tangentne togostne matrike konstrukcije. Trenutek porušitve poimenujemo kritični čas, pripadajočo temperaturo pa kritična temperatura. Numerične izračune mehanskih faz požarnih analiz, predstavljenih v tem delu, izvedemo s pomočjo računalniškega programa *CompositeBeam*. Program smo ga pripravili v programskem jeziku *MatLab*.

Delo zajema poleg uvoda še pet poglavij. V drugem poglavju podrobno predstavimo matematični model za požarno analizo dvoslojnega kompozitnega nosilca iz betona in jekla, kjer predstavimo izpeljavo osnovnih enačb toplotno-vlažnostne in mehanske faze požarne analize in postopek njihovega numeričnega reševanja. V tretjem poglavju predlagani model verificiramo in ga validiramo. V ta namen s pomočjo primerjave naših numeričnih rezultatov in dostopnih eksperimentalnih rezultatov, numeričnih rezultatov drugih raziskovalcev ali numeričnih rezultatov, ki jih izračunamo s komercialnim računalniškim programom *LUSAS*, ocenimo natančnost, uporabnost in primernost predlaganega novega matematičnega modela in uporabljenih numeričnih algoritmov. Prav tako v tem poglavju opozorimo tudi na ugotovljene omejitve modela. V četrtem poglavju predstavimo parametrične študije izbranih specifičnih primerov kompozitnih konstrukcij, ki so bili doslej v dostopni literaturi obravnavani redkeje. Glede na to, da je jeklo material z visoko toplotno prevodnostjo in material, ki svojo nosilnost pod vplivom visokih temperatur izgublja zelo hitro, najprej raziščemo, ali je v mehanskem delu požarne analize ojačanih armiranobetonskih nosilcev, kjer je jekleni sloj zelo tanek, vpliv slednjega sploh smiselno obravnavati. Prav tako v tem poglavju za primer bočno ojačanega nosilca in primer natezno ojačanega nosilca oziroma sovprežne plošče raziščemo vpliv togosti stika med slojema nosilca na njegovo požarno odpornost. Za primer sovprežne plošče oziroma natezno ojačanega nosilca izvedemo tudi analizo vpliva robnih pogojev. Ob koncu poglavja za primer bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca iz betona visoke trdnosti raziščemo tudi vplive eksplozivnega luščenja betona. V petem poglavju disertacije podajamo zaključke, v šestem pa delo še na kratko povzamemo.

2 Požarna analiza dvoslojnega kompozitnega nosilca iz betona in jekla

V tem poglavju predstavimo nov numerični model za materialno in geometrijsko nelinearno analizo odziva dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij pri sočasnem vplivu povišanih temperatur in mehanske obtežbe z upoštevanjem podajnega stika med slojema. Model razdelimo v tri matematično nepovezane faze. V prvi fazi, ki jo opišemo v poglavju 2.1 in ki sicer ni tema te doktorske disertacije, določimo časovno spreminjanje temperatur zraka v požarnem prostoru. Druga faza (opišemo jo v poglavju 2.2) je namenjena določitvi časovnega in prostorskega spreminjanja temperatur in drugih termodinamskih količin (pornih tlakov, gostote vodne pare ...) po kompozitni konstrukciji. V tretji fazi, ki jo predstavimo v poglavju 2.3, določimo še mehanski odziv konstrukcije na sočasen vpliv mehanske in toplotne obremenitve.

2.1 Določitev temperaturnega režima požarnega prostora

Požar je buren kemični proces, pri katerem se sprošča velika količina toplote in plinov, in ga je zaradi njegove slučajnostne narave matematično zelo težko opisati. Potek požara razdelimo v časovnem smislu v tri bistvene faze (Glavnik in Jug, 2010):

- Razvojna faza, v kateri pride do vžiga gorljivega materiala: Za to fazo je značilno širjenje požara z mesta nastanka na celoten požarni prostor, zaradi česar so temperature po požarnem prostoru razporejene neenakomerno. Fazo podrobneje razdelimo v tri značilne stopnje: začetni požar (vžig), rastoči požar in požarni preskok (ang. 'flash-over'), pri čemer predstavlja požarni preskok prehod iz začetne faze v plamensko fazo in običajno nastopi, ko zrak oziroma dimni plini pod stropom dosežejo temperaturo med 500 °C in 600 °C. Čas trajanja posamezne stopnje razvojne faze je odvisen od lastnosti, količine in razporeditve gorljivih materialov, možnosti dotoka kisika ter geometrijskih lastnosti konstrukcije oziroma požarnega prostora. Gašenje požara v razvojni fazi je zaradi njegove lokacijske omejenosti relativno enostavno, zato je v tej fazi poudarjena vloga aktivne požarne zaščite (detekcija požara, alarmiranje, pršilci vode, gašenje ...).
- Faza polno razvitega požara ali plamenska faza: V tej fazi je požar že povsem razvit in temperature, ki so po požarnem prostoru razporejene približno enakomerno, se gibljejo med 600 °C in 1200 °C. Trajanje faze je odvisno od količine in vrste gorljivih materialov, ventilacije ter lastnosti obodne konstrukcije. Sistemi za aktivno požarno zaščito v tej fazi odpovejo, pomembni so ukrepi pasivne zaščite. Značilno za to fazo je tudi širjenje požara v sosednje prostore oziroma na sosednje objekte.

- Faza pojemajočega požara ali faza ohlajevanja: Ta faza se prične, ko večina gorljivega materiala zgori. Prevladuje tlenje in temperatura pada, dokler se okolje požarnega prostora ne ohladi. Ta faza predstavlja grožnjo ponovnega izbruha požara, če je do pojemanja požara prišlo zaradi pomanjkanja kisika in ne zaradi pomanjkanja gorljivega materiala.

Potek potencialno možnega požara oziroma razvoj in trajanje njegovih zgoraj opisanih faz, čemur s skupnim izrazom pravimo požarni scenarij, določamo v prvem delu standardne požarne analize. Pri tem je potrebno premisliti o vplivih vseh kritičnih dejavnikov, ki pripomorejo k nastanku ali širitvi požara: lastnosti požara (možni viri vžiga, vrsta, lastnosti in količina potencialnih goriv, vrsta tehnološkega procesa ter opreme ...), lastnosti objekta (vrsta gradbene konstrukcije, geometrijske karakteristike objekta, lokacija objekta, pasivna in aktivna požarna zaščita v objektu ...) in lastnosti uporabnikov v objektu (število uporabnikov, njihova aktivnost in mobilnost). Prav tako je potrebno premisliti o možnostih in načinih reševanja ter morebitni škodi, ki jo predvideni požar lahko povzroči.

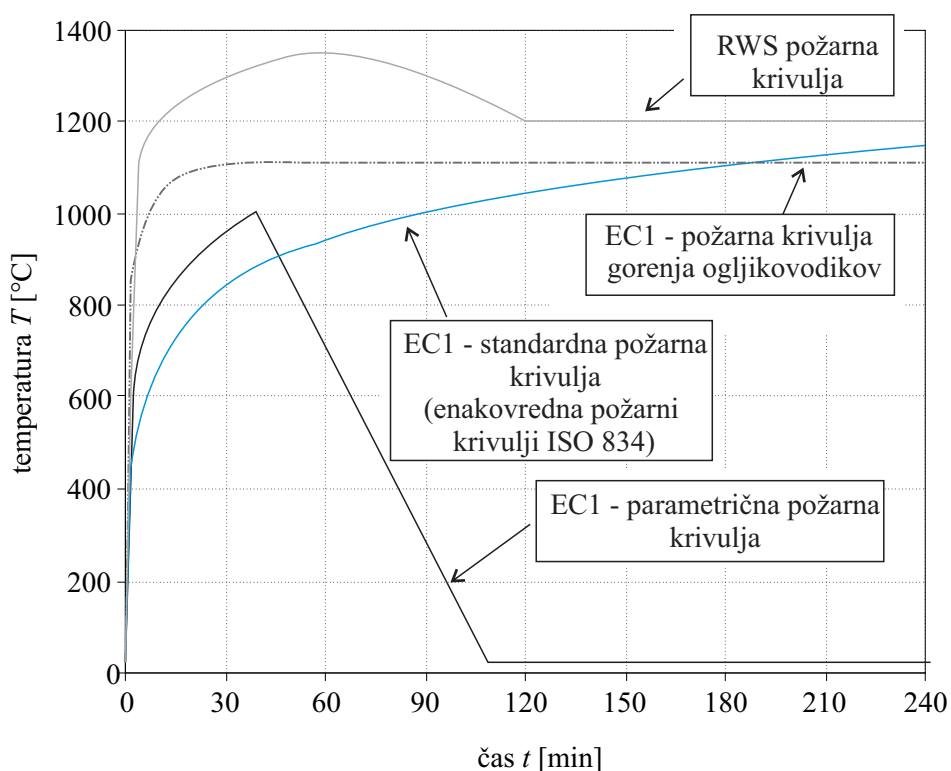
Z vidika načrtovanja nosilne gradbene konstrukcije objekta je med rezultati požarnega scenarija najpomembnejši časovni razvoj temperatur v njeni okolici, in sicer zlasti v fazi polno razvitega požara. Ta predstavlja vhodni podatek za sekundarno fazo načrtovanja, kjer se določata toplotni in mehanski odziv izpostavljenih konstrukcijskih elementov. Sekundarno fazo požarnega načrtovanja bomo v tej doktorski disertaciji razdelili na matematično ločeni toplotno-vlažnostno in mehansko fazo, ki ju bomo predstavili v poglavjih 2.2 in 2.3.

Na časovni in prostorski razvoj temperatur v požarnem prostoru vplivajo, kot smo že omenili, številni dejavniki (vrsta, zaloga in razporeditev gorljivih snovi v prostoru, velikost prostora, velikost in razporeditev odprtih, termične lastnosti konstrukcije, relativna vlažnost požarnega prostora, zračni pritisk, intenzivnost zračenja in drugi). Matematični modeli, ki obravnavajo povezane vplive vseh parametrov, ki smo jih navedli, so zelo zahtevni in računsko težko obvladljivi. Raziskovalci se v dostopni literaturi težavam običajno izognejo z vpeljavo eksperimentalno določenih požarnih krivulj, s katerimi opišemo časovno spreminjanje temperature po požarnem prostoru z eksplicitno zvezo med temperaturo in časom, uporabljajo pa se tudi poenostavljeni analitični postopki. Ti na osnovi nekaterih najpomembnejših parametrov podajajo izraze za določitev ustrezne požarne krivulje (na primer SIST EN 1991-1-2, 2004, Ma in Makelainen, 2000, Pope in Bailey, 2006). V prvem primeru govorimo o standardnih krivuljah (slika 2.1), ki so skrajna poenostavitve realnega požara (ISO 834, BS476, ASTM E119), saj temperatura požarnega sektorja ves čas narašča. Te krivulje se večinoma uporabljajo zgolj v požarnih laboratorijih za eksperimentalno določanje požarne odpornosti posameznih funkcionalnih ali konstrukcijskih elementov. V drugem primeru pa govorimo o parametričnih krivuljah, ki vsebujejo tudi fazo ohlajanja in so kot take realnejše ter primernejše za globalno mehansko analizo konstrukcij, izpostavljenih naravnim požarom.

Poleg požarnih krivulj so v dostopni znanstveni literaturi, vse pogosteje pa tudi že v vsakdanji inženirski praksi, v uporabi tudi numerični modeli za natančnejšo določanje časovne in krajevne razporeditve temperatur med požarom. Med temi so najpogostejši modeli con in modeli polja ('CFD modeli'). Modeli con (na primer model Ozone Cadorina in Franssena, 2003, oziroma Cadorina in sodelavcev, 2003) izračunavajo požarno okolje tako, da požarni sektor razdelijo na dve homogeni coni (Glavnik in Jug, 2010). Zgornja cona je cona vročega dima s produkti zgorevanja, spodnja cona pa je hladnejša in je brez dima. Ideja razdelitve požarnega sektorja na dve coni se je sicer porodila med izvajanjem požarnih preskusov, kjer se je izkazalo, da razlike med pogoji znotraj posamezne cone sicer obstajajo, vendar pa so te v primerjavi z razlikami med conama zanemarljivo majhne. Modeli con omogočajo oceno časovnega razvoja: temperature zgornje in spodnje plasti, položaja meje med conama, koncentracije kisika in ogljikovega monoksida ter vidljivosti. Vhodni podatki modelov con so v primerjavi z vhodnimi podatki za modele polja skromni in običajno zajemajo podatke o: obliki sektorja, dimenzijah odprtih, toplotnih

lastnosti mej sektorja in velikosti požara. Nekateri modeli *con* omogočajo tudi upoštevanje vpliva mehanskega prezračevanja, zato je v teh primerih pri navedbi vhodnih podatkov pomemben tudi pretok ventilatorja in položaj vhodnih in izhodnih odprtín.

Alternativno modelom *con* predstavljajo modeli polja (Glavnik in Jug, 2010), ki se za oceno razvoja požara v prostoru poslužujejo numeričnega reševanja enačb za ohranitev gibalne količine, mase in energije, in sicer po diferenčni metodi, metodi robnih elementov ali po metodi končnih elementov. Požarni sektor se pri tem razdeli na veliko število prostorskih elementov, rezultati pa so prostorski in podrobnejši kakor pri modelu *con*. Slaba stran modelov polja je sicer ta, da so zaradi ogromnega števila matematičnih operacij, ki jih morajo opraviti, numerično slabše učinkoviti. Med komercialnimi programskimi orodji, ki omogočajo izračun požarne obremenitve z modelom polja, so najbolj znani FDS, ANSYS CFX in FLUENT, med katerimi slednja omogočata tudi povezavo z drugimi orodji programskega paketa ANSYS oziroma ABAQUS za simulacijo toplotnega in mehanskega odziva gradbenih konstrukcij.



Slika 2.1: Primeri požarnih krivulj (SIST EN 1991-1-2, 2004).

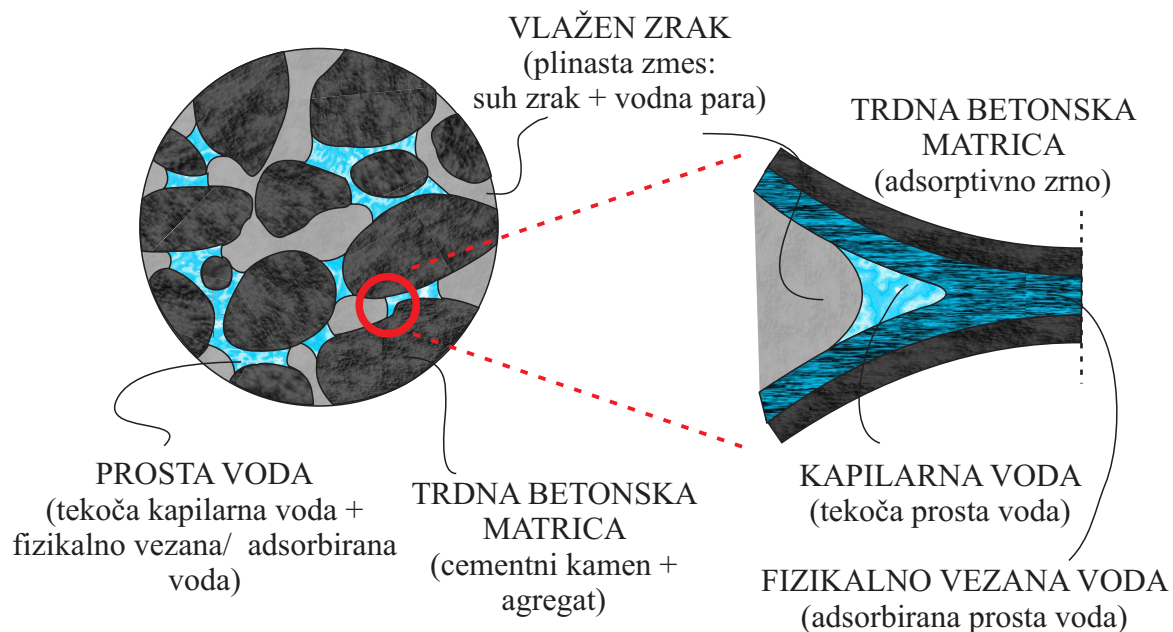
Figure 2.1: Examples of fire curves (SIST EN 1991-1-2, 2004).

Prva računsko faza vsake požarne analize, ki smo jo opisali v tem poglavju, je računsko težko obvladljiva. Ker ta faza tudi ni tema te doktorske disertacije, se natančnemu določanju temperatur požarnega prostora v tem delu odpovemo, v vseh primerih, ki jih v nalogi analiziramo, pa se poslužimo uporabe preprostejših požarnih krivulj.

2.2 Toplotno-vlažnostna faza požarne analize

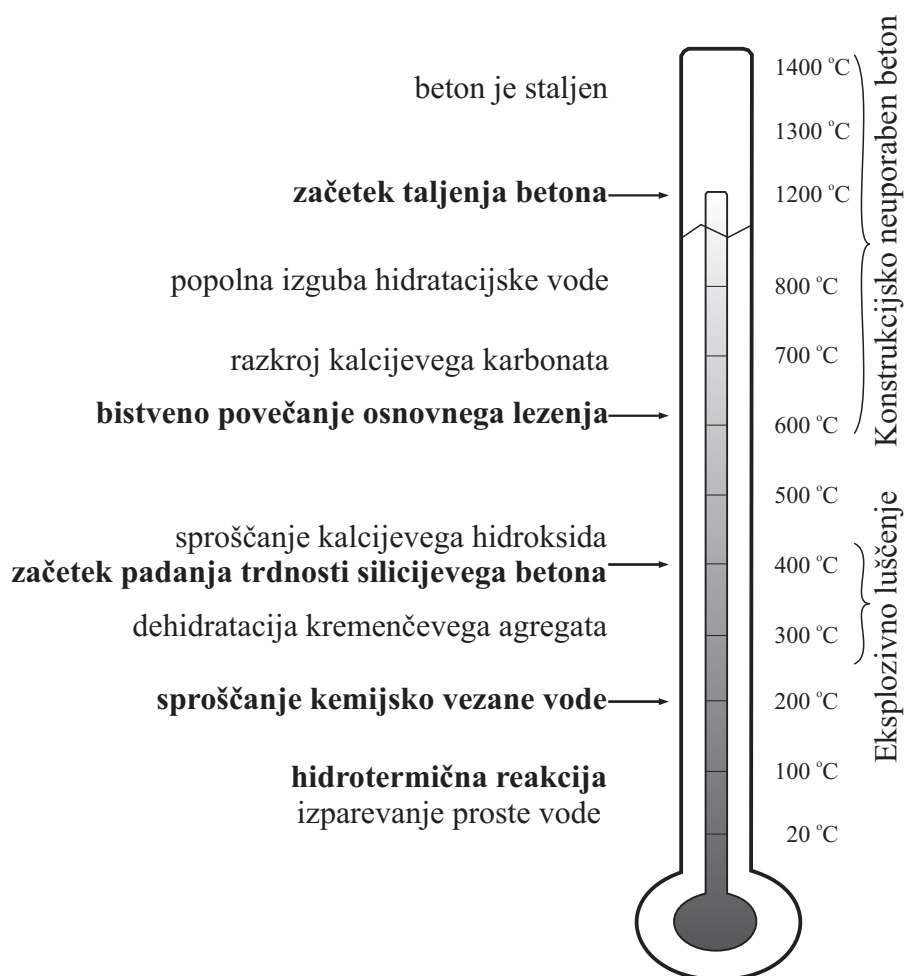
2.2.1 Uvod

Beton je izrazito heterogen material (slika 2.2) sestavljen iz trdne betonske matrice in por, ki so deloma zapolnjene z vodo, deloma pa s plinasto zmesjo suhega zraka in vodne pare. Pore so pri tem različnega izvora, tako 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. Slednja nastane pri vezanju cementa in vode ob strjevanju betona (proces hidratacije) in jo do procesa sproščanja prištevamo k trdni fazi betona. Pri povišanih temperaturah se v betonu odvijajo različni kemijski in fizikalni procesi, ki povzročijo spremembo njegove zgradbe. Ti procesi so odvisni od temperature, hitrosti ogrevanja, velikosti mehanske obtežbe, vlažnosti in prepustnosti betona, dodatkov in podobno. Pri ogrevanju betona opazimo tako razen prevajanja toplote zaradi kondukcije tudi gibanje oziroma pretakanje proste vode, vodne pare in zraka po porah betona, kar je posledica tlačnega, vlažnostnega in temperaturnega gradienta. S tem se toplota po materialu prenaša tudi s procesom konvekcije. Te pojave poimenujemo s skupnim izrazom hidro-termična reakcija, ki se ji pri temperaturah nad 200 °C pridruži še termo-kemična. S pojmom termo-kemična reakcija mislimo na proces dehidracije, zaradi katerega se začne pri povišanih temperaturah izločati kemijsko vezana voda. Ta se najprej prilepi na stene cementnega kamna in šele, ko so stene polno zasičene, začne polniti prostor v kapilarnih porah. Posledica dehidracije je krčenje cementne paste. Visoke temperature sprožijo tudi spremembe v agregatu. Ta zaradi svojih razteznostih lastnosti najprej nabrekne, torej ravno obratno kot cementna pasta, ki se krči. Proces sta si nasprotujoča in kot taka povzročata nastanek mikrorazpok, zaradi katerih je beton vse bolj prepusten, slabšajo pa se tudi njegove mehanske lastnosti (elastični in strižni modul, trdnost in drugi). Zmanjševanje tlačne trdnosti betona pri povišanih temperaturah je tako odvisno tudi od vrste uporabljenega agregata. Temperaturna lestvica procesov, značilnih za beton pri visokih temperaturah, je prikazana na sliki 2.3.



Slika 2.2: Shema zgradbe betona (Gawin in sodelavci, 2012).

Figure 2.2: Schematic view of concrete structure (Gawin in sodelavci, 2012).



Slika 2.3: Obnašanje betona pri povišanih temperaturah (Khoury, 2000).
Figure 2.3: Behaviour of concrete at elevated temperatures (Khoury, 2000).

Gibanje zmesi vodne pare in zraka ter proste vode v betonu poteka med požarom deloma navzven, kjer prestopa v okolico, deloma pa navznoter proti hladnejšemu območju betona, odvisno od tlačnega, vlažnostnega in temperaturnega gradienta. V notranjosti betona se zaradi nižjih temperatur vodna para utekočinja nazaj v prosto vodo in pretok se zaradi nenadne visoke stopnje zasičenosti por s kapilarno vodo v tem območju upočasni ali celo popolnoma zaustavi. Govorimo o območjih zamašitve. V takšnih razmerah porni tlaki v betonu pred zamašenim območjem naraščajo izredno hitro in povzročajo odpiranje in širjenje razpok toplotno in mehansko poškodovanega materiala, pri čemer se lahko v nekaterih primerih prizadeti del elementa tudi odluči. Pojav luščenja betona, še posebej kadar je ta eksplozivne narave, je nevaren predvsem, ker lahko privede do nenadne izgube zaščitne plasti betonskega elementa, zaradi česar je izredno visokim temperaturam požarnega prostora neposredno izpostavljena temperaturno zelo občutljiva jeklena armatura (slika 2.4). Glede vzrokov eksplozivnega luščenja betona prevladuje v strokovni in znanstveni literaturi trenutno stališče, da je pojav posledica nizke prepustnosti betona in njegovih (termičnih in mehanskih) poškodb zlasti v območjih visokih tlačnih napetosti, na kar pa lahko v takšni ali drugačni obliki vplivajo številni znani parametri, kot na primer hitrost ogrevanja požarnega prostora in s tem betonske konstrukcije, vsebnost vlage v betonu, poroznost betona, magnitude in razporeditve tlačnih in nateznih napetosti v betonu zaradi zunanje mehanske obtežbe ali kot posledica oviranih temperaturnih deformacij, oblika in velikost prečnega prereza, starost betona, tip in velikost agregata, količina in lega

armature in drugi (Khoury, 2000, Hertz, 2003).

(a)



(b)



Slika 2.4: Posledice luščenja betona po požarnih testih (Fire spalling ..., 2013, Tunnel fire ..., 2013).
Figure 2.4: Spalling damage of concrete after fire tests (Fire spalling ..., 2013, Tunnel fire ..., 2013).

Numerično modeliranje termodinamskih procesov v betonu je zaradi opisane zapletene strukture materiala in z njo povezanih pojavov izredno zahtevno. Najpreprostejši modeli, ki jih najdemo v dostopni literaturi, zato vpliv vlage v betonu zanemarijo in obravnavajo zgolj prenos toplote kot v trdni neporozni snovi. Natančnejši modeli prenos toplote povežejo tudi s prevajanjem vlage (Bažant in Kaplan, 1996, Ahmed in sodelavci, 1999, Obeid in sodelavci, 2001, Tenchev in sodelavci, 2001, Gawin in sodelavci, 2003 in 2006, Ichikawa in England, 2004, Dal Pont in sodelavci, 2005, Davie in sodelavci, 2006 in 2010, Meftah, 2009, Ožbolt in sodelavci, 2009, Majorana in sodelavci, 2010). V nadaljevanju prikazujemo matematični model povezanega prevajanja toplote in vlage, ki so ga predstavili Davie in sodelavci (2006 in 2010) in ki ga vpeljemo tudi za potrebe te doktorske disertacije. Modeli Davieja in sodelavcev (2006 in 2010) so nadgradnja modela Tencheva in sodelavcev (2001), ki ga zato v poglavju, ki sledi, predstavljamo kot prvega.

2.2.2 Enačbe povezanega prevajanja toplote in vlage po betonskem delu nosilca

V nadaljevanju predstavimo matematični model povezanega prevajanja toplote in vlage po večfaznem poroznem betonskem delu konstrukcije, ki so ga leta 2001 predlagali Tenchev in sodelavci (2001), kasneje pa razširili Davie in sodelavci (2006 in 2010).

Izvirni model Tencheva in sodelavcev (2001), ki ga predstavimo v razdelku 2.2.2.2, je zasnovan na treh temeljnih predpostavkah. Prva predpostavka je predpostavka, da je požarno analizo betonskega elementa mogoče vršiti nepovezano, kar pomeni, da lahko temperaturno-vlažnostni del analize ločimo od mehanskega. Mnenja raziskovalcev glede upravičenosti te predpostavke, ki jih najdemo v dostopni literaturi, so si bolj ali manj enotna. Ker je vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperature konstrukcije v primerjavi s spremembo temperature zaradi dovedene toplote sorazmerno majhen in ker je stisljivost vode mnogo večja od stisljivosti betona, je v veliko primerih takšna nepovezana analiza fizikalno upravičena. Seveda je večja previdnost potrebna, kadar govorimo o konstrukcijah iz slabše prepustnih betonov visoke trdnosti in drugih betonskih konstrukcijah, ki so izpostavljene nevarnosti eksplozivnega luščenja. Druga predpostavka izvirnega modela Tencheva in sodelavcev (2001) je predpostavka, da je

vpliv kapilarnih tlakov v betonu pri povišanih temperaturah zanemarljivo majhen, tretja predpostavka pa je predpostavka o zanemarljivo majhnem vplivu difuzije adsorbirane vode na površini sten por v betonu, zaradi česar naj bi se celotna količina proste vode po betonu pri povišanih temperaturah pretakala zgolj pod vplivom tlačnih razlik. Za razliko od prve sta bili druga in tretja predpostavka med raziskovalci sprejeti slabše (Tenchev in Purnell, 2005, Gawin in sodelavci, 2006, Tenchev in Purnell, 2007), zato je bil v letu 2006 predstavljen tudi razširjeni modela Tencheva, ki so ga z namenom preveritve upravičenosti spornih predpostavk pripravili Davie in sodelavci (2006). Model Davieja in sodelavcev (2006) predstavimo v poglavju 2.2.2.3, v poglavju 2.2.2.4 pa predstavimo še dopolnitve, ki so jih Davie in sodelavci v svoj model vpeljali v letu 2010 (Davie in sodelavci, 2010). Z najnovejšim (modificiranim) modelom so Davie in sodelavci (2010) v požarni analizi betonskega elementa toplotno-vlažnostno fazo analize že povezali tudi z mehansko, vendar pa tako formuliran problem ni predmet te doktorske disertacije. Ukrepov Davieja in sodelavcev (2010), ki v toplotno-vlažnostno analizo betonske konstrukcije vpeljujejo tudi mehanski vidik, zato v razdelku 2.2.2.4 ne predstavimo.

Dopolnilne matematične izraze, potrebne za določitev termičnih in drugih parametrov modela, ki v tem delu niso posebej predstavljeni, povzamemo po delu Davieja in sodelavcev (2006) oziroma skladno s predlogom Hozjana (2009).

V enačbah, ki jih predstavimo v nadaljevanju, se oznaka T nanaša na temperaturo v stopinjah Kelvina (K), oznaka T_C pa na temperaturo v stopinjah Celzija ($^{\circ}\text{C}$).

2.2.2.1 Osnovne enačbe

Sistem osnovnih enačb povezanega prevajanja toplote in vlage v betonu, ki ga poleg trdne betonske matrice sestavljajo še prosta voda, vodna para in suh zrak, gradi sistem kontinuitetnih enačb za ohranitev mase (in sicer za vsako od snovi oziroma faz posebej) ter enačba o ohranitvi energije. Kontinuitetne enačbe so (Gawin in sodelavci, 1996, Tenchev in sodelavci, 2001, Davie in sodelavci, 2006):

- kontinuitetna enačba za ohranitev mase proste vode:

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

- kontinuitetna enačba za ohranitev mase vodne pare:

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

- kontinuitetna enačba za ohranitev mase zraka:

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

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

na prosto vodo (adsorbirano oziroma fizikalno vezano in tekočo), V na vodno paro in A na suh zrak. \dot{E}_L predstavlja količino izparjene proste vode, ε_D je volumski delež kemijsko vezane vode v gelnih porah betona, ρ_L je gostota vode, t pa pomeni čas. Simbol $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right)$ je Hamiltonov operator. Člen, ki ga v enačbi (2.1) označimo z a , predstavlja časovno spremembo proste vode na enoto volumna poroznega materiala, člen b predstavlja vodo, ki se pretaka s konvekcijo, člen c se nanaša na izgubo proste vode v porah zaradi izparevanja, člen d pa na povečanje proste vode v porah betona zaradi dehidracije kemijsko vezane vode. Pomen posameznih členov v enačbah (2.2) in (2.3) je soroden, s to razliko, da gre tokrat za obravnavanje vodne pare oziroma suhega zraka. Omenimo še, da je dehidracija kemijsko vezane vode v betonu upoštevana le v kontinuitetni enačbi za ohranitev proste vode (člen d v enačbi 2.1), saj smo predpostavili, da se kemijsko vezana voda sprošča v obliki proste vode. Energijska kontinuitetna enačba je naslednje oblike:

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

V enačbi (2.4) je ρc specifična toplota betona, k je toplotni prevodnostni koeficient betona, $\rho c \mathbf{v}$ je notranja energija vlage zaradi toka tekočin, λ_E je latentna toplota izparevanja (oziroma utekočinjanja), λ_D je latentna toplota dehidracije ter T temperatura. Člen, ki smo ga označili z a , označuje tu spremembo notranje energije betona, člen b dovedeno energijo zaradi prevajanja toplote (Fourierov zakon), člen c dovedeno energijo zaradi gibanja tekočin (konvekcije), člen d se nanaša na energijo, ki je potrebna za izparevanje vode, člen e pa predstavlja potrebno energijo za sproščanje kemijsko vezane vode v betonu z dehidracijo.

2.2.2.2 Konstitucijske zveze izvirnega modela Tencheva in sodelavcev

V nadaljevanju predstavimo konstitucijske zakone, s katerimi opišemo masni tok suhega zraka, vodne pare in proste vode skladno z modelom Tencheva in sodelavcev (2001). Upoštevamo Darcyjev in Fickov zakon. Pri tem sta gradienta tlaka in koncentracije snovi tista, ki povzročata gibanje zraka, vodne pare in proste vode po porah betona. Kot smo že omenili, zanemarimo vpliv kapilarnega tlaka (to pomeni, da predpostavimo, da je tlak plinaste zmesi ves čas enak tlaku proste vode, torej $P_L = P_G$) ter difuzijo adsorbirane vode na površini por in predpostavimo, da se celotna količina proste vode (tako adsorbirana kot tekoča) po betonu pretaka pod vplivom tlačnih razlik. Zapišemo torej:

$$\mathbf{J}_A = \varepsilon_G \tilde{\rho}_A \mathbf{v}_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{AV} \nabla \begin{pmatrix} \tilde{\rho}_A \\ \tilde{\rho}_G \end{pmatrix}, \quad (2.5)$$

$$\mathbf{J}_V = \varepsilon_G \tilde{\rho}_V \mathbf{v}_G - \varepsilon_G \tilde{\rho}_G D_{VA} \nabla \begin{pmatrix} \tilde{\rho}_V \\ \tilde{\rho}_G \end{pmatrix}, \quad (2.6)$$

$$\mathbf{J}_{FW} = \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_L. \quad (2.7)$$

D_{AV} v enačbah (2.5)–(2.6) predstavlja 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 (Cengel, 1998):

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

S faktorjema $\delta = 0.5$ in $\tau = 3$ v enačbi (2.8) upoštevamo, da je zaradi zapletene strukture por (ukrivljenost in zoženje por) difuzijski koeficient v betonu manjši od atmosferskega.

V enačbah (2.5)–(2.7) se oznaki v_G in v_L nadalje nanašata na hitrosti plinaste zmesi in proste vode. Ker so pore v betonu zelo majhne, predpostavimo, da je tok vode in plinaste zmesi v betonu laminaren, zato velja linearni zakon upora, znan kot Darcyjev zakon. v_G in v_L določimo tako z naslednjima enačbama:

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

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

Tu sta μ_G in μ_L dinamični viskoznosti posameznih faz, pripadajoča tlaka sta P_G ter P_L , K je prava prepustnost suhega betona, K_G in K_L pa sta relativni prepustnosti plinaste in kapljevinske faze v betonu, določeni kot:

$$\begin{aligned} K_L &= 0.01, \\ K_G &= 1 - S, \end{aligned} \quad (2.11)$$

kjer je S stopnja zasičenosti.

V skladu z našo začetno predpostavko o zanemarljivo majhnem vplivu kapilarnega tlaka lahko enačbo (2.10) poenostavimo v:

$$v_L = -\frac{K K_L}{\mu_L} \nabla P_G. \quad (2.12)$$

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

$$P_A = R_A \tilde{\rho}_A T, \quad (2.13)$$

$$P_V = R_V \tilde{\rho}_V T, \quad (2.14)$$

$$P_G = P_A + P_V \quad \text{ter} \quad \tilde{\rho}_G = \tilde{\rho}_A + \tilde{\rho}_V. \quad (2.15)$$

Tu sta R_A in R_V plinski konstanti suhega zraka in vodne pare, P_A in P_V pa njuna tlaka. Oznaka P_G se nanaša na tlak plinaste zmesi (zmes suhega zraka in vodne pare).

Delež proste vode v betonu, $\bar{\rho}_{FW} = \varepsilon_{FW} \rho_L$, določimo s pomočjo sorpcijskih izoterm, ki sta jih podala Bažant in Kaplan (1996). Te so odvisne od: (i) relativne vlažnosti zraka v betonu, $RH = \frac{P_V}{P_{sat}}$, (ii)

količine cementa, $\varepsilon_{\text{cem}}\rho_{\text{cem}}$, (iii) mase proste vode pri polni zasičenosti zraka v betonu ($\text{RH} = 100\%$) in temperaturi $T = 25^\circ\text{C}$, $\bar{\rho}_{FW,0}^{\text{sat}}$, in (iv) temperature, T , in sicer kot opisujejo enačbe:

$$\bar{\rho}_{FW} = \begin{cases} \varepsilon_{\text{cem}}\rho_{\text{cem}} \left(\frac{\bar{\rho}_{FW,0}^{\text{sat}} P_V}{\varepsilon_{\text{cem}}\rho_{\text{cem}} P_{\text{sat}}} \right)^{1/m} & \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) \leq 0.96 \\ \bar{\rho}_{FW,0}^{\text{sat}} \left[1 + 0.12 \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} + 1.04 \right) \right] & \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) \geq 1.04 \\ \bar{\rho}_{FW,0.96} + \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} - 0.96 \right) \frac{\bar{\rho}_{FW,1.04} - \bar{\rho}_{FW,0.96}}{0.08} & 0.96 < \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) < 1.04 \end{cases} \quad (2.16)$$

V enačbah (2.16) je parameter m določen z izrazom:

$$m = 1.04 - \frac{(T_C + 10)^2}{(T_C + 10)^2 + 22.3(25 + 10)^2}. \quad (2.17)$$

Izraz $\bar{\rho}_{FW,1.04}$ predstavlja količino proste vode v porah betona pri temperaturi T in razmerju tlakov $\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} = 1.04$, medtem ko $\bar{\rho}_{FW,0.96}$ predstavlja količino proste vode pri razmerju tlakov $\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} = 0.96$. Razmerje tlakov $\left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) \geq 1.04$ določa polno zasičen beton (voda zaseda ves prostor v porah), delno zasičen beton pa je določen z razmerjem tlakov $\left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) \leq 0.96$. V enačbah za sorpcijske izoterme, kot jih predlagata Bažant in Kaplan (1996), je povezava med zasičenim in delno zasičenim betonom linearna. Kot poročajo številni raziskovalci (Tenchev in sodelavci, 2001, Davie in sodelavci, 2006, Hozjan, 2009), je konvergenca numeričnega modela boljša, če prehodno fazo modeliramo s polinomom višje stopnje, pri čemer zahtevamo, da so odvodi $\partial\varepsilon_{FW}/\partial\left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}}\right)$, $\partial\varepsilon_{FW}/\partial T$ in $\partial\varepsilon_{FW}/\partial\bar{\rho}_V$ zvezni na začetku in na koncu vmesnega intervala. Skladno s tem se količina proste vode v porah betona na intervalu $0.96 < \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) < 1.04$ določa z izrazom (Majmudar, 1995):

$$\varepsilon_{FW} = a \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right)^3 + b \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right)^2 + c \left(\frac{P_V}{P_{\text{sat}}} \right) + d. \quad (2.18)$$

V enačbi (2.18) so temperaturno odvisni parametri polinoma a , b , c in d določeni tako, da zadoščajo prej omenjeni zahtevi o zveznosti odvodov na začetku in koncu intervala. Omenimo še, da veljajo enačbe za določitev proste vode (2.16) samo za temperature pod kritično točko vode, $T \leq 374.15^\circ\text{C}$, saj pri višjih temperaturah voda v tekočem agregatnem stanju več ne obstaja.

S pomočjo izračunanega deleža proste vode v kapilarnih porah betona določimo tudi prostorninski delež plinaste zmesi v betonu, ε_G . Ta je odvisen od temperaturno odvisne poroznosti betona, p_{or} :

$$\varepsilon_G = p_{or} - \varepsilon_{FW}, \quad (2.19)$$

Zaradi različnih procesov (sproščanje kemijsko vezane vode v cementnem kamnu, kemijski razkroj agregata, temperaturne deformacije, odpiranje in širjenje mikrorazpok ...) prihaja v betonu zaradi povišanih temperatur tudi do sprememb v njegovi strukturi in s tem do povečanja začetne poroznosti betona, p_{or}^0 . Tako začetna kot tudi trenutna poroznost betona je v veliki meri odvisna od temperature in od vodocementnega faktorja. Zvezo, ki določa spreminjanje poroznosti s temperaturo, zapišemo v obliki (Bažant in Kaplan, 1996):

$$p_{or} = p_{or}^0 \cdot \begin{cases} 1 & T_C < 100 \\ aT_C^3 + bT_C^2 + cT_C + d & 100 \leq T_C \leq 800 \\ 3 & T_C > 800 \end{cases} . \quad (2.20)$$

V enačbi (2.20) so koeficienti a , b , c in d , določeni tako, da se poroznost spreminja zvezno in da so zvezni tudi njeni odvodi $\partial p_{or}/\partial T$. V realnejših modelih je spreminjane poroznosti odvisno tudi od pornih tlakov.

S poviševanjem temperatur med požarom se spreminja tudi prava prepustnost betona K . Ta je odvisna od poroznosti betona in jo skladno z modelom Tencheva in sodelavcev (2001) zapišemo z enačbo:

$$K = \left(\frac{p_{or}}{p_{or}^0} \right)^{2/3} K^0. \quad (2.21)$$

Tu je K^0 začetna prava prepustnost betona pri sobni temperaturi.

V predstavljenem numeričnem modelu se pojavi tudi člen $\underline{\rho cv}$, ki predstavlja spreminjanje notranje energije betona zaradi toka tekočin. Kot navajajo Tenchev in sodelavci (2001) bi bilo potrebno člen $\underline{\rho cv}$ upoštevati le, če bi za prevodnost betona k privzeli vrednosti, ki so določene za absolutno suh beton. Namesto tega privzamemo za k vrednost za vlažne betone, člen $\underline{\rho cv}$ pa posledično zanemarimo.

2.2.2.3 Konstitucijske zveze modela Davieja in sodelavcev

Razširitev modela Tencheva in sodelavcev (2001) so v letu 2006 predlagali Davie in sodelavci. Ti so v modelu upoštevali tri pomembne pojave: vpliv kapilarnega tlaka, časovno odvisnost relativne prepustnosti betona za kapljevinoasto fazo in difuzijo adsorbirane vode. Prosta voda v betonu je zgrajena iz dveh komponent. Tekoča voda se po betonu pretaka zaradi vpliva tlačnega gradienta. Druga komponenta proste vode je voda, ki je fizikalno vezana ali, kot pravimo, adsorbirana na stene por, njen tok pa povzroča gradient stopnje zasičenosti sten por z adsorbirano vodo. Skladno s tem se v modelu Tencheva in sodelavcev (2001) spremeni enačba za masni tok proste vode (2.7), ki prevzame obliko:

$$\mathbf{J}_{FW} = \underbrace{\left(1 - \frac{S_B}{S}\right) \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_L}_a + \underbrace{\left(\frac{S_B}{S}\right) \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_B}_b. \quad (2.22)$$

Člen, ki smo ga v enačbi (2.22) označili z a , predstavlja komponento tekoče vode, člen b pa komponento adsorbirane vode (vode, ki je fizikalno vezana na stene por betona). V zvezi s tem se oznaka S nanaša na stopnjo zasičenosti kapilarnih por betona s prosto vodo, S_B pa na stopnjo zasičenosti sten kapilarnih por v betonu z adsorbirano vodo. \mathbf{v}_B je hitrost adsorbirane vode. Stopnja zasičenosti S je določena kot volumsko razmerje med deležem proste vode in poroznostjo betona:

$$S = \frac{\varepsilon_{FW}}{p_{or}}, \quad (2.23)$$

stopnja zasičenosti sten kapilarnih por z adsorbirano vodo S_B pa z zvezo:

$$S_B = \begin{cases} S; & S \leq S_{SSP} \\ S_{SSP}; & S > S_{SSP} \end{cases} \quad (2.24)$$

Tu je S_{SSP} zgornja meja zasičenosti sten kapilarnih por z adsorbirano vodo. Zaključimo lahko (enačbi (2.22) in (2.24)), da je vse do trenutka, ko se stene por z adsorbirano vodo popolnoma zasičijo, masni tok proste vode (2.22) v celoti enak toku adsorbirane vode, tok tekoče vode pa nastopi šele za $S > S_{SSP}$. Ta ugotovitev je skladna s predpostavko Gawina in sodelavcev (2003), ki opisujejo, da voda v betonu najprej zapolni gelne pore, nato se 'prilepi' na stene kapilarnih por do maksimalne zasičenosti in šele nato se preostali delež vode razporedi v kapilarnih porah.

Razen difuzije adsorbirane vode upošteva model Davieja in sodelavcev (2006) tudi vpliv kapilarnih tlakov. Tlak tekoče vode določimo v tem primeru z naslednjo enačbo:

$$P_L = P_G - P_C, \quad (2.25)$$

kapilarni tlak P_C pa s Kelvinovo enačbo:

$$P_C = -R_V T \rho_L \ln \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right). \quad (2.26)$$

Kjer voda v tekoči obliki ne obstaja (to je v območjih, kjer so temperature višje od kritične temperature $T_{crit} = 373.94$ °C ali pa kjer je stopnja zasičenosti sten por betona z adsorbirano vodo nižja od maksimalne možne zasičenosti S_{SSP}), kapilarni pritiski niso definirani.

Hitrost tekoče vode v_L določimo v skladu z enačbo (2.10), hitrost adsorbirane vode pa z enačbo:

$$v_B = -D_B \nabla S_B. \quad (2.27)$$

V enačbi (2.27) predstavlja D_B difuzijski koeficient adsorbirane vode, ki ga določimo z empirično zvezo (Davie in sodelavci, 2006):

$$D_B = D_B^0 \exp \left(-2.08 \frac{S}{S_{SSP}} \frac{T}{T_{ref}} \right), \quad (2.28)$$

kjer je $D_B^0 = 1.57 \cdot 10^{-11}$ m²/s in $T_{ref} = 20$ °C.

Poleg že naštetega pa model Davieja in sodelavcev (2006) vpelje še novi zvezi, ki opisujeta relativno prepustnost plinaste in kapljevinske faze v betonu, K_G in K_L . Medtem ko so Tenchev in sodelavci (2001) v izvirnem modelu predpostavili, da je relativna prepustnost kapljevinske faze konstantna in neodvisna od temperature, relativna prepustnost plinaste faze pa je določena kot linearna funkcija stopnje zasičenosti S (enačbi (2.11)), sta v modelu Davieja in sodelavcev (2006) obe relativni prepustnosti funkciji stopnje zasičenosti S . Določimo ju z zvezo skladno s predlogom Baroghel-Bounyja in sodelavcev (1999):

$$K_L = \sqrt{S} \left(1 - \left(1 - S^{1/m} \right)^m \right)^2, \quad (2.29)$$

$$K_G = \sqrt{1 - S} (1 - S^{1/m})^{2m}, \quad (2.30)$$

pri čemer je koeficient m enak: $m = 1/2.2748 = 0.439599$.

Poleg kapilarnih tlakov, tlakov plinaste zmesi in tlakov proste vode nas pri požarni analizi betonskega elementa zanima tudi povprečje tlakov tekočin prisotnih v porah betona. Skladno s pravilom Terzaghija, ki ga dobro poznamo s področja poromehanike, so porni tlaki med požarom namreč povezani z efektivnimi napetostmi, to je napetostmi v stenah betonske matrice. Povprečni porni tlak P_{pore} določimo z enačbo (Gawin in sodelavci, 1996):

$$P_{pore} = \begin{cases} P - P_{G, \infty}; & S \leq S_{SSP} \\ \frac{S - S_{SSP}}{1 - S_{SSP}} P_L + \frac{1 - S}{1 - S_{SSP}} P_G - P_{G, \infty}; & S > S_{SSP} \end{cases}. \quad (2.31)$$

Enačba (2.31) predvideva, da je prispevek adsorbirane vode k pornim tlakom zanemarljiv, saj pričakujemo, 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 v porah betona.

2.2.2.4 Konstitucijske zveze modificiranega modela Davieja in sodelavcev

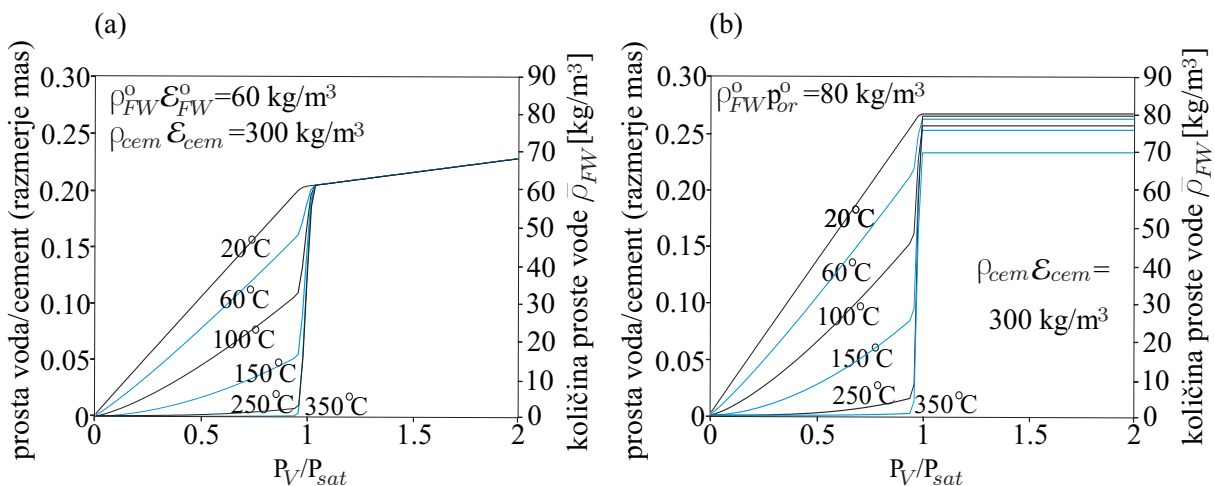
Kot smo omenili že v uvodu, so se ob objavi rezultatov Tencheva in sodelavcev (2001) oziroma Tencheva in Purnella (2005) med raziskovalci področja termodinamskih procesov v betonu pojavili dvomi o upravičenosti nekaterih Tenchevih osnovnih predpostavk. Veliko zanimanja pa so ob tem vzbudile tudi vrednosti tlaka vodne pare, o katerih sta poročala Tenchev in Purnell (2005) in ki so bile v določenih predelih betonskega elementa, ki sta ga modelirala, nepričakovano visoke. Da se vrednosti tlakov vodne pare med požarom povzpnejo in lahko tudi nekajkrat presežejo svojo začetno vrednost, na kar so pokazali rezultati njunih numeričnih analiz, je bilo pričakovano. Veliko presenetljivejši pa so bili njuni zaključki, da lahko vrednosti delnih parnih tlakov ponekod (območja 'supersaturacije') pri tem presežejo pripadajoče vrednosti nasičenega parnega tlaka. O podobnih zaključkih so sicer poročali tudi nekateri drugi raziskovalci (Ichikawa in England, 2004, Davie in sodelavci, 2006, Dwaikat in Kodur, 2009). Problem so raziskali Davie in sodelavci (2010) in na podlagi svojih ugotovitev, ki jih predstavimo v naslednjem odstavku, model Davieja in sodelavcev (2006) še dodatno modificirali. Dodatno so vpeljali tudi nekaj novosti, ki jih opišemo v drugem delu poglavja.

Zrak s povprečno količino nečistoč (soli, prahu ...) lahko pri določeni temperaturi sprejme le določeno količino vodne pare. Ko je ta količina dosežena, pravimo, da je zrak polno zasičen in da je njegova relativna vlažnost 100%, vsak presežek vodne pare pa se od tega trenutka dalje iz zraka izloči v obliki kondenzata. Relativna zračna vlažnost $RH = 100 \%$ (pri čemer: $RH = P_V / P_{sat} \cdot 100 \%$) se pri tem nanaša na stanje, ko delni parni tlak doseže vrednost nasičenega parnega tlaka P_{sat} , pri čemer je vrednost P_{sat} določena v odvisnosti od temperature, in sicer za zrak z običajno količino primesi (ASME Steam Tables, 1967). V kolikor je količina primesi v zraku bistveno drugačna od običajne, lahko pojav kondenzacije opazimo tudi pri višjih oziroma nižjih relativnih vlažnostih zraka. Primesi opravljajo v zraku namreč funkcijo kondenzacijskih površin. V absolutno čistem zraku (prostem vseh nečistoč) lahko relativna vlažnost zraka doseže celo vrednosti 400-800% (govorimo o primerih 'supersaturacije').

Tudi pri numeričnih analizah betonskih konstrukcij med požarom raziskovalci pogosto ugotavljajo, da lahko pojav, ko vrednosti delnih parnih tlakov vodne pare presežejo pripadajoče vrednosti nasičenega parnega tlaka, opazimo tudi v betonu pri povišanih temperaturah. Davie in sodelavci (2010) so ugotovili, da so takšni presenetljivi zaključki numeričnih analiz pogosto posledica vpeljave sorpcijskih krivulj Bažanta in Kaplana (1996) (enačbe (2.16)), ki jih za določanje časovno odvisne količine proste vode v svojih numeričnih analizah uporablja večina raziskovalcev. Skladno s svojimi ugotovitvami so avtorji predlagali modifikacijo sorpcijskih krivulj v obliki:

$$\bar{\rho}_{FW} = \begin{cases} \varepsilon_{cem} \rho_{cem} \left(\frac{p_{or}^0 \rho_L^0}{\varepsilon_{cem} \rho_{cem} P_{sat}} \frac{P_V}{P_{sat}} \right)^{1/m} & \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) \leq 0.96 \\ p_{or} \rho_L & \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) = 1.00 \\ \bar{\rho}_{FW,0.96} + \left(\frac{P_V}{P_{sat}} - 0.96 \right) \frac{\bar{\rho}_{FW,1.04} - \bar{\rho}_{FW,0.96}}{0.08} & 0.96 < \left(\frac{P_V}{P_{sat}} \right) < 1.00 \end{cases}, \quad (2.32)$$

Razliko med izvirnimi (enačba (2.16)) in modificiranimi (enačba (2.32)) sorpcijskimi izotermami prikazujemo grafično na sliki 2.5. Izoterme prikazujemo pri izbranih temperaturah za $\varepsilon_{cem} \rho_{cem} = 300 \text{ kg/m}^3$ in za začetno poroznost betona $p_{or}^0 = 0.08$. Kot smo že omenili, je skladno z izvirnimi sorpcijskimi izotermami količina vode v betonu pri vsakem času funkcija $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}$, ki predstavlja maso proste vode v betonu pri polni zasičenosti zraka v porah betona (RH = 100 %) in temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$. Tenchev in sodelavci (2001) pri tem za izračun količine $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}$ upoštevajo oceno $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat} = 75\% p_{or}^0 \rho_L^0$. Skladno s to oceno ustreza 100% relativna vlažnost zraka pri temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ torej 75% zasičenosti betona s prosto vodo, kar je v prikazanem primeru na sliki 2.5a enako 60 kg/m^3 . Nasprotno se v skladu z enačbami modificiranih sorpcijskih krivulj, kot jih predlagajo Davie in sodelavci (2010), količina $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat}$ opušča, namesto nje pa se v enačbah uporabi izraz $\varepsilon_{FW}^0 \rho_L^0$. Relativna vlažnost 100% pri temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ odgovarja v tem primeru torej stanju, ko so pore betona s prosto vodo popolnoma zasičene (slika 2.5b).



Slika 2.5: Sorpcijske izoterme pri izbranih temperaturah v skladu s predlogom: (a) Tencheva in sodelavcev (2001) in (b) Davieja in sodelavcev (2010).

Figure 2.5: Sorption isotherms for various temperatures according to: (a) Tenchev *et al.* (2001) and (b) Davie *et al.* (2010).

Poleg modifikacije enačb za sorpcijske izoterme vpelje modificirani model Davieja in sodelavcev (2010) še nekaj drugih pomembnih novosti. Prva novost se nanaša na modifikacijo enačbe za hitrost toka plin-

ske zmesi (2.9), ki jo v modificiranem modelu (Davie in sodelavci, 2010) pomnožimo z redukcijskim faktorjem k_g :

$$\mathbf{v}_G = -\frac{k_g K K_G}{\mu_G} \nabla P_G. \quad (2.33)$$

Redukcijski faktor k_g zajame vpliv turbulentnosti toka plinaste zmesi ob stenah por betona (ang. 'gas-slip modification factor'). Darcyjev zakon, s katerim sta v izvirnem modelu Tencheva in sodelavcev (2001) ter modelu Davieja in sodelavcev (2006) opisani hitrosti plinaste zmesi in proste vode (enačbi (2.9) in (2.10)), je namreč veljaven le za laminaren tok tekočine. Kot je ugotovil Bamforth (1987), tak opis za tok plinaste zmesi v betonu ni povsem ustrezen, zato je potrebno v tem primeru Darcyjev zapis korigirati v skladu z enačbo (2.33). Redukcijski faktor k_g določimo pri tem z enačbo:

$$k_g = \left(1 + \frac{b P_{atm}}{P_G}\right). \quad (2.34)$$

V enačbi (2.34) se oznaka P_{atm} nanaša na atmosferski tlak 0.101325 MPa, oznaka b pa na konstanto (ang. 'slip-flow constant'), ki jo določimo z enačbo:

$$b = e^{(-0.58181 \ln(K) - 19.1213)}. \quad (2.35)$$

Druga novost modificiranega modela Davieja in sodelavcev (2010) se nanaša na zvezi za relativni prepustnosti plinaste in kapljevinaste faze v betonu, K_G in K_L , ki jo avtorji določijo skladno z modelom Chunga in Conzolzasia (2005):

$$K_L = 10^{S\lambda} - 10^\lambda S, \quad (2.36)$$

$$K_G = 10^{(1-S)\lambda} - 10^\lambda (1 - S). \quad (2.37)$$

Kot poudarjajo Davie in sodelavci (2010) vključuje izraz za K_L pri tem tudi vpliv difuzije adsorbirane vode, zato se ta pojav v modificiranem modelu eksplicitno ne obravnava. Enačba (2.22) se tako poenostavi v obliko:

$$\mathbf{J}_{FW} = \varepsilon_{FW} \rho_L \mathbf{v}_L. \quad (2.38)$$

Tretja pomembna novost modificiranega modela Davieja in sodelavcev (2010) opisuje zvezo za določitev prepustnosti betona K , ki je skladno z modelom Tencheva in sodelavcev (razdelka 2.2.2.2) in modelom Davieja in sodelavcev (2.2.2.3) pri določenem času oziroma določeni temperaturi odvisna od poroznosti betona p_{or} (enačba (2.21)). Kot opisujejo številni raziskovalci (Khoury, 2000, Hertz, 2003, Gawin in sodelavci, 2006, Gawin in sodelavci, 2007, Majorana in sodelavci, 2010 in drugi) pa na časovno spreminjanje prepustnosti betona v največjem obsegu vplivajo predvsem poškodbe betona, ki se med požarom povečujejo kot posledica termičnih vplivov (ang. 'thermal damage') in mehanskih vplivov

(ang. 'load induced mechanical damage'). Z izrazom 'termični vplivi' mislimo pri tem na vplive temperaturno povezanega povečevanja poroznosti betona ter vplive napetosti na mikro- in mezo- nivoju. Te se v materialu pojavijo kot posledica različnih razteznostnih lastnosti agregata in cementnega kamna in zaradi povečanja volumna dehidracijskih produktov. V skupino 'mehanskih' vplivov pa prištevamo še vplive povečevanja mehanskih deformacij zaradi spreminjanja mehanskih lastnosti betona s temperaturo in oviranih temperaturnih deformacij, povečevanja prehodnih deformacij betona ter povečevanja deformacij betona zaradi lezenja. Ker mehanski vplivi v izrazu (2.21) niso zajeti, se v model Davieja in sodelavcev (2010) vpelje nova zveza za izračun prepustnosti betona, in sicer skladno z modelom Pearca in sodelavcev (2004):

$$K = K^0(10^{4D}). \quad (2.39)$$

V enačbi (2.39) je K^0 začetna prepustnost betona, D pa funkcija termičnih in mehanskih poškodb betona. Zapišemo jo v obliki:

$$D = \omega + \chi - \omega\chi. \quad (2.40)$$

Pri tem se parameter ω nanaša na stopnjo mehanskih poškodb betona in je v dvofaznih numeričnih modelih za požarno analizo betonskih konstrukcij, ki mehansko fazo analize obravnavajo ločeno od toplotno-vlažnostne, enak 0. Tako se enačba (2.40) poenostavi v obliko:

$$D = \chi. \quad (2.41)$$

Za določitev parametra poškodb zaradi termičnih vplivov χ se priporoča enačba:

$$\chi = 0.2\theta - 0.01\theta^2, \quad (2.42)$$

ki so jo Pearce in sodelavci (2004) izpeljali s pomočjo funkcije predvidene degradacije elastičnega modula betona zaradi vpliva povišanih temperatur. Parameter θ je v enačbi (2.42) določen kot:

$$\theta = \frac{T - T_0}{100}. \quad (2.43)$$

Oznaka T_0 se pri tem nanaša na začetno temperaturo betona.

Poleg že omenjenih novosti pa modificirani model Davieja in sodelavcev (2010) vpelje tudi nove izraze za izračun nekaterih drugih materialnih parametrov. Za gostoto vode priporočajo raziskovalci uporabo Furbisheve enačbe (Furbish, 1997):

$$\rho_L = a - bT_C + cT_C^2 + dT_C^3 - eT_C^4 + fT_C^5)(p_l - p_r) + (g - hT_C + jT_C^2 - kT_C^3 + lT_C^4 - mT_C^5), \quad (2.44)$$

kjer je $a = 4.8863 \cdot 10^{-7}$, $b = 1.6528 \cdot 10^{-9}$, $c = 1.8621 \cdot 10^{-12}$, $d = 2.4266 \cdot 10^{-13}$, $e = 1.5996 \cdot 10^{-15}$,
 $f = 3.3703 \cdot 10^{-18}$, $g = 1.0213 \cdot 10^3$, $h = 7.7377 \cdot 10^{-1}$, $j = 8.7696 \cdot 10^{-3}$, $k = 9.2118 \cdot 10^{-5}$,
 $l = 3.3534 \cdot 10^{-7}$, $m = 4.4034 \cdot 10^{-10}$, $p_l = 10 \cdot 10^6$ in $p_r = 20 \cdot 10^6$.

Za izračun nasičenega parnega tlaka priporočajo Davie in sodelavci (2010) uporabo Hyland-Wexlerjeve enačbe:

$$P_{sat} = e^{(\frac{C_1}{T} + C_2 + C_3 T + C_4 T^2 + C_5 T^3 + C_6 \ln(T))} 10^3, \quad (2.45)$$

kjer je $C_1 = -5.8002206 \cdot 10^3$, $C_2 = -5.5162560$, $C_3 = -4.8640239 \cdot 10^{-2}$, $C_4 = 4.1764768 \cdot 10^{-5}$,
 $C_5 = -1.4452093 \cdot 10^{-8}$, $C_6 = 6.5459673$; za izračun toplotne prevodnosti betona pa podajajo obrazec skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 (2004):

$$k = k_1 - k_2 \left(\frac{T_C}{100} \right) - k_3 \left(\frac{T_2}{100} \right)^2. \quad (2.46)$$

Koeficienti k_1 , k_2 in k_3 v enačbi (2.46) zavzamejo (odvisno od posameznega primera) vrednosti med svojo zgornjo in spodnjo mejo, ki sta skladno s SIST EN 1992-1-2 (2005) določeni kot: $k_{1,min} = 2.0$,
 $k_{2,min} = 0.2451$ in $k_{3,min} = 0.0107$ ter $k_{1,max} = 1.36$, $k_{2,max} = 0.136$ in $k_{3,max} = 0.0057$.

Nazadnje predlagajo Davie in sodelavci (2010) nove izraze tudi za difuzijski koeficient zraka v vodni pari D_{AV} oziroma difuzijski koeficient vodne pare v zraku D_{VA} , in sicer skladno z modelom Vodáka in sodelavcev (1997):

$$D_{AV} = D_{VA} = \frac{D_{if}}{l_{eq}}. \quad (2.47)$$

S faktorjem l_{eq} v enačbi (2.47) (za slednjega Davie in sodelavci priporočajo uporabo konstantne vrednosti $l_{eq} = 18$) upoštevamo, da je zaradi zapletene strukture por (ukrivljenost in zoženje por) difuzijski koeficient v betonu manjši od atmosferskega.

2.2.2.5 Sistem diferencialnih enačb

Povezan problem prevajanja toplote in vlage v betonu med požarom določa sistem kontinuitetnih enačb (2.1)–(2.3) in energijske enačbe (2.4), ki ga v nekoliko poenostavljeni obliki zapišemo kot:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (2.48)$$

$$\frac{\partial(\varepsilon_G \tilde{\rho}_V)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_{FW} \rho_L)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\mathbf{J}_L + \mathbf{J}_V), \quad (2.49)$$

$$(\rho c) \frac{\partial T}{\partial t} - \lambda_E \frac{\partial(\varepsilon_{FW} \rho_L)}{\partial t} + (\lambda_D + \lambda_E) \frac{\partial(\varepsilon_D \rho_L)}{\partial t} = \nabla \cdot (k \nabla T) + \lambda_E \nabla \cdot \mathbf{J}_L - (\rho c v) \cdot \nabla T. \quad (2.50)$$

Osnovne spremenljivke problema so temperatura T , tlak plinaste zmesi P_G , in gostota vodne pare $\tilde{\rho}_V$. Ko enačbe (2.48)–(2.50) izrazimo z osnovnimi spremenljivkami, dobimo:

$$C_{TT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{TP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{TV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{TT} \nabla T + K_{TP} \nabla P_G + K_{TV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (2.51)$$

$$C_{AT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{AP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{AV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{AT} \nabla T + K_{AP} \nabla P_G + K_{AV} \nabla \tilde{\rho}_V), \quad (2.52)$$

$$C_{MT} \frac{\partial T}{\partial t} + C_{MP} \frac{\partial P_G}{\partial t} + C_{MV} \frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial t} = \nabla \cdot (K_{MT} \nabla T + K_{MP} \nabla P_G + K_{MV} \nabla \tilde{\rho}_V). \quad (2.53)$$

Koeficiente C_{ij} in K_{ij} ($i = T, A, M, j = T, P, V$) določimo skladno s konstitucijskimi modeli, ki smo jih opisali v prejšnjem poglavju. Podrobnejši opis in izpeljave členov v enačbah (2.51)–(2.54) so za osnovni model prikazani v članku Tenchev in sodelavci (2001), za razširjeni model v članku Davie in sodelavci (2006), za modificirani model pa v članku Davie in sodelavci (2010).

2.2.3 Enačba prevajanja toplote po jeklenem delu nosilca

Enačbo prevajanja toplote po neporoznem jeklenem delu kompozitne konstrukcije predstavimo z dobro znano Fourierjevo enačbo prevajanja toplote po trdni snovi:

$$(\rho_s c_s) \frac{\partial T}{\partial t} = -\nabla \cdot (-k_s \nabla T), \quad (2.54)$$

kjer se oznaka ρ_s nanaša na gostoto jekla, c_s na njegovo specifično toploto, k_s pa na njegovo toplotno prevodnost.

2.2.4 Začetni in robni pogoji ter pogoji na stiku

Za rešitev sistema enačb prevajanja toplote in vlage po kompozitni konstrukciji iz betona in jekla (enačbe (2.51)–(2.53) oziroma enačba (2.54)) moramo definirati ustrezne začetne in robne pogoje. Ko govorimo o jeklenem delu konstrukcije, je začetni pogoj en sam. Zapišemo ga v obliki $T(t = 0) = T^0$. Pri betonskem delu konstrukcije so začetni pogoji bolj kompleksni in 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 razdelimo v dve skupini. Pri prvi skupini so na robu predpisane osnovne količine $T = \hat{T}(t) = T_\infty$, $P_G = \hat{P}_G(t) = P_{G,\infty}$, $\tilde{\rho}_V = \hat{\rho}_V(t) = \rho_{V,\infty}$ za beton oziroma $T = \hat{T}(t) = T_\infty$ za jeklo, pri drugi pa sta na robu predpisani gostoti toplotnega (pri jeklenem in betonskem delu konstrukcije) in masnega pretoka (samo pri betonskem delu). Toplotni površinski pretok določa enačba:

$$\mathbf{n} \cdot \nabla T \equiv \frac{\partial T}{\partial n} = \frac{h_{qr}}{k} (T_\infty - T), \quad (2.55)$$

kjer je \mathbf{n} enotski vektor normale na zunanji površini, T_∞ temperatura okolice, k toplotni prevodnostni koeficient materiala in $h_{qr} = h_q + h_r$ prestopni koeficient. Slednji je vsota konvekcijskega dela, h_q , in radiacijskega dela, h_r . Masni površinski pretok pa izračunamo z enačbo:

$$\mathbf{J}_V \cdot \mathbf{n} = -\beta(\tilde{\rho}_{V,\infty} - \tilde{\rho}_V), \quad (2.56)$$

kjer sta $\tilde{\rho}_{V,\infty}$ gostota vodne pare okolice in β masni prestopni koeficient, določen z izrazom (Cengel, 1998):

$$\beta = \frac{h_q}{(\rho C)_{\text{air}}} \left(\frac{D_{AV}(T_\infty)}{\alpha_{\text{air}}} \right)^{2/3}. \quad (2.57)$$

V enačbi (2.57) sta $(\rho C)_{\text{air}}$ in α_{air} specifična toplota in difuzijski koeficient zraka.

Na toplotno izoliranem robu elementa velja, da je toplotni pretok enak nič, torej $\frac{\partial T}{\partial n} = 0$. Podobno velja tudi za masni tok.

Poleg začetnih in robnih pogojev moramo pri sovprežnih nosilcih iz betona in jekla predpisati tudi pogoje na stiku. Raziskovalci običajno (Lamont in sodelavci, 2001, Foster in sodelavci, 2007, Hozjan, 2009) predpostavijo, da sta jekleni in betonski sloj med deformiranjem ves čas v popolnem kontaktu, zato zapišemo:

$$\mathbf{n}_c \cdot (-k_c \nabla T) = \mathbf{n}_s \cdot (-k_s \nabla T). \quad (2.58)$$

V primeru popolnega kontakta predstavlja jekleni sloj tudi parno zaporo betonskega dela konstrukcije, zato za betonski sloj vzdolž stika zapišemo tudi: $\mathbf{n} \cdot \mathbf{J}_V = 0$ in $\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$.

2.2.5 Numerično reševanje enačb toplotno-vlažnostnega dela požarne analize

Za reševanje sistema nelinearnih parcialnih diferencialnih enačb, s kakršnimi imamo opraviti pri obravnavanju primeru toplotno-vlažnostne analize dvoslojnega kompozitnega nosilca (2.51)–(2.53), se raziskovalci običajno poslužujejo metode končnih diferenc (na primer Özisik, 1985 in 1994, Gams, 2003, Schnabl, 2007, Krauberger, 2008) ali pa metode končnih elementov (Tenchev in sodelavci, 2001, Gawin in sodelavci, 2003, Davie in sodelavci, 2006 in 2010, Hozjan, 2009). Ker postane račun z diferenčno metodo ob upoštevanju poljubne geometrije nepregleden, izberemo v tem delu metodo končnih elementov (Zienkiewicz in Taylor, 1991). Ta se je v zadnjih letih zelo razširila in je trenutno med raziskovalci širšega področja mehanike najbolj uveljavljena. Pri metodi končnih elementov je potrebno obravnavano telo najprej razdeliti na poljubno število končnih elementov, nato pa slednje z ustreznimi robnimi pogoji povezati v zaključeno celoto. V tej doktorski disertaciji uporabljamo 4-vozliščne izoparametrične končne elemente z interpolacijskimi funkcijami N_1 , N_2 , N_3 in N_4 (slika 2.6) naslednje oblike:

$$N_1 = 1/4(1 - \xi)(1 - \eta), \quad (2.59)$$

$$N_2 = 1/4(1 + \xi)(1 - \eta), \quad (2.60)$$

$$N_3 = 1/4(1 + \xi)(1 + \eta), \quad (2.61)$$

$$N_4 = 1/4(1 - \xi)(1 + \eta). \quad (2.62)$$

ξ in η sta pri tem na intervalu $[-1, 1]$.

V matrični obliki zapišemo sistem enačb (2.51)–(2.54) z zvezo:

$$\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} - \nabla(\mathbf{K}\nabla\mathbf{u}) = 0. \quad (2.63)$$

V zapisu (2.63) predstavlja $\mathbf{u} = [T, P_G, \tilde{\rho}_V]$ vektor osnovnih neznank, matriki \mathbf{C} in \mathbf{K} pa matriki koeficientov $C_{i,j}$ in $K_{i,j}$ ($i = T, A, M, j = T, P, V$). Pri poljubnem času t se za vsak končni element izvede aproksimacija osnovnih neznank v odvisnosti od vozliščnih neznank:

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^{n_{voz}} \mathbf{N} \mathbf{y}^i, \quad (2.64)$$

kjer je \mathbf{N} matrika oblikovnih funkcij končnega elementa, \mathbf{y} pa vektor diskretnih vozliščnih neznank. S pomočjo Galerkinove metode in integracije po delih (Zienkiewicz in Taylor, 1991) prevedemo sistem (2.63) na enakovreden sistem diferencialnih enačb prvega reda:

$$\hat{\mathbf{C}} \dot{\mathbf{y}} + \hat{\mathbf{K}} \mathbf{y} = \hat{\mathbf{F}}, \quad (2.65)$$

pri čemer velja:

$$\hat{\mathbf{C}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{C} \mathbf{N} dV, \quad (2.66)$$

$$\hat{\mathbf{K}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_V \nabla \mathbf{N}^T \mathbf{K} \nabla \mathbf{N} dV, \quad (2.67)$$

$$\hat{\mathbf{F}} = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \int_S \mathbf{N} \mathbf{K} \mathbf{q} dS. \quad (2.68)$$

V enačbah (2.66)–(2.68) se oznaki V in S nanašata na prostornino in površino roba končnega elementa. Na robovih elementa so pri tem predpisani robni pretoki \mathbf{q} . Za izračun integralov uporabimo Gaussovo ploskovno integracijo 2x2. Položaj integracijskih točk je prikazan na sliki 2.6.

Poleg prostorske je potrebna tudi časovna diskretizacija enačb končnega elementa, pri čemer se poslužimo enačb dvotočkovne direktne integracije (Turk, 1987, Hozjan, 2009). Celotni čas računanja razdelimo pri tem na časovne inkremente $[t^{k-1}, t^k]$, pri tem pa privzamemo, da se znotraj časovnega intervala vozliščne količine spreminjajo linearno.

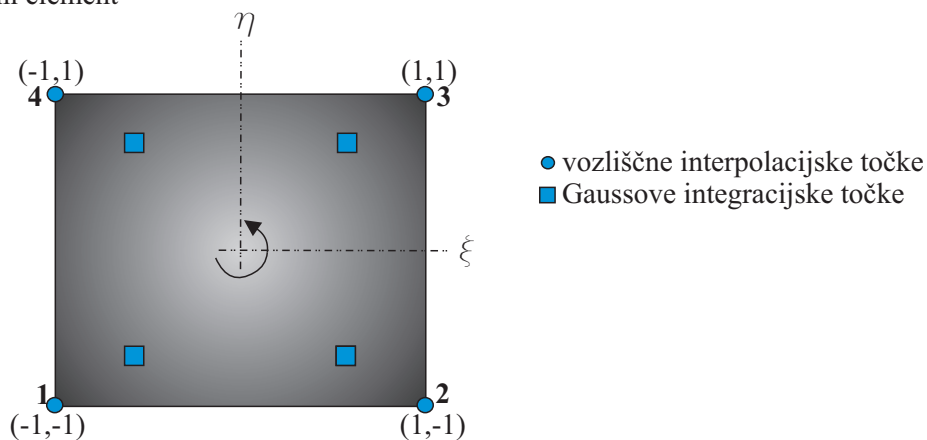
Enačbi (2.65) je potrebno zadostiti v vsakem časovnem koraku, to je pri času $t^k = t^{k-1} + \mu \Delta t$. Δt pomeni tu časovni prirastek v časovnem intervalu, μ pa brezdimenzijski časovni parameter, ki pove, v kateri točki časovnega intervala zadostimo enačbam. Časovne diferenčne sheme so lahko različne, in sicer: $\mu = 0$ (eksplicitna metoda), $\mu = 1/2$ (Crank-Nicolsonova metoda), $\mu = 2/3$ (Galerkinova metoda) in $\mu = 1$ (implicitna metoda). Ker velja implicitna metoda za najbolj stabilno in natančno za reševanje sorodnih problemov (Turk, 1987, Hozjan, 2009), uporabljamo v tem delu za parameter μ izključno vrednost 1. Ko tako opisano časovno diskretizacijo upoštevamo v sistemu (2.65), dobimo:

$$\tilde{\mathbf{C}}^k \mathbf{y}^k = \tilde{\mathbf{F}}^k. \quad (2.69)$$

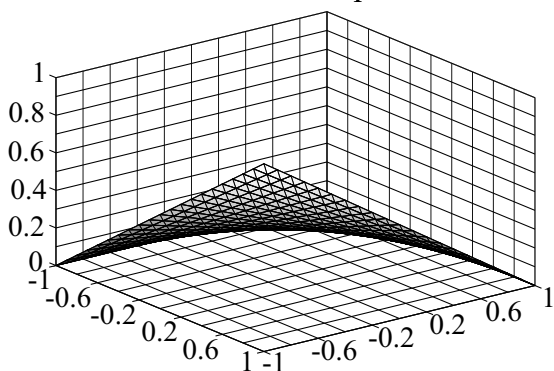
Pri tem je $\tilde{\mathbf{C}}^k = \mu \hat{\mathbf{K}} + \frac{1}{\delta t} \hat{\mathbf{C}}$ in $\tilde{\mathbf{F}}^k = \left[\frac{1}{\delta t} \hat{\mathbf{C}} - (1 - \mu) \hat{\mathbf{K}} \right] \mathbf{y}^{k-1} + (1 - \mu) \hat{\mathbf{F}}^k + \mu \hat{\mathbf{F}}^{k-1}$.

Sistem (2.69) rešimo iterativno v vsakem časovnem koraku. Algoritem za reševanje prikazujemo v oknu 2.1. Algoritem 2.1 smo implementirali v računalniški program `MoistureHeat2`, ki smo ga pripravili v programskem okolju `MatLab`. Program je nova različica programa `MoistureHeat`, ki ga je pripravil

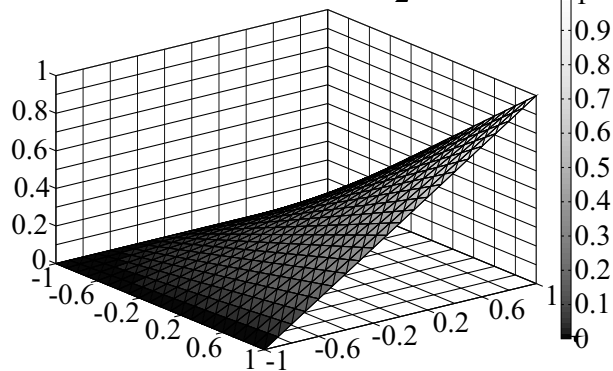
(a) 4-vozliščni končni element



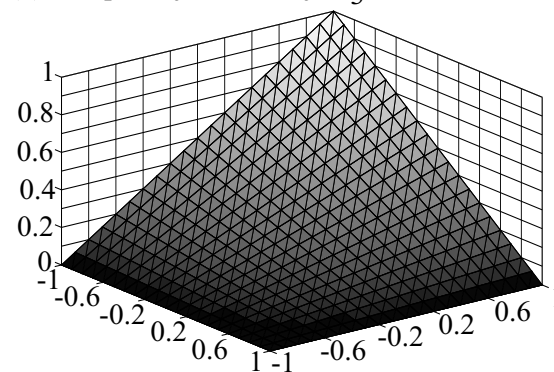
(b) interpolacijska funkcija N_1



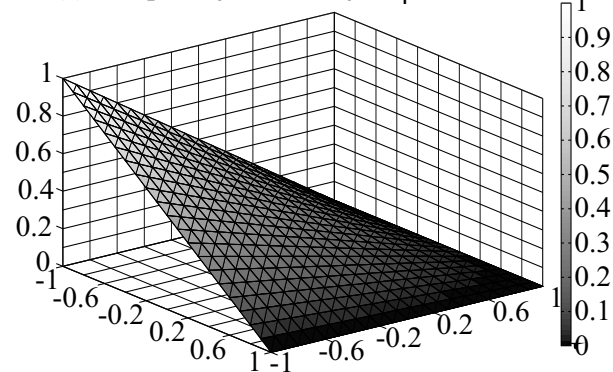
(c) interpolacijska funkcija N_2



(d) interpolacijska funkcija N_3



(e) interpolacijska funkcija N_4



Slika 2.6: Shema 4 vozliščnega izoparametričnega končnega elementa in oblikovnih funkcij N_1 , N_2 , N_3 in N_4 .

Figure 2.6: Scheme of 4 noded isoparametric finite element and its shape functions N_1 , N_2 , N_3 and N_4 .

Okno 2.1: Algoritem za reševanje povezanega prevajanja toplote in vlage

♠ Priprava vhodnih podatkov:

- podajanje konstantnih materialnih parametrov,
- generiranje mreže končnih elementov in robnih pogojev,
- izračun oblikovnih funkcij posameznega elementa in Jacobijana.

♠ Korak 1: Račun vseh količin pri trenutnem času $t^k = t^{k-1} + \mu\delta t$:

- znane so vrednosti osnovnih neznank problema pri času t^{k-1} ; T^{k-1} , P_G^{k-1} in $\tilde{\rho}_V^{k-1}$,
- na nivoju elementa:
 - določanje členov prevodnostne $K_{i,j}$ in kapacitetne matrike $C_{i,j}$ v Gaussovih točkah elementa; $i = T, A, M, j = T, P, V$,
 - določanje matrike \hat{C}_{elem}^k , \hat{K}_{elem}^k in vektorja \hat{F}_{elem}^k , kjer upoštevamo na robu predpisani masni oziroma toplotni pretok, če ta obstaja,

- sestavljanje globalne matrike $\hat{C}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{C}_{\text{elem}}^k$, globalne matrike $\hat{K}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{K}_{\text{elem}}^k$ in

$$\text{vektorja } \hat{F}^k = \sum_{\text{elem}=1}^{nel} \hat{F}_{\text{elem}}^k.$$

♠ Korak 2: Reševanje sistema parcialnih diferencialnih enačb povezanega prehoda vlage in toplote:

- časovna diskretizacija in račun globalne matrike \tilde{C}^k in vektorja \tilde{F}^k ,
- upoštevanje predpisanih vozliščnih vrednosti za T , P_G in $\tilde{\rho}_V$, če te obstajajo,
- račun T^k , P_G^k in $\tilde{\rho}_V^k$.

♠ Korak 3: Korak 1 in 2 ponavljamo, dokler ni izpolnjen konvergenčni pogoj pri časovnem koraku h in lokalni iteraciji h :

$$\bullet \Delta_h^k \mathbf{y} = \frac{\sum_{m=1}^{\text{št. vozlišč}} (m y_{h-1}^k - m y_h^k)^2}{\sum_{m=1}^{\text{št. vozlišč}} (m y_h^k)^2} < Err = 1 \cdot 10^{-10}.$$

♠ Korak 4: Določimo nov časovni korak:

$$\bullet t^{k+1} = t^k + \mu.$$

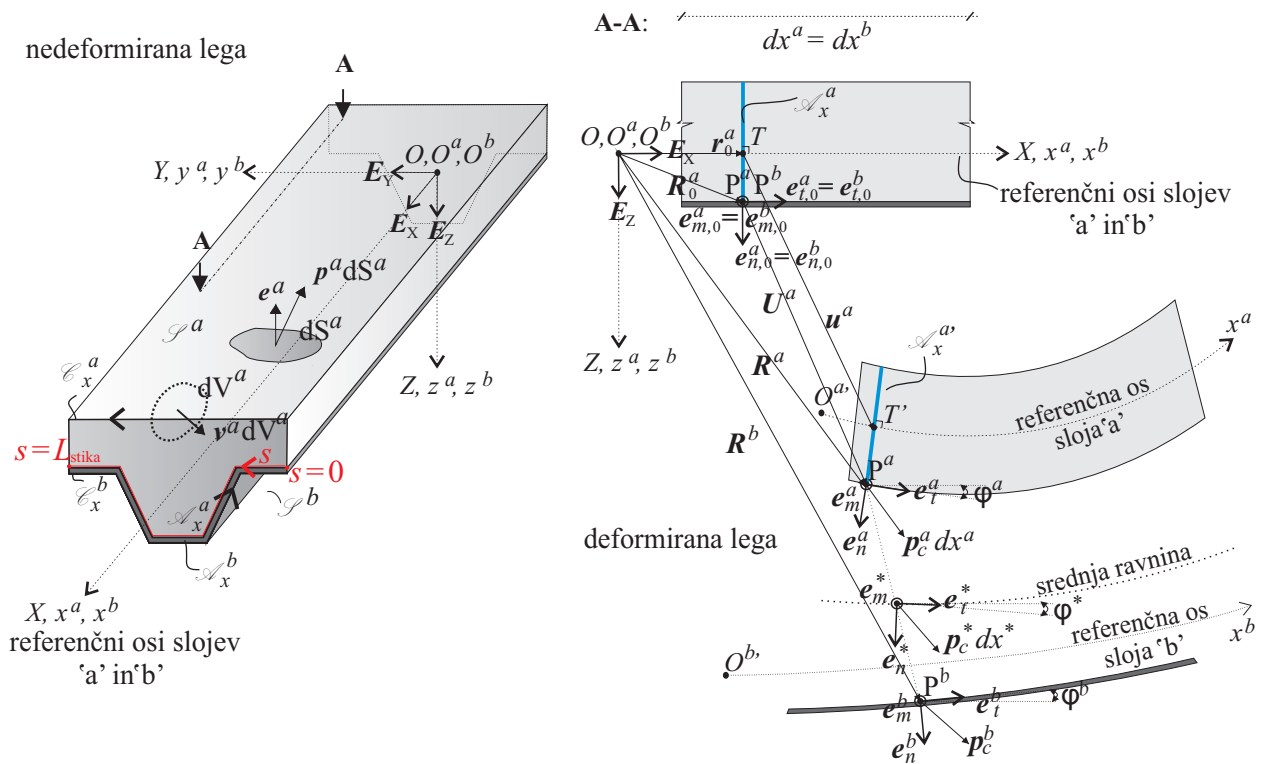
♠ Korake 1 do 3 ponavljamo, dokler ni dosežen končni čas simulacije.

Hozjan (2009). Medtem ko temelji slednji na modelu Tencheva in sodelavcev (2001), je nova različica programa osnovana na modelih Davieja in sodelavcev (2006 in 2010). Razlike med izvirnim modelom Tencheva in sodelavcev (2001), modelom Davieja in sodelavcev (2006) ter modificiranim modelom Davieja in sodelavcev (2010) smo podrobneje opisali v poglavju 2.2.2.

2.3 Mehanska faza požarne analize

2.3.1 Predstavitev problema

Opazujemo raven dvoslojni kompozitni ravninski nosilec sestavljen iz slojev 'a' in 'b' dolžin $L^a = L^b = L$ in s konstantnima prečnima prerezoma \mathcal{A}_x^a in \mathcal{A}_x^b . Sloja sta med sabo povezana s tanko adhezivsko plastjo ali veznimi sredstvi. Ker povezava med slojema v večini primerov ni popolna, se lahko ta na stiku zamakneta v vzdolžni in/ali prečni smeri, oziroma se razmakneta. Deformiranje nosilca opišemo v ravnini (X, Z) prostorskega (nepomičnega oziroma t. i. Lagrangeovega) kartezijskega desnosučnega koordinatnega sistema (X, Y, Z) z baznimi vektorji \mathbf{E}_X , \mathbf{E}_Z and $\mathbf{E}_Y = \mathbf{E}_Z \times \mathbf{E}_X$ (t. i. Lagrangeov opis deformabilnega telesa). Nedeformirano in deformirano lego konstrukcije ter geometrijske karakteristike problema prikazujemo na sliki 2.7. Dvoslojni kompozitni nosilec, prikazan na tej sliki, ustreza primeru vala sovprežne plošče s profilirano trapezno pločevino. Nekaj ostalih tipov kompozitnih konstrukcij, ki jih lahko modeliramo s predlaganim modelom, pa je predstavljenih na sliki 2.8. Pri opisu deformiranja



Slika 2.7: Nedeformirana in deformirana lega dvoslojnega kompozitnega nosilca z značilnimi geometrijskimi količinami ter geometrijski pomen 'povprečne' deformirane baze stika.

Figure 2.7: Undeformed and deformed configuration of two-layered composite beam with standard geometrical properties and geometrical meaning of the 'average' deformed basis of the contact.

nosilca vpeljemo poleg prostorskega še materialna (pomična oziroma t. i. Eulerjeva) kartezijska desnosučna koordinatna sistema sloja 'i' (x^i, y^i, z^i) ($i = a, b$) z materialnimi baznimi vektorji \mathbf{e}_t^i , \mathbf{e}_m^i in \mathbf{e}_n^i . Materialno koordinatno os $x^i \equiv x$ ($i = a, b$), ki leži na vertikalni simetrijski ravnini nosilca, njena lega glede na višino prereza pa je lahko poljubna, poimenujemo referenčna os sloja i . Zaradi upoštevanja znane Bernoullijeve predpostavke, skladno s katero vpliv strižnega deformiranja nosilca v modelu zanemarimo (Schnabl, 2007), leži vektor \mathbf{e}_t^i vzdolž deformirane referenčne osi sloja, vektorja

e_m^i in e_n^i ($i = a, b$) pa imata smer glavnih vztrajnostnih osi prečnega prereza. Na tem mestu poudarimo, da je za materialne koordinatne osi sloja sicer značilno, da se deformirajo skupaj s telesom, zato ostajajo materialne koordinate istega materialnega delca med deformiranjem nosilca ves čas enake. Ker privzamemo, da sta materialna koordinatna sistema obeh slojev v nedeformirani legi identična in sovpadata s prostorskim koordinatnim sistemom, tako velja: $x^a \equiv x^b \equiv x \equiv X_0$, $y^a \equiv y^b \equiv y \equiv Y_0$ in $z^a \equiv z^b \equiv z \equiv Z_0$.

S tako definiranimi koordinatnimi bazami sistema lahko poljubno deformirano stanje nosilca v okolici materialnega delca (x, y, z) opišemo s krajevnim vektorjem delca glede na prostorsko bazo $\mathbf{R}^i(x, y, z)$ in z desnosučno ortonormirano bazo e_i^i, e_m^i, e_n^i ($i = a, b$) (slika 2.7).

V nadaljevanju predstavimo osnovne enačbe matematičnega modela dvoslojnega kompozitnega nosilca.

2.3.2 Osnovne enačbe sloja

Dvoslojni kompozitni nosilec opišemo v tej disertaciji z dvema geometrijsko točnima modeloma Reissnerjevega ravninskega nosilca (Reissner, 1972). Skladno s tem predstavljajo enačbe nosilca ločeno enačbe sloja 'a' in sloja 'b'. Osnovni sistem enačb sloja 'i' ($i = a, b$) sestavljajo kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe:

– Kinematične enačbe:

$$1 + u^{i'} - (1 + \varepsilon^i) \cos \varphi^i = 0, \quad (2.70)$$

$$w^{i'} + (1 + \varepsilon^i) \sin \varphi^i = 0, \quad (2.71)$$

$$\varphi^{i'} - \kappa^i = 0, \quad (2.72)$$

– Ravnotežne enačbe:

$$R_X^{i'} + \mathcal{P}_X^i = 0, \quad (2.73)$$

$$R_Z^{i'} + \mathcal{P}_Z^i = 0, \quad (2.74)$$

$$M^{i'} - (1 + \varepsilon^i)Q^i + \mathcal{M}_Y^i = 0, \quad (2.75)$$

– Konstitucijske enačbe:

betonski sloj ($i = a$):

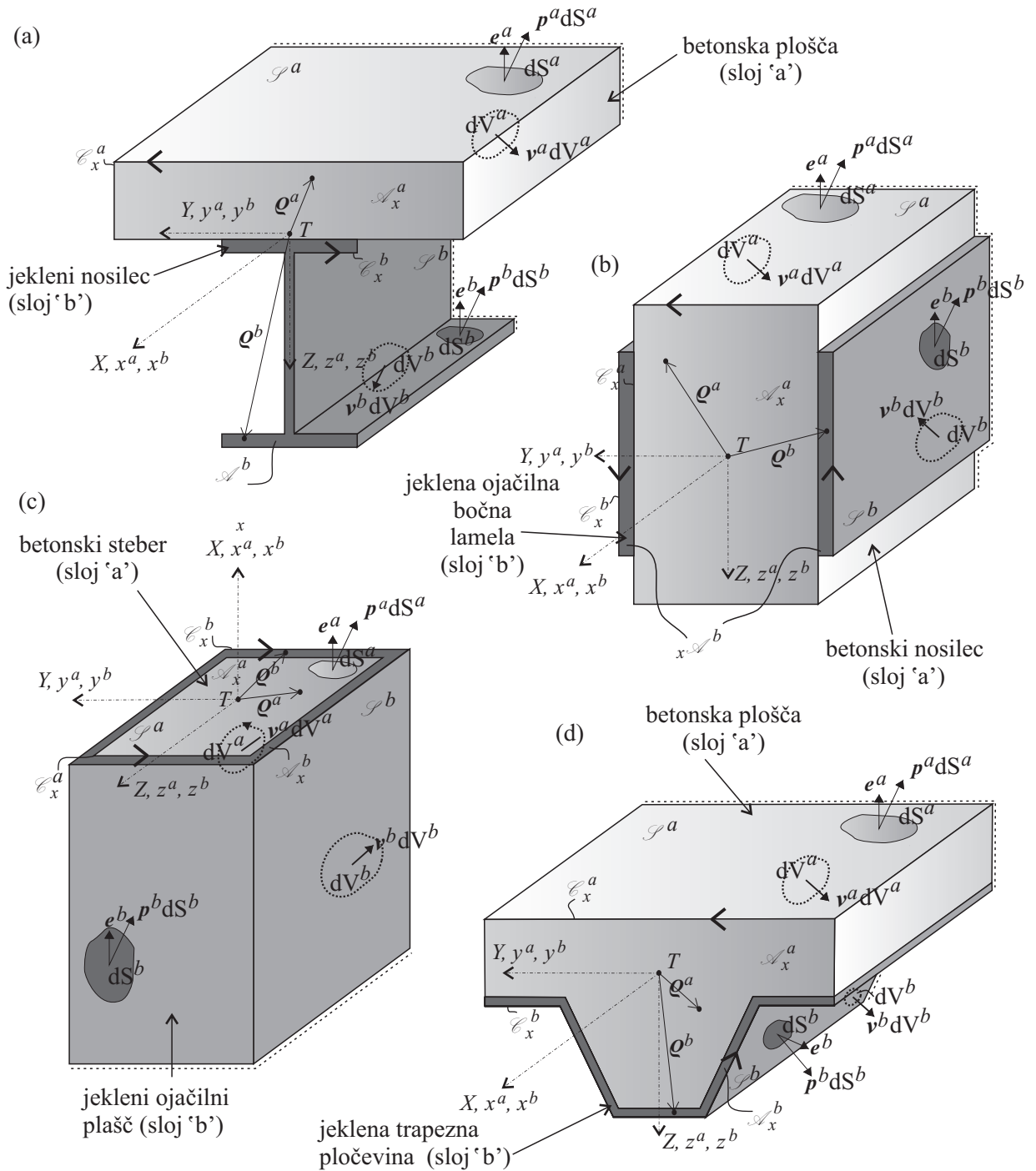
$$\mathbf{N}^a = \mathbf{N}_{con}^a + \mathbf{N}_{pore}, \quad (2.76)$$

$$\mathbf{M}^a = \mathbf{M}_{con}^a + \mathbf{M}_{pore}, \quad (2.77)$$

jekleni sloj ($i = b$):

$$\mathbf{N}^b = \mathbf{N}_{con}^b, \quad (2.78)$$

$$\mathbf{M}^b = \mathbf{M}_{con}^b. \quad (2.79)$$



Slika 2.8: Različni tipi kompozitnih konstrukcij.
 Figure 2.8: Various types of composite structures.

V enačbah (2.76)–(2.77) je h konstitucijski sili in upogibnemu momentu zaradi mehanske obtežbe dodan tudi prispevek pornega tlaka (t. i. pravilo Terzaghija). Porni tlak se v betonskih elementih pojavi pri povišanih temperaturah in je posledica heterogene strukture materiala in vsebnosti vlage v njem, vendar pa je v večini primerov ta prispevek zelo majhen in ga lahko zanemarimo (Bažant in Kaplan, 1996). Ko upoštevamo to predpostavko, dobijo konstitucijske enačbe (2.76)–(2.79) naslednjo obliko ($i = a, b$):

$$\mathbf{N}^i = \mathbf{N}_{con}^i = \int_{A_x^i} \boldsymbol{\sigma}^i(D_\sigma^i) dA_x^i, \quad (2.80)$$

$$\mathbf{M}^i = \mathbf{M}_{con}^i = \int_{A_x^i} z^i \boldsymbol{\sigma}^i(D_\sigma^i) dA_x^i, \quad (2.81)$$

V nadaljevanju predstavimo pomen oznak v enačbah (2.70)–(2.79). Oznaka $(\bullet)'$ pomeni odvod količine po materialni koordinati x . Z u^i , w^i in φ^i smo označili komponente pomika materialnega delca na referenčni osi sloja 'i' (slika 2.7), pri čemer predstavlja u^i vzdolžne pomike referenčne osi sloja 'i' ($i = a, b$), w^i prečne pomike ter s φ^i zasuke. Osne deformacije referenčne osi smo označili z ε^i , upogibne deformacije pa s κ^i . Rezultanto napetosti v prečnem prerezu sloja smo označili z \mathbf{N}^i , njeni komponenti v smereh prostorskih koordinatnih osi X in Z pa z R_X^i in R_Z^i . Rezultanto \mathbf{N}^i lahko sicer izrazimo tudi v materialni koordinatni bazi $(\mathbf{e}_t^i, \mathbf{e}_m^i, \mathbf{e}_n^i)$, in sicer kot $\mathbf{N}^i = N^i \mathbf{e}_t^i + Q^i \mathbf{e}_n^i$. Komponenti N^i in Q^i sta pri tem osna in prečna sila prečnega prereza sloja 'i' ($i = a, b$) in sta s komponentama R_X^i and R_Z^i povezani z enačbama:

$$N^i = R_X^i \cos \varphi^i - R_Z^i \sin \varphi^i, \quad (2.82)$$

$$Q^i = R_X^i \sin \varphi^i + R_Z^i \cos \varphi^i. \quad (2.83)$$

Oznaka M^i v sistemu enačb (2.70)–(2.81) predstavlja nadalje upogibni moment prečnega prereza sloja 'i', D_σ^i ($i = a, b$) je mehanska deformacija v opazovanem poljubnem delcu sloja 'i', oznake \mathcal{P}_X^i , \mathcal{P}_Z^i in \mathcal{M}_Y^i pa pomenijo komponente linijske obtežbe \mathcal{P}^i in linijske momentne obtežbe \mathcal{M}^i v referenčni osi sloja. Slednji določimo z enačbama:

$$\mathcal{P}^i = \int_{C_x^i} \mathbf{p}^i dc_x + \int_{A_x^i} \mathbf{v}^i dA_x, \quad (2.84)$$

$$\mathcal{M}^i = \int_{C_x^i} \boldsymbol{\rho}^i \times \mathbf{p}^i dc_x + \int_{A_x^i} \boldsymbol{\rho}^i \times \mathbf{v}^i dA_x, \quad (2.85)$$

s katerima statično enakovredno površinsko (\mathbf{p}^i) in prostorninsko (\mathbf{v}^i) obtežbo (slika 2.7 oziroma 2.8) prenesemo v referenčno os sloja. Ker je mehanski odziv sloja 'i' odvisen od mehanskega odziva sosednjega sloja, sta vektorja \mathcal{P}^i in \mathcal{M}^i vsoti 'zunanjega' (oznaka 'ex') in 'kontaktnega' (oznaka 'cn') prispevka:

$$\mathcal{P}^i = \mathcal{P}_{ex}^i + \mathcal{P}_{cn}^i, \quad (2.86)$$

$$\mathcal{M}^i = \mathcal{M}_{ex}^i + \mathcal{M}_{cn}^i, \quad (2.87)$$

oziroma v komponentni obliki:

$$\mathcal{P}_X^i = \mathcal{P}_{ex,X}^i + \mathcal{P}_{cn,X}^i, \quad (2.88)$$

$$\mathcal{P}_Z^i = \mathcal{P}_{ex,Z}^i + \mathcal{P}_{cn,Z}^i, \quad (2.89)$$

$$\mathcal{M}_Y^i = \mathcal{M}_{ex,Y}^i + \mathcal{M}_{cn,Y}^i. \quad (2.90)$$

2.3.3 Vezne enačbe

V nadaljevanju natančneje predstavimo tisti del obtežbe sloja ‘ i ’, ki je posledica sovprežnega delovanja kompozitnega nosilca. V enačbah (2.86)–(2.87) predstavljata to obtežbo količini \mathcal{P}_{cn}^i in \mathcal{M}_{cn}^i . Obtežbo opišemo v odvisnosti od vrste in kvalitete povezave med slojema nosilca.

Med deformiranjem dvoslojnega kompozitnega nosilca se lahko v splošnem sloja zamakneta in/ali pa se razmakneta, pri čemer so lahko zdrsi in razmiki pri analizah nosilca z geometrijsko nelinearnimi materialnimi modeli tudi (zelo) veliki. Vezne enačbe v obliki, ki jih poznamo pri geometrijsko linearnih matematičnih modelih večslojnih kompozitnih nosilcev (Adekola, 1986, Bradford in Gilbert, 1992, Kroflič in sodelavci, 2010, Manfredi in sodelavci, 1999, Schnabl, 2006, Xu in Wu, 2007) in ki so običajno zapisane v prostorski bazi \mathbf{E}_X in \mathbf{E}_Z , zato v takih primerih v osnovni obliki niso ustrezne. Namesto prostorske baze uporabimo za opis veznih enačb stika t. i. ‘povprečno’ deformirano bazo na stiku. ‘Povprečno’ bazo označimo z vektorji t. i. ‘srednje ravnine’ \mathbf{e}_t^* , \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_m^* (slika 2.7) in jo definiramo kot povprečje vektorjev naravne baze slojev ‘ a ’ in ‘ b ’ na stiku v deformirani legi:

$$\mathbf{e}_t^*(x) = \frac{\zeta \mathbf{e}_t^a(x) + (1 - \zeta) \mathbf{e}_t^b(x)}{\|\zeta \mathbf{e}_t^a(x) + (1 - \zeta) \mathbf{e}_t^b(x)\|} = e_{tX}^*(x) \mathbf{E}_X + e_{tZ}^*(x) \mathbf{E}_Z, \quad (2.91)$$

$$\mathbf{e}_n^*(x) = \frac{\zeta \mathbf{e}_n^a(x) + (1 - \zeta) \mathbf{e}_n^b(x)}{\|\zeta \mathbf{e}_n^a(x) + (1 - \zeta) \mathbf{e}_n^b(x)\|} = e_{nX}^*(x) \mathbf{E}_X + e_{nZ}^*(x) \mathbf{E}_Z, \quad (2.92)$$

$$\mathbf{e}_m^*(x) = \mathbf{e}_n^*(x) \times \mathbf{e}_t^*(x) = (e_{nZ}^*(x) e_{tX}^*(x) - e_{nX}^*(x) e_{tZ}^*(x)) \mathbf{E}_Y, \quad (2.93)$$

kjer smo z $\|\bullet\|$ označili dolžino vektorja.

V enačbah (2.91)–(2.93) predstavlja ζ utež z vrednostjo $\zeta \in [0, 1]$. V vseh analizah, ki jih predstavljamo v tej doktorski nalogi, uporabimo za faktor ζ vrednost 1/2. \mathbf{e}_t^a , \mathbf{e}_t^b in \mathbf{e}_n^a , \mathbf{e}_n^b predstavljajo nadalje tangentna in normalna vektorja naravne baze slojev v deformirani legi na strižni ravnini vzdolž stika, e_{nX}^* , e_{nZ}^* , e_{tX}^* , e_{tZ}^* pa predstavljajo X - in Z -komponento enotskih vektorjev \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_t^* glede na prostorsko bazo. Vektorja \mathbf{e}_n^* in \mathbf{e}_t^* nista enolično definirana, kadar je $\mathbf{e}_n^a = -\mathbf{e}_n^b$ in/ali $\mathbf{e}_t^a = -\mathbf{e}_t^b$, vendar pa predstavlja tak primer le izjemen primer razslojenosti slojev kompozitnega nosilca, ki nima praktične veljave.

Kot pokažemo v nadaljevanju, predstavljajo zamike oziroma razmike na stiku med slojema ‘ a ’ in ‘ b ’ razlike deformiranih leg. Če označimo s P^a in P^b istoležni točki na stiku slojev v nedeformirani legi, se poziciji teh točk v deformirani legi spremenita in zaradi podajnosti stika med slojema medsebojno nista več enaki. Vektor pomika opazovane točke sloja ‘ i ’ zapišemo pri tem z enačbo:

$$\mathbf{U}^i(x, z) = U_X^i(x, z) \mathbf{E}_X + U_Z^i(x, z) \mathbf{E}_Z = U_t^{i,*}(x, z) \mathbf{e}_t^*(x) + U_n^{i,*}(x, z) \mathbf{e}_n^*(x), \quad (2.94)$$

kjer sta U_X^i in U_Z^i komponenti vektorja U^i glede na prostorsko bazo, oznaki $U_t^{i,*}$ in $U_n^{i,*}$ pa se nanašata na komponenti vektorja U^i glede na 'povprečno' deformirano bazo. Komponenti U_X^i in U_Z^i zapišemo kot:

$$U_X^i(x, z) = u^i(x) + z \sin \varphi^i(x), \quad (2.95)$$

$$U_Z^i(x, z) = w^i(x) + z \cos \varphi^i(x). \quad (2.96)$$

V nadaljevanju zapišemo še vektor zamika/razmika med opazovanima točkama P^a in P^b :

$$\Delta \mathbf{R} = \mathbf{R}^b(x, z) - \mathbf{R}^a(x, z) = \mathbf{U}^b(x, z) - \mathbf{U}^a(x, z), \quad (2.97)$$

in vpeljemo količini Δ^* in d^* :

$$\Delta^*(x, z) = U_t^{b,*}(x, z) - U_t^{a,*}(x, z), \quad (2.98)$$

$$d^*(x, z) = U_n^{b,*}(x, z) - U_n^{a,*}(x, z). \quad (2.99)$$

V enačbah (2.98)–(2.99) predstavlja količina Δ^* v fizikalnem smislu 'povprečen' zdrs med slojema v tangentsni (vzdolžni) smeri, količina d^* pa se nanaša na 'povprečen' zdrs med slojema v normalni smeri oziroma na prečni razmik med slojema. Od količin Δ^* in d^* je odvisna velikost kontaktne površinske obtežbe, ki jo zapišemo s splošno nelinearno zvezo:

$$\mathbf{p}_{cn}^{a,*} = -\mathbf{p}_{cn}^{b,*} = \begin{Bmatrix} p_{cn,t}^{a,*}(x, z) \\ p_{cn,n}^{a,*}(x, z) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f(\Delta^*(x, z), d^*(x, z), T) \\ g(\Delta^*(x, z), d^*(x, z), T) \end{Bmatrix}. \quad (2.100)$$

Za gradbene večslojne kompozitne nosilce lahko upoštevamo, da je obnašanje veznih sredstev v vzdolžni in prečni smeri nepovezano (Adekola, 1968, Gara, 2006), in enačbi (2.100) poenostavimo v obliko:

$$p_{cn,t}^{a,*}(x, z) = -p_{cn,t}^{b,*}(x, z) = f_1(\Delta^*(x, z), T), \quad (2.101)$$

$$p_{cn,n}^{a,*}(x, z) = -p_{cn,n}^{b,*}(x, z) = g_1(d^*(x, z), T). \quad (2.102)$$

Takšen zapis konstitutivnih enačb stika je zelo splošen in velja za elastično, plastično, viskoelastično pa tudi viskoplastično obnašanje veznih sredstev.

Ko enačbi (2.101) in (2.102) uporabimo v enačbah (2.84) in (2.85), končno zapišemo:

$$\begin{Bmatrix} \mathcal{P}_{cn,t}^{a,*} \\ \mathcal{P}_{cn,n}^{a,*} \\ \mathcal{M}_{cn,m}^{a,*} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathcal{P}_{cn,t}^{b,*} \\ -\mathcal{P}_{cn,n}^{b,*} \\ -\mathcal{M}_{cn,m}^{b,*} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \int_s p_{cn,t}^{a,*} ds \\ \int_s p_{cn,n}^{a,*} ds \\ \int_s z p_{cn,t}^{a,*} ds \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathcal{F}(\Delta^*(x, z), T) \\ \mathcal{G}(d^*(x, z), T) \\ \mathcal{H}(\Delta^*(x, z), T) \end{Bmatrix}. \quad (2.103)$$

V enačbi (2.103) se oznaka \int_s nanaša na integral po ločni koordinati s ($s = [0 L_{stika}]$) (slika 2.7), ki v prečnem prerezu nosilca predstavlja koordinato dolžine stika (slika 2.7). Na koncu dobljene linijske obtežbe in linijske momentne obtežbe za srednjo ravnino $\mathcal{P}_{c,t}^*$, $\mathcal{P}_{c,n}^*$ in $\mathcal{M}_{c,m}^*$ transformiramo še v globalno bazo in po kratkem računu zapišemo:

$$\mathcal{P}_{cn,X}^i(x) = \mathcal{P}_{cn,t}^{i,*}(x)e_{tX}^*(x) + \mathcal{P}_{cn,n}^{i,*}(x)e_{nX}^*(x), \quad (2.104)$$

$$\mathcal{P}_{cn,Z}^i(x) = \mathcal{P}_{cn,t}^{i,*}(x)e_{tZ}^*(x) + \mathcal{P}_{cn,n}^{i,*}(x)e_{nZ}^*(x), \quad (2.105)$$

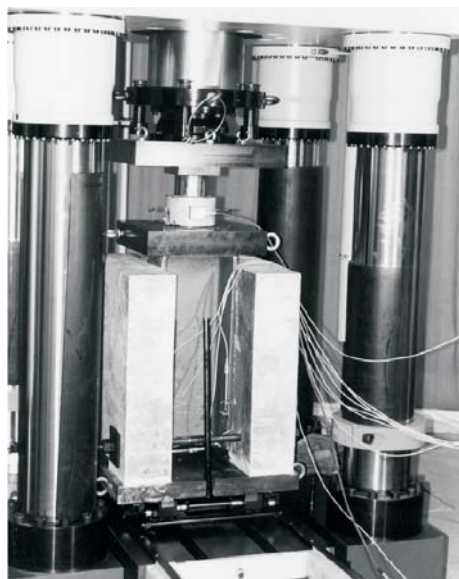
$$\mathcal{M}_{cn,Y}^i(x) = \mathcal{M}_{cn,m}^{i,*}(x)e_{mY}^*(x)e_{nZ}^*(x). \quad (2.106)$$

V nadaljevanju predstavimo konstitucijske zakone stika, ki jih za določanje zvez \mathcal{F} , \mathcal{G} in \mathcal{H} (enačbe (2.103)) uporabimo v tem delu.

2.3.3.1 Konstitucijski zakon stika

Sloja dvoslojne kompozitne konstrukcije povezujemo v celoto z različnimi veznimi sredstvi, pri čemer z njihovim izborom (njegovim številom in materialnimi lastnosti) v splošnem določamo stopnjo povezanosti med slojema (toga, delno podajna ali podajna povezava). Konstitucijski zakon stika določimo eksperimentalno. Pri klasičnih kompozitnih konstrukcijah je to dobro znan 'pull-out' test, s katerim določimo odnos med zdrsom in strižno nosilnostjo stika. Slika 2.9a prikazuje primer priprave preskušanca pri klasičnem 'pull-out' testu, na sliki 2.9b pa so prikazani še mozniki po končanem testu. Rezultat 'pull-out' testa je odnos med povprečnim zdrsom in povprečno silo, ki vključuje tudi vse lokalne vplive, kot so prestrig, lokalno luščenje betona okoli moznika in druge.

(a) preizkušanelec



(b) porušitev moznikov



Slika 2.9: (a) Preizkušanelec pred testiranjem. (b) Mozniki po testiranju. (Faust, 1996)

Figure 2.9: (a) Specimen before testing. (b) Treenails after testing. (Faust, 1996)

Konstitucijski zakon stika zapišemo v splošnem z enačbama (2.101)–(2.102), kjer se oznaka Δ^* nanaša na zdrs med slojema v tangentialni smeri, oznaka d^* na zdrs v normalni smeri oziroma razmik, funkciji f_1 in g_1 pa sta poljubni funkciji za opis konstitucijske zveze stika. Najbolj preprosti funkciji f_1 in g_1 sta linearni, kjer komponenti kontaktne linijske obtežbe $p_{cn,t}^{a,*}$ in $p_{cn,n}^{a,*}$ izračunamo preprosto kot $p_{cn,t}^{a,*}(x) = K_t \Delta^*(x)$ in $p_{cn,n}^{a,*}(x) = K_n d^*(x)$. Tu sta K_t in K_n koeficienta togosti stika v vzdolžni in prečni smeri stika. V večini primerov sta funkciji f_1 in g_1 nelinearni.

V primeru klasičnih kompozitnih konstrukciji se inženirji v veliko primerih odločajo za jeklene čepa tipa Nelson. Pri takšni izbiri določimo odnos med silo P_{st} na stiku in zdrsom z naslednjimi enačbami:

$$P_{st} = P_{max}(1 - e^{-\beta\Delta})^\alpha, \quad (2.107)$$

$$P_{st} = AP_{max}(1 - e^{-B\Delta}), \quad (2.108)$$

$$P_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{uč} \left(\frac{\pi d_\xi^2}{4} \right) \\ 0.29 \alpha d_\xi^2 \sqrt{f_{c,20} E_{c,20}} \end{array} \right., \quad (2.109)$$

kjer pomeni P_{max} nosilnost veznih sredstev (določeno z enačbo (2.109)), $f_{uč}$ pomeni mejno trdnost čepa, d_ξ premer čepa, $f_{c,20}$ karakteristično tlačno trdnost betona in $E_{c,20}$ sekantni elastični modul betona. Zveza (2.107) je veljavna, kadar se mehanska analiza problema vrši pri sobni temperaturi. Koeficienta α in β (njune vrednosti so podane v tabeli 2.1) pri tem določata obliko krivulje sila-zdrs in ju privzamemo po Olgaardu (1971). Odvisnost med silo in zdrsom, ki jo opisuje enačba (2.108), je nasprotno veljavna pri termomehanskih analizah in jo povzemamo po raziskavah Huanga in sodelavcev (1999). Zveza je prikazana na sliki 2.10b. Vrednosti parametrov A in B so prikazane v preglednici 2.2.

Preglednica 2.1: Vrednosti parametrov za opis krivulje sila-zdrs pri sobni temperaturi po Olgaardu (1971).

Table 2.1: Values of parameters for description of force-slip curve at room temperature according to Olgaard (1971).

	α	β (mm ⁻¹)
tip A	0.8	0.7
tip B	0.558	1
tip C	0.989	1.535

Preglednica 2.2: Vrednosti parametrov A in B pri povišanih temperaturah (Huang in sodelavci, 1999).

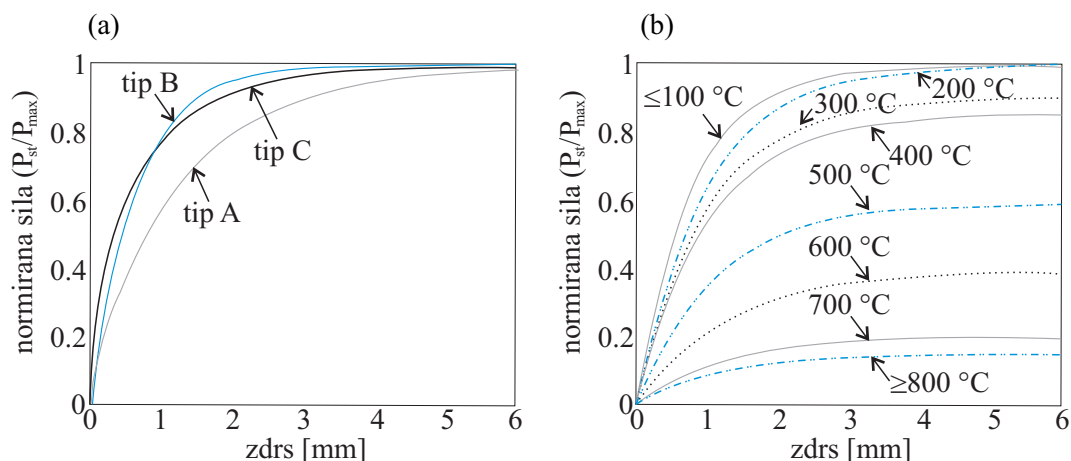
Table 2.2: Values of parameters A and B at elevated temperatures (Huang *et al.*, 1999).

temperatura [°C]	A	B	temperatura [°C]	A	B
≤ 100	1	1.2789	500	0.5909	0.9163
200	1	1.0297	600	0.3911	0.7985
300	0.9063	1.0095	700	0.1964	0.9251
400	0.8567	0.9781	≥ 800	0.1472	0.8967

V primerih, ko mozniki niso enakomerno razporejeni vzdolž kompozitnega nosilca, razdelimo nosilec običajno na segmente, znotraj katerih so mozniki razporejeni enakomerno.

2.3.4 Konstitucijske enačbe

Ravnotežne količine (osni sili, N^a in N^b , ter ravnotežna momenta, M^a in M^b) in specifične spremembe dolžine materialnih vlaken (D_σ^a in D_σ^b) povežemo s konstitucijskimi enačbami. Na tem mestu vpeljemo



Slika 2.10: (a) Odnos sila-zdrs za primer sobne temperature in različnih parametrov α in β . (b) Odnos sila-zdrs pri povišanih temperaturah.

Figure 2.10: (a) Relation of force-slip for normal temperature and different values of parameters α and β . (b) Relation force-slip at elevated temperatures.

pojem konstitucijske osne sile N_{con}^a , N_{con}^b in konstitucijskega momenta, M_{con}^a , M_{con}^b , ki morata biti v deformirani legi enaka ravnotežnim statičnim količinam:

$$N^a(x) = N_{con}^a(x, D^a(x, y^a, z^a), T(x, y^a, z^a)) = \int_{\mathcal{A}_x^a} \sigma^a(x, D_\sigma^a, T(x, y^a, z^a)) dA_x^a, \quad (2.110)$$

$$M^a(x) = M_{con}^a(x, D^a(x, y^a, z^a), T(x, y^a, z^a)) = \int_{\mathcal{A}_x^a} z^a \sigma^a(x, D_\sigma^a, T(x, y^a, z^a)) dA_x^a \quad (2.111)$$

$$N^b(x) = N_{con}^b(x, D^b(x, y^b, z^b), T(x, y^b, z^b)) = \int_{\mathcal{A}_x^b} \sigma^b(x, D_\sigma^b, T(x, y^b, z^b)) dA_x^b \quad (2.112)$$

$$M^b(x) = M_{con}^b(x, D^b(x, y^b, z^b), T(x, y^b, z^b)) = \int_{\mathcal{A}_x^b} z^b \sigma^b(x, D_\sigma^b, T(x, y^b, z^b)) dA_x^b \quad (2.113)$$

V enačbah (2.110)–(2.113) so konstitucijske količine določene z vzdolžnimi normalnimi napetostmi σ^a in σ^b , ki so v smislu enoosnega napetostnega stanja kompozitnega nosilca povezane s specifično spremembo dolžine poljubnega materialnega vlakna oziroma z vzdolžno mehansko deformacijo D_σ^a oziroma D_σ^b v splošnem v obliki ($i = a, b$):

$$\sigma^i = \mathcal{I}(D_\sigma^i). \quad (2.114)$$

\mathcal{I} je pri tem poljubna funkcija, ki opisuje obnašanje materiala (elastično, plastično hiperelastično, visko-plastično ali, kot v primeru povišanih temperatur oziroma požara, temperaturno-viskozno) in jo običajno določamo eksperimentalno z enoosnim preizkusom.

Kadar je nosilec izpostavljen visokim temperaturam, kot je to v primeru požara, upoštevamo poleg zveze (2.114) še dodatne konstitucijske zveze za časovne in temperaturne vplive na materialih, in sicer za: (i) temperaturne deformacije betona in jekla, (ii) viskozno lezenje jekla, (iii) deformacije lezenja betona in (iv) prehodne deformacije betona. Naštete zveze v računu upoštevamo z vpeljavo aditivnega

razcepa geometrijske deformacije (Srpčič, 1991, Bratina, 2003, Hozjan, 2009), s katerim prirastek celotne (geometrijske) deformacije poljubnega materialnega vlakna, D^a oziroma D^b , v poljubnem koraku inkrementno-iteracijskega računa zapišemo kot vsoto prispevkov različnih deformacij. V nadaljevanju predstavimo aditivni razcep geometrijske deformacije za kompozitne nosilce iz armiranega betona (sloj 'a') in konstrukcijskega jekla (sloj 'b'), na katere se omejimo v okviru te doktorske disertacije.

2.3.4.1 Aditivni razcep geometrijske deformacije

Skladno s principom aditivnega razcepa geometrijske deformacije so prirastki geometrijskih deformacij v poljubni točki betonskega nosilca (x, y, z) $D^a = D^a(x, y, z)$ vsote prirastkov temperaturnih deformacij $D_{c,th}^a$, mehanskih deformacij $D_{c,\sigma}^a$, deformacij zaradi lezenja betona $D_{c,cr}^a$ ter prehodnih deformacij $D_{c,tr}^a$ in jih v inkrementni obliki zapišemo kot:

$$\Delta D^a = \Delta D_{c,th}^a + \Delta D_{c,\sigma}^a + \Delta D_{c,cr}^a + \Delta D_{c,tr}^a. \quad (2.115)$$

Prirastki geometrijskih deformacij konstrukcijskega jekla D^b so vsote prirastkov temperaturnih $D_{s,th}^b$, mehanskih deformacij $D_{s,\sigma}^b$ in viskoznih deformacij $D_{s,cr}^b$, analogno pa zapišemo tudi prirastke geometrijskih deformacij jeklene armature D_r^a :

$$\Delta D^b = \Delta D_{s,th}^b + \Delta D_{s,\sigma}^b + \Delta D_{s,cr}^b, \quad (2.116)$$

$$\Delta D_r^a = \Delta D_{r,th}^a + \Delta D_{r,\sigma}^a + \Delta D_{r,cr}^a. \quad (2.117)$$

Kot priporočata Bratina (2003) in Hozjan (2009) sledimo pri določanju prirastkov temperaturnih deformacij betona in jekla, $\Delta D_{c,th}^a$ in $\Delta D_{s,th}^b$ oziroma $\Delta D_{r,th}^a$, priporočilom standardov SIST EN 1992-1-2 (2005) in SIST EN 1993-1-2 (2005), za izračun prirastka viskozne deformacije jekla, $\Delta D_{s,cr}^b$ oziroma $\Delta D_{r,cr}^a$, uporabimo model Harmathyja (1967), model Harmathyja (1993) uporabimo tudi za izračun prirastka deformacije lezenja betona $\Delta D_{c,cr}^a$, pri izračunu prirastka prehodnih deformacij betona $\Delta D_{c,tr}^a$ pa privzamemo matematični model Lija in Purkissa (2005). Ustrezne enačbe naštetih modelov in pripadajoči numerični postopki so izčrpnjeje predstavljeni v delih Bratine (2003) in Hozjana (2009) in jih zato ne predstavljamo. Podrobneje pa v nadaljevanju predstavimo konstitucijske zakone (2.114), ki jih v tem delu uporabljamo pri izračunih prirastkov mehanskih deformacij betona in jekla, $\Delta D_{c,\sigma}^a$ in $\Delta D_{s,\sigma}^b$ oziroma $\Delta D_{r,\sigma}^a$.

2.3.4.2 Konstitucijski zakon jekla

V primerih, ki jih predstavimo v tem delu, uporabljamo pri povišanih temperaturah za konstrukcijsko jeklo in jeklo armature armiranobetonskih elementov konstitucijski zakon, kakor ga predlaga standard SIST EN 1993-1-2 (2005), ali pa trilinearni materialni model jekla, kot ga je v svoji doktorski disertaciji predstavil Srpčič (1991). Trilinearni diagram uporabimo tudi v primeru, kadar gre za analize primerov pri sobni temperaturi.

Pri konstitucijski zvezi skladno s standardom SIST EN 1993-1-2 (2005), ki jo prikazuje slika 2.11a, je odnos med napetostjo in deformacijo predstavljen z nelinearno elastično-plastično funkcijo, sestavljeno iz štirih delov oziroma s sistemom enačb (2.118) ($i = a, b, j = s, r$). Medtem ko je odziv jekla v prvem

delu še linearno elastičen, je material v drugem delu že plastificiran, deformacije pa tu naraščajo po eliptičnem zakonu. V tretjem delu naraščajo deformacije pri konstantni napetosti, četrti del pa predstavlja porušitev materiala.

$$\sigma_j^i(D_{j,\sigma}^i) = \begin{cases} E_{s,T} D_{j,\sigma}^i; & |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,p,T} \\ f_{p,T} - c + (b/a) \sqrt{a^2 - (D_{\sigma,y,T} - D_{j,\sigma}^i)^2}; & D_{\sigma,p,T} < |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,y,T} \\ f_{y,T}; & D_{\sigma,y,T} < |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,t} \\ f_{y,T} \left[1 - (D_{j,\sigma}^i - D_{\sigma,t}) / (D_{\sigma,u} - D_{\sigma,t}) \right]; & D_{\sigma,t} < |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,u} \end{cases} \quad (2.118)$$

V enačbi (2.118) oznake $D_{\sigma,p,T}$, $D_{\sigma,y,T}$, $f_{p,T}$, $f_{y,T}$ in $E_{s,T}$ po vrsti predstavljajo deformacijo jekla na meji linearnosti, deformacijo jekla na meji tečenja, napetost v jeklu na meji linearnosti, napetost na meji tečenja in elastični modul jekla pri temperaturi T . S pomočjo naštetih količin določimo tudi parametre a , b in c (SIST EN 1993-1-2, 2005). Materialna parametra $D_{\sigma,t}$ in $D_{\sigma,u}$ sta neodvisna od temperature in imata vrednosti $D_{\sigma,t} = 0.15$ in $D_{\sigma,u} = 0.20$, neodvisna od temperature pa je tudi deformacija na meji tečenja jekla $D_{\sigma,y,T} = 0.02$.

Znano je, da z zviševanjem temperature togost jeklenih konstrukcijskih elementov upada, saj se pri tem znižuje tako modul elastičnosti kot tudi napetost na meji tečenja. V primeru uporabe konstitucijske zveze (2.118) upoštevamo takšno temperaturno spreminjanje materialnih parametrov s pomočjo redukcijskih faktorjev $k_{p,T}$, $k_{y,T}$ in $k_{E,T}$, ki jih predstavljamo na sliki 2.11b, in sicer tako da velja: $f_{p,T} = k_{p,T} \cdot f_{p,20}$, $f_{y,T} = k_{y,T} \cdot f_{y,20}$ in $E_{s,T} = k_{E,T} \cdot E_{s,20}$. Skladno z napotki standarda SIST EN 1993-2-1 (2005) dodatno eksplicitno upoštevanje viskoznih deformacij ni potrebno, kadar je hitrost segrevanja konstrukcije znotraj meja določenih v standardu.

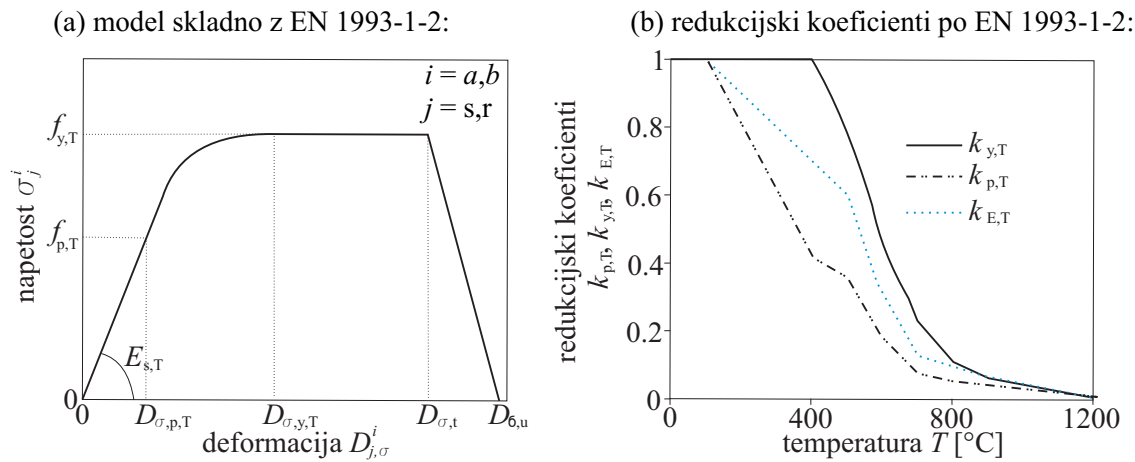
Pri drugi konstitucijski zvezi za jeklo, predstavljeni na sliki 2.12a, je razmerje med mehansko deformacijo jekla in napetostjo opisano s trilinearno funkcijo, sestavljeno iz treh delov: (i) linearno elastičnega območja, (ii) linearno plastičnega območja in (iii) območja mehčanja oziroma porušitve materiala. Sistem enačb, s katerim zvezo opišemo matematično, je sledeč ($i = a, b, j = s, r$):

$$\sigma_j^i(D_{j,\sigma}^i) = \begin{cases} E_{s,T} D_{j,\sigma}^i; & |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,y,T} \\ f_{y,T} + H(D_{j,\sigma}^i - D_{j,\sigma,y,T}^i); & D_{\sigma,y,T} < |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,t} \\ f_{u,T} \left[1 - (D_{j,\sigma}^i - D_{\sigma,t}) / (D_{\sigma,u} - D_{\sigma,t}) \right]; & D_{\sigma,t} < |D_{j,\sigma}^i| \leq D_{\sigma,u} \end{cases} \quad (2.119)$$

pri čemer je $f_{u,T} = f_{y,T} + H(D_{\sigma,t} - D_{\sigma,y,T})$, H pa sorazmernostni koeficient, v primeru termomehanske analize odvisen od temperature. Izračunamo ga z izrazom:

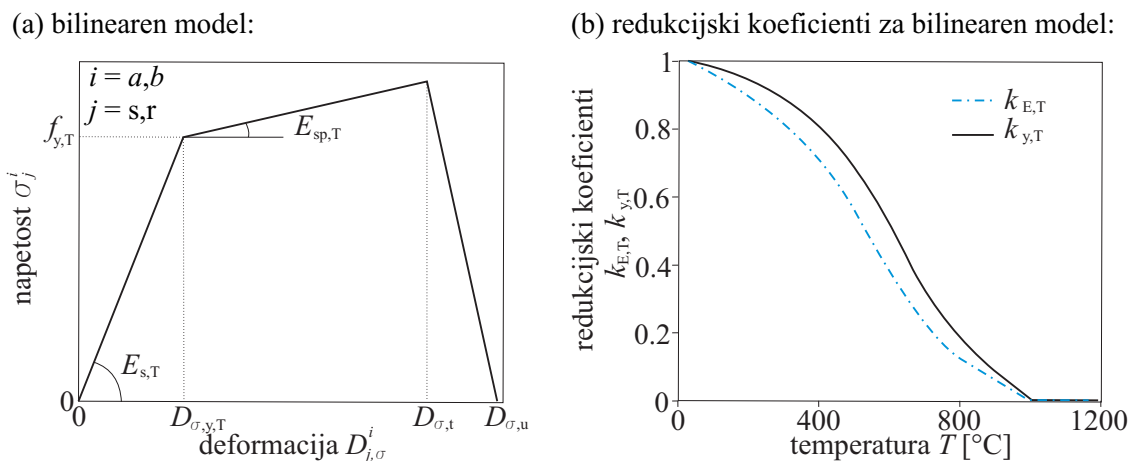
$$H(T) = \frac{E_{s,T} E_{sp,T}}{E_{s,T} - E_{sp,T}}, \quad (2.120)$$

kjer je $E_{sp,T}$ modul utrjevanja jekla. Deformacijo na meji tečenja določimo v enačbi (2.119) kot $D_{\sigma,y,T} = f_{y,T} / E_{s,T}$, pri čemer opazimo, da je $D_{\sigma,y,T}$, nasprotno kot pri konstitucijskem diagramu po SIST EN 1993-1-2 (2005), odvisna od temperature in ni konstantna.



Slika 2.11: (a) Napetostno-deformacijska zveza jekla pri povišani temperaturi (SIST EN 1993-1-2, 2005). (b) Redukcijski koeficienti za jeklo skladno z SIST EN 1993-1-2 (2005).
Figure 2.11: (a) Stress-strain relationship of steel at elevated temperature (SIST EN 1993-1-2, 2005). (b) Reduction factors for steel in accordance with SIST EN 1993-1-2 (2005).

Tudi za opisani trilinearni konstitucijski model je potrebno predpisati temperaturno odvisno spreminjanje materialnih parametrov. Srpčič (1991) za opis priporoča uporabo redukcijskih faktorjev $k_{E,T}$ in $k_{y,T}$ skladno s francoskim predpisom (Construction metallique, 1976) tako, da velja: $f_{y,T} = k_{y,T} \cdot f_{y,20}$ in $E_{s,T} = k_{E,T} \cdot E_{s,20}$. Koeficienta $k_{E,T}$ in $k_{y,T}$, ki pri tem opisujeta temperaturno spreminjanje elastičnega modula in meje tečenja jekla, sta shematično predstavljena na sliki 2.12b. Temperaturno spreminjanje modula utrjevanja $E_{sp,T}$, ki nastopa v enačbi (2.120), ni posebej predpisano, zato ga v numeričnih izračunih predpostavimo. Pri toplotni analizi jeklenih delov konstrukcije skladno s trilinearnim diagramom in redukcijskimi faktorji, ki smo jih pravkar predstavili, je eksplicitno upoštevanje viskoznih deformacij materiala vedno potrebno.



Slika 2.12: (a) Trilinearni materialni model jekla. (b) Redukcijski koeficienti za trilinearni materialni model (Construction metallique, 1976).

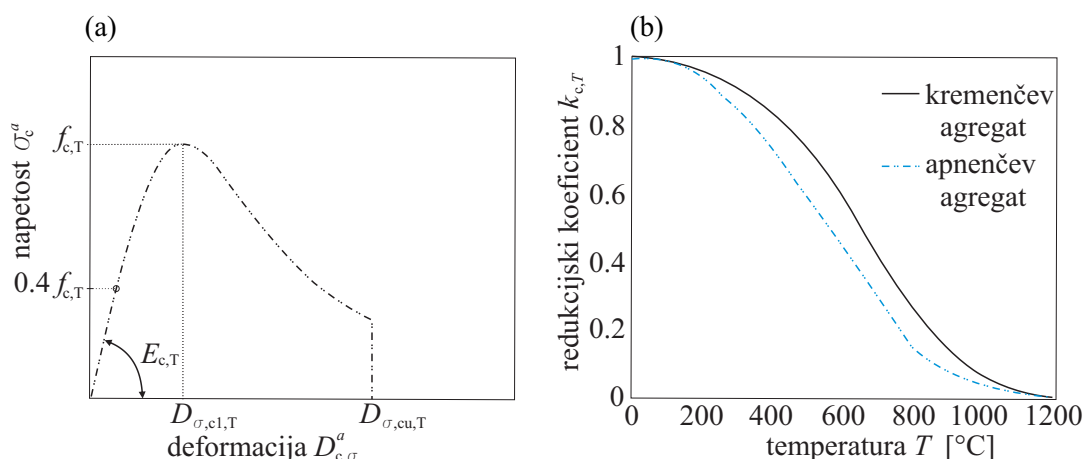
Figure 2.12: (a) Trilinear stress-strain relationship of steel at elevated temperature. (b) Reduction factors for steel in accordance with Construction metallique (1976).

2.3.4.3 Konstitucijski zakon betona

Pri določanju odnosa med mehansko deformacijo in napetostjo v betonu pri povišanih temperaturah sledimo v tej doktorski nalogi priporočilom standarda SIST EN 1992-1-2 (2005). Zvezo matematično opišemo v obliki (slika 2.13a):

$$\sigma_c^a(D_{c,\sigma}^a) = \begin{cases} 0 & D_{c,\sigma}^a > 0 \\ -\frac{3D_{c,\sigma}^a f_{c,T}}{D_{\sigma,c1,T} \left(2 + \left(\frac{D_{c,\sigma}^a}{D_{\sigma,c1,T}} \right)^3 \right)} & D_{\sigma,cu,T} \leq D_{c,\sigma}^a \leq 0 \\ 0 & D_{c,\sigma}^a \leq D_{\sigma,cu,T} \end{cases}, \quad (2.121)$$

pri čemer se oznake $f_{c,T}$, $D_{\sigma,c1,T}$ in $D_{\sigma,cu,T}$ v tem zaporedju nanašajo na tlačno trdnost betona, deformacijo pri tlačni trdnosti betona in porušno deformacijo betona. Navedeni materialni parametri so tudi temperaturno odvisni in so podani v standardu SIST EN 1992-1-2 (2005) v obliki preglednic, pri čemer je spreminjanje tlačne trdnosti betona zapisano v obliki: $f_{c,T} = k_{c,T} \cdot f_{c,20}$. Pripadajoče temperaturno odvisne koeficiente $k_{c,T}$ podaja standard pri tem ločeno za beton iz apnenčevega in kremenčevega agregata (slika 2.13b). V vseh primerih, predstavljenih v tej doktorski disertaciji, privzamemo, da imamo opravka z betonom iz kremenčevega agregata. Degradacija betona, pomembna v fazi ohlajanja, v predstavljenem konstitucijskem modelu betona (SIST EN 1992-1-2, 2005) ni upoštevana.



Slika 2.13: (a) Konstitucijski diagram betona skladno s SIST EN 1992-1-2 (2005). (b) Razvoj redukcijskega faktorja.

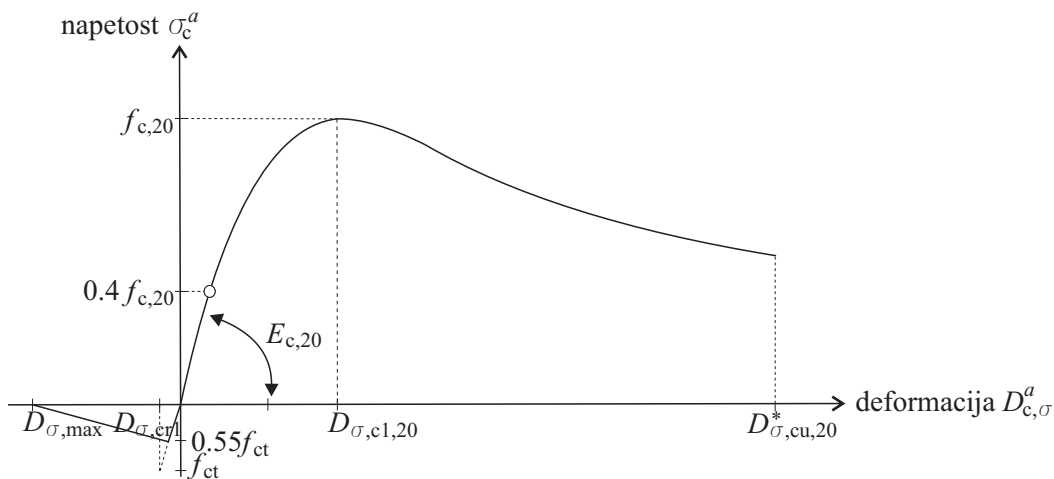
Figure 2.13: (a) Stress-strain relationship of concrete according to SIST EN 1992-1-2 (2005). (b) Development of reduction factor.

V okviru doktorske naloge predstavljamo tudi analizo primera pri sobni temperaturi (poglavje 3.2.2). Primer je preveritvene narave, kjer rezultate naših numeričnih analiz primerjamo z rezultati eksperimenta. Ker se želimo pri tem eksperimentalnemu odzivu testiranega preskušanca približati čim boljše, uporabimo pri tej analizi konstitucijski zakon skladno s predlogom Desayjija in Krishnana (1964). Raziskovalca v primerjavi s standardom SIST EN 1992-1 (2005) priporočata nekajkrat višjo vrednost porušne deformacije betona $D_{\sigma,cu}$, pri čemer upoštevata ugodno delovanje stremen. Zaradi stremen se v betonu formira ugodno prostorsko napetostno stanje, zaradi katerega se betonski nosilec obnaša bolj duktilno. V omenjeni analizi pri sobni temperaturi sicer dodatno upoštevamo tudi ugoden vpliv natezne nosilnosti betona, kot priporočajo Bergan in sodelavci (1979). Predstavljeni konstitucijski zakon betona za analize pri sobni

temperaturi zato matematično opišemo kot:

$$\sigma_c^a(D_{c,\sigma}^a) = \begin{cases} 0 & \dots D_{c,\sigma}^a < D_{\sigma,cu}^* \\ \frac{E_{c,20} D_{c,\sigma}^a}{1 + \left(\frac{D_{c,\sigma}^a}{D_{\sigma,c1,20}}\right)^2} & \dots D_{\sigma,cu,20}^* \leq D_{c,\sigma}^a \leq D'_{\sigma,cr} \\ \frac{D_{\max} - D_{c,\sigma}^a}{D_{\max} - D'_{cr}} f'_{ct,20} & \dots D'_{\sigma,cr1} < D_{c,\sigma}^a \leq D_{\sigma,max} \\ 0 & \dots D_{c,\sigma}^a > D_{\sigma,max} \end{cases} \quad (2.122)$$

kjer velja: $E_{c,20} = \frac{2f_{c,20}}{D_{\sigma,c1,20}}$, $D'_{\sigma,cr1} = 0.55D_{\sigma,cr1}$, $D_{\sigma,cr1} = 0.1\%$ in $D_{\sigma,max} = 0.7\%$. Pri tem se oznaka $D_{c,\sigma}^a$ nanaša na vzdolžno mehansko deformacijo betona, oznake $D_{\sigma,c1,20}$, $D_{\sigma,cu,20}^*$, $E_{c,20}$ v tem zaporedju pa na mehansko deformacijo betona pri doseženi tlačni trdnosti, porušno mehansko deformacijo betona in sekantni elastični modul betona. $f_{c,20}$ in $f_{ct,20}$ sta absolutni povprečni vrednosti tlačne in natezne trdnosti betona pri starosti 28 dni in sobni temperaturi. Omenjenim količinam, z izjemo količine $D_{\sigma,cu,20}^*$, pripišemo v analizah vrednosti skladno s predlogom SIST EN 1992-1 (2005). Za $D_{\sigma,cu,20}^*$ upoštevamo priporočila Desayjija in Krishnana (1964). Konstitucijski zakon betona skladno z enačbo (2.122) prikazujemo na sliki 2.14.



Slika 2.14: Konstitucijski diagram betona pri sobni temperaturi (Desayi in Krishnan, 1964, Bergan in Holand, 1979).

Figure 2.14: Stress-strain relationship of concrete at ambient temperature (Desayi in Krishnan, 1964, Bergan in Holand, 1979).

2.3.4.4 Plastični konstitucijski model materiala

Pri požarnih analizah konstrukcijskih elementov naletimo pri računu mehanskega odziva konstrukcije tudi na problem razbremenjevanja materiala. Zaradi sprememb temperature lahko namreč do razbremenitve materiala pride tudi, kadar se njegova mehanska deformacija v opazovani točki poveča. V tej disertaciji upoštevamo, da je razbremenjevanje materiala vselej elastično, kadar pa govorimo o obremenjevanju, pa za kriterij plastifikacije privzamemo Misesov pogoj plastičnega tečenja s kinematičnim utrjevanjem (Simo, 1998).

V splošnem lahko prirastek mehanske deformacije jekla oziroma betona $\Delta D_{j,\sigma}^i$ ($i = a, b, j = s, c$), ki ni eksplicitno odvisen od časa oziroma temperature in je z vzdolžno normalno napetostjo σ_j^i povezan s parametri enoosnega preizkusa, za elastično-plastične materiale določimo z vsoto prirastkov elastične in plastične deformacije $\Delta D_{j,\sigma}^i = \Delta D_{j,\sigma,e}^i + \Delta D_{j,\sigma,p}^i$. Matematični izrazi, ki jih predstavimo v nadaljevanju, so splošni in veljajo za poljuben nelinearen materialni model, zato dodatna indeksa 'i' in 'j', s katerima smo se doslej sklicevali na sloj 'a' oziroma 'b' in materialni model betona oziroma jekla, opustimo. Izpeljavo izrazov najdemo v delu Simo (1998).

Za določitev napetostnega in deformacijskega stanja poljubnega vzdolžnega vlakna na koncu časovnega inkrementa $[t^{k-1}, t^k]$ vpeljemo pomožno elastično stanje (\bullet^{trial}) (Srpčič, 1991, Simo, 1998), pri čemer pomožno stanje ni nujno tudi dejansko napetostno stanje. Ker imamo v termomehanski analizi opraviti z inkrementnim pristopom, je dodatno potrebna tudi ustrezna modifikacija osnovnega modela (Srpčič, 1991, Bratina, 2003, Hozjan, 2004). Pomožno elastično stanje končno opišemo s sklopom naslednjih enačb:

$$\sigma^{(k)trial} = \sigma^k + \Delta E D_{\sigma,e}^{k-1} + E^{(k)} \Delta D_{\sigma}, \quad (2.123)$$

$$\zeta^{(k)trial} = \sigma^{(k)trial} - q^{k-1}, \quad (2.124)$$

$$\Delta D_{\sigma,p}^{(k)trial} = D_{\sigma,p}^{(k-1)}, \quad (2.125)$$

$$v^{(k)trial} = v^{k-1}, \quad (2.126)$$

$$f^{(k)trial} = |\zeta^{(k)trial}| - \sigma_Y. \quad (2.127)$$

V zgornjih enačbah predstavlja $\Delta E = E^{(k+1)} - E^k$ spremembo elastičnega modula materiala v obravnavanem časovnem inkrementu, $D_{\sigma,e}^{k-1}$ in $D_{\sigma,p}^{(k-1)}$ označujeta vrednosti elastičnega in plastičnega dela mehanske deformacije na začetku inkrementa, ζ^{trial} pomeni relativno napetost, f^{trial} je pomožna funkcija, σ_Y meja plastičnega tečenja ter v^{k-1} akumulirana vrednost plastične deformacije na začetku časovnega inkrementa. Kadar je materialni model nelinearen, izračunamo mejo plastičnega tečenja σ_Y^k z Newtonovo metodo.

Za negativno vrednost pomožne funkcije $f^{(k)trial}$ sovpada pomožno stanje z dejanskim napetostnim in deformacijskim stanjem 'vlakna' na koncu časovnega inkrementa $[t^{k-1}, t^k]$. V tem primeru pravimo, da imamo opravka z elastičnim korakom, kar pomeni, da se zaradi obremenitve pojavijo samo elastične deformacije, vrednosti trenutne napetosti σ^k in vrednosti trenutne plastične deformacije $D_{\sigma,p}^{(k)}$ ter akumulirane plastične deformacije $v^{(k)}$ pa določimo kot:

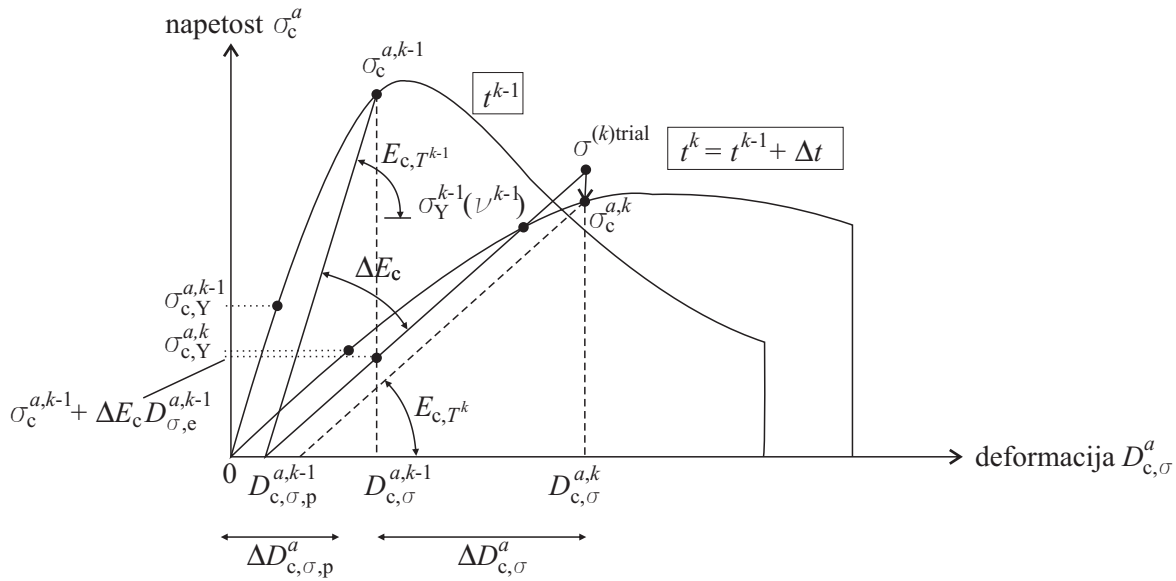
$$\sigma^k = \sigma^{(k)trial}, \quad (2.128)$$

$$D_p^{(k)} = \Delta D_p^{(k)trial}, \quad (2.129)$$

$$v^k = v^{(k)trial}. \quad (2.130)$$

Plastični korak obravnavamo v primeru, ko je pomožna funkcija $f^{(k+1)trial} > 0$. Takrat vrednost prirastka plastične deformacije $\Delta\gamma$ izračunamo z enačbo:

$$\Delta\gamma = \frac{|\sigma^{(k)trial}| - \text{sign}(\sigma^{(k)trial}) \sigma^{(k)}}{E^{(k)}} > 0, \quad (2.131)$$



Slika 2.15: Konstitucijski diagram betona skladno z SIST EN 1992–1–2 (2005). Plastični korak.
Figure 2.15: Stress–strain relationship of concrete in accordance to SIST EN 1992–1–2 (2005). Plastic step.

vrednosti trenutne napetosti σ^k , trenutne plastične deformacije $D_p^{(k)}$ ter trenutne akumulirane plastične deformacije $v^{(k)}$ pa kot:

$$\sigma^k = \sigma^{(k)trial} - \Delta\gamma E^{(k)} \text{sign}(\zeta^{(k)trial}), \quad (2.132)$$

$$D_{\sigma,p}^{(k)} = D_{\sigma,p}^{(k-1)} + \Delta\gamma \text{sign}(\zeta^{(k)trial}), \quad (2.133)$$

$$v^{(k)} = v^{(k-1)} + \Delta\gamma. \quad (2.134)$$

Količine, ki smo jih vpeljali v tem poglavju, so za primer nelinearnega materialnega diagrama betona, kot ga predlaga SIST EN 1992-1-2 (2005), shematično prikazane na sliki 2.15.

2.3.5 Robni pogoji

Za enolično rešitev osnovnega algebrasko-diferencialnega sistema enačb dvoslojnega kompozitnega nosilca (okno 2.2) je potrebna izbira ustreznih robnih pogojev. Robne pogoje delimo v dve bistveni skupini: (i) naravne ali Neumannove robne pogoje, ki so posledica predpisanih robnih sil in (ii) bistvene ali Dirichletove robne pogoje, ki izhajajo iz predpisanih geometrijskih količin na robovih. Ker se definicijski območji naravnih in bistvenih robnih pogojev medsebojno izključujeta, lahko v robni točki za vsako prostostno stopnjo predpišemo le en robni pogoj, naravni ali bistveni. Robni pogoji za dvoslojni kompozitni nosilec so ($i = a, b$):

Okno 2.2: Sistem osnovnih enačb dvoslojnega kompozitnega nosilca

kinematične enačbe:

$$\text{sloj 'a':} \quad 1 + u^{a'}(x) - (1 + \varepsilon^a(x)) \cos \varphi^a(x) = 0, \quad (2.135)$$

$$w^{a'}(x) + (1 + \varepsilon^a(x)) \sin \varphi^a(x) = 0, \quad (2.136)$$

$$\varphi^{a'}(x) - \kappa^a(x) = 0, \quad (2.137)$$

$$\text{sloj 'b':} \quad 1 + u^{b'}(x) - (1 + \varepsilon^b(x)) \cos \varphi^b(x) = 0, \quad (2.138)$$

$$w^{b'}(x) + (1 + \varepsilon^b(x)) \sin \varphi^b(x) = 0, \quad (2.139)$$

$$\varphi^{b'}(x) - \kappa^b(x) = 0, \quad (2.140)$$

ravnotežne enačbe:

$$\text{sloj 'a':} \quad R_X^{a'}(x) + \mathcal{P}_X^a(x) = 0, \quad (2.141)$$

$$R_Z^{a'}(x) + \mathcal{P}_Z^a(x) = 0, \quad (2.142)$$

$$M^{a'}(x) - (1 + \varepsilon^a(x))Q^a(x) + \mathcal{M}_Y^a = 0, \quad (2.143)$$

$$N^a(x) = R_X^a(x) \cos \varphi^a(x) - R_Z^a \sin \varphi^a(x), \quad (2.144)$$

$$Q^a(x) = R_X^a(x) \sin \varphi^a(x) + R_Z^a \cos \varphi^a(x), \quad (2.145)$$

$$\text{sloj 'b':} \quad R_X^{b'}(x) + \mathcal{P}_X^b(x) = 0, \quad (2.146)$$

$$R_Z^{b'}(x) + \mathcal{P}_Z^b(x) = 0, \quad (2.147)$$

$$M^{b'}(x) - (1 + \varepsilon^b(x))Q^b(x) + \mathcal{M}_Y^b = 0, \quad (2.148)$$

$$N^b(x) = R_X^b(x) \cos \varphi^b(x) - R_Z^b \sin \varphi^b(x), \quad (2.149)$$

$$Q^b(x) = R_X^b(x) \sin \varphi^b(x) + R_Z^b \cos \varphi^b(x). \quad (2.150)$$

konstitucijske enačbe:

$$\text{sloj 'a':} \quad N^a = N_c^a(x, D_\sigma^a(x, y^a, z^a), T(x, y^a, z^a)), \quad (2.151)$$

$$M^a = M_c^a(x, D_\sigma^a(x, y^a, z^a), T(x, y^a, z^a)), \quad (2.152)$$

$$\text{sloj 'b':} \quad N^b = N_c^b(x, D_\sigma^b(x, y^b, z^b), T(x, y^b, z^b)), \quad (2.153)$$

$$M^b = M_c^b(x, D_\sigma^b(x, y^b, z^b), T(x, y^b, z^b)), \quad (2.154)$$

posplošene vezne enačbe:

$$\mathcal{P}_{cn,X}^a = -\mathcal{P}_{cn,X}^b, \quad (2.155)$$

$$\mathcal{P}_{cn,Z}^a = -\mathcal{P}_{cn,Z}^b, \quad (2.156)$$

$$\mathcal{M}_{cn,Y}^a = -\mathcal{M}_{cn,Y}^b, \quad (2.157)$$

$$\mathcal{P}_{cn,t}^{a,*} = \mathcal{F}(\Delta^*(x), T), \quad (2.158)$$

$$\mathcal{P}_{cn,n}^{a,*} = \mathcal{G}(d^*(x), T), \quad (2.159)$$

$$\mathcal{M}_{cn,y}^{a,*} = \mathcal{H}(\Delta^*(x), T). \quad (2.160)$$

Osnovne neznanke problema so: $u^a, w^a, \varphi^a, u^b, w^b, \varphi^b, \varepsilon^a, \kappa^a, \varepsilon^b, \kappa^b, R_X^a, R_Z^a, N^a, Q^a, M^a, R_X^b, R_Z^b, N^b, Q^b, M^b, \mathcal{P}_{cn,X}^a, \mathcal{P}_{cn,Z}^a, \mathcal{M}_{cn,Y}^a, \mathcal{P}_{cn,X}^b, \mathcal{P}_{cn,Z}^b, \mathcal{M}_{cn,Y}^b$

$$\mathcal{R}_X^i(0) + S_1^i = 0 \quad \text{ali} \quad u^i(0) = u_1^i, \quad (2.161)$$

$$\mathcal{R}_Z^i(0) + S_2^i = 0 \quad \text{ali} \quad w^i(0) = u_2^i, \quad (2.162)$$

$$\mathcal{M}_Z^i(0) + S_3^i = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^i(0) = u_3^i, \quad (2.163)$$

$$\mathcal{R}_X^i(L) - S_4^i = 0 \quad \text{ali} \quad u^i(L) = u_4^i, \quad (2.164)$$

$$\mathcal{R}_Z^i(L) - S_5^i = 0 \quad \text{ali} \quad w^i(L) = u_5^i, \quad (2.165)$$

$$\mathcal{M}_Z^i(L) - S_6^i = 0 \quad \text{ali} \quad \varphi^i(L) = u_6^i, \quad (2.166)$$

Oznake S_n^i ($i = a, b$ in $n = 1, 2, \dots, 6$) predstavljajo v enačbah (2.161)–(2.166) posplošeno robno obtežbo, u_n^i pa posplošene robne pomike.

2.3.6 Numerično reševanje enačb mehanskega dela požarne analize

Algebrsko diferencialnega sistema enačb dvoslojnega kompozitnega nosilca, ki je podan v oknu 2.2, v splošnem ne moremo rešiti analitično. Analitična rešitev je možna le za linearno elastičen material, linearen zakon stika, pri geometrijsko linearni teoriji in pri sobni temperaturi. Takšno rešitev smo predstavili v delu Kolšek in sodelavci (2012). V primerih, ko je problem izrazito nelinearen, kot je to v splošnem primeru požarne analize dvoslojnega kompozitnega nosilca, kjer je poleg materialne nelinearnosti potrebno upoštevati tudi reološke pojave (viskozne deformacije jekla in betona ter prehodne deformacije betona), pa se pri reševanju poslužimo katere izmed numeričnih metod. Najbolj razširjena v teoriji konstrukcij je metoda končnih elementov (MKE), ki jo uporabimo tudi v tej doktorski disertaciji.

Ko izraze $\mathcal{P}_{cn,X}^i$, $\mathcal{P}_{cn,Z}^i$ in $\mathcal{M}_{cn,Y}^i$ (enačbe (2.104)–(2.106)) vstavimo v enačbe (2.73)–(2.75), je končni sistem enačb problema zgrajen iz 4 nelinearnih algebrskih in 12 nelinearnih diferencialnih enačb prvega reda. Sistem rešimo z numerično metodo končnih elementov, kjer uporabimo deformacijski končni element (Planinc, 1998). Formulacija deformacijskih končnih elementov temelji na interpolaciji deformacijskih količin, zaradi česar so ti elementi, za razliko od alternativnih končnih elementov, ki temeljijo na interpolaciji pomikov, bistveno bolj stabilni in odporni na vsa blokiranja. Formulacijo problema z metodo končnih elementov z deformacijskimi končnimi elementi na kratko predstavimo v nadaljevanju, natančneje pa je metoda predstavljena v delu Planinc (1998).

Metoda končnih elementov, ki jo uporabimo v tem delu, temelji na modificiranem principu virtualnega dela, kjer so deformacije edine interpolirane funkcije problema. Preostale primarne spremenljivke nastopajo izključno kot robne vrednosti v funkcionalu:

$$\begin{aligned} \delta W^* &= \sum_{i=a}^b \delta W^{i*} = \\ & \sum_{i=a}^b \int_0^{L^i} ((N_c^i - N^i) \delta \varepsilon^i + (M_c^i - M^i) \delta \kappa^i) dx^i + \\ & + \left(u^i(L^i) - u^i(0) - \int_0^{L^i} (1 - (1 + \varepsilon^i) \cos \varphi^i) d\xi \right) \delta R_X^i(0) \\ & + \left(w^i(L^i) - w^i(0) + \int_0^{L^i} ((1 + \varepsilon^i) \sin \varphi^i) d\xi \right) \delta R_Z^i(0) + \\ & + \left(\varphi^i(L^i) - \varphi^i(0) - \int_0^{L^i} \kappa^i d\xi \right) \delta M^i(0) + (-S_1^i - R_X^i(0)) \delta u^i(0) + \end{aligned} \quad (2.167)$$

$$\begin{aligned}
& + (-S_2^i - R_Z^i(0)) \delta w^i(0) + (-S_3^i - M^i(0)) \delta \varphi^i(0) + \\
& \quad + (-S_4^i + R_X^i(L^i)) \delta u^i(L^i) + \\
& \quad + (-S_5^i + R_Z^i(L^i)) \delta w^i(L^i) + \\
& \quad + (-S_6^i + M^i(L^i)) \delta \varphi^i(L^i) = \\
& \quad = 0.
\end{aligned}$$

Deformacije $\varepsilon^i(x)$ in $\kappa^i(x)$, posplošene robne sile $R_X^i(0)$, $R_Z^i(0)$ in $M^i(0)$ ter robne kinematične količine $u^i(0)$, $u^i(L)$, $w^i(0)$, $w^i(L)$, $\varphi^i(0)$ in $\varphi^i(L)$ ($i = a, b$) tvorijo v enačbi (2.167) set osnovnih neznank problema. Pri tem so od x odvisne zgolj deformacije $\varepsilon^i(x)$ in $\kappa^i(x)$, ki jih interpoliramo z Lagrangeovimi polinomi L_m ($m = 1, 2, \dots, M$) reda $(M - 1)$:

$$\varepsilon^i(x) = \sum_{m=1}^M L_m(x) \varepsilon_m^i, \quad \kappa^i(x) = \sum_{m=1}^M L_m(x) \kappa_m^i. \quad (2.168)$$

Tu so ε_m^i in κ_m^i neznane skalarne vrednosti osnih in upogibnih deformacij sloja ($i = a, b$) v izbranih interpolacijskih točkah. Privzamemo ekvidistantne interpolacijske točke. Ko $\varepsilon^i(x)$ in $\kappa^i(x)$ iz enačbe (2.168) vstavimo v enačbo (2.167), zapišemo sistem osnovnih enačb problema v obliki:

$$g_m = \int_0^{L^a} (N_c^a - N^a) L_m dx = 0, \quad (2.169)$$

$$g_{M+m} = \int_0^{L^b} (N_c^b - N^b) L_m dx = 0, \quad (2.170)$$

$$g_{2M+m} = \int_0^{L^a} (M_c^a - M^a) L_m dx = 0, \quad (2.171)$$

$$g_{3M+m} = \int_0^{L^b} (M_c^b - M^b) L_m dx = 0, \quad (2.172)$$

$$g_{4M+1} = u^a(L^a) - u^a(0) - \int_0^{L^a} (1 - (1 + \varepsilon^a) \cos \varphi^a) dx = 0, \quad (2.173)$$

$$g_{4M+2} = u^b(L^b) - u^b(0) - \int_0^{L^b} (1 - (1 + \varepsilon^b) \cos \varphi^b) dx = 0, \quad (2.174)$$

$$g_{4M+3} = w^a(L^a) - w^a(0) + \int_0^{L^a} ((1 + \varepsilon^a) \sin \varphi^a) dx = 0, \quad (2.175)$$

$$g_{4M+4} = w^b(L^b) - w^b(0) + \int_0^{L^b} ((1 + \varepsilon^b) \sin \varphi^b) dx = 0, \quad (2.176)$$

$$g_{4M+5} = \varphi^a(L^a) - \varphi^a(0) - \int_0^{L^a} \kappa^a dx = 0, \quad (2.177)$$

$$g_{4M+6} = \varphi^b(L^b) - \varphi^b(0) - \int_0^{L^b} \kappa^b dx = 0, \quad (2.178)$$

$$g_{4M+7} = -S_1^a - R_X^a(0) = 0, \quad (2.179)$$

$$g_{4M+8} = -S_1^b - R_X^b(0) = 0, \quad (2.180)$$

$$g_{4M+9} = -S_2^a - R_Z^a(0) = 0, \quad (2.181)$$

$$g_{4M+10} = -S_2^b - R_Z^b(0) = 0, \quad (2.182)$$

$$g_{4M+11} = -S_3^a - M^a(0) = 0, \quad (2.183)$$

$$g_{4M+12} = -S_3^b - M^b(0) = 0, \quad (2.184)$$

$$g_{4M+13} = S_4^a - R_X^a(L^a) = 0, \quad (2.185)$$

$$g_{4M+14} = S_4^b - R_X^b(L^b) = 0, \quad (2.186)$$

$$g_{4M+15} = S_5^a - R_Z^a(L^a) = 0, \quad (2.187)$$

$$g_{4M+16} = S_5^b - R_Z^b(L^b) = 0, \quad (2.188)$$

$$g_{4M+17} = S_6^a - M^a(L^a) = 0, \quad (2.189)$$

$$g_{4M+18} = S_6^b - M^b(L^b) = 0. \quad (2.190)$$

Sistem diskretnih ravnotežnih enačb problema, to je sistem enačb (2.169)–(2.190), dvoslojnega kompozitnega nosilca z upoštevanjem zdrsov oziroma razmikov sestoji iz $4M+18$ enačb in $4M+18$ osnovnih neznank $\varepsilon_m^j, \kappa_m^j, u^j(0), w^j(0), \varphi^j(0), u^j(L), w^j(L), \varphi^j(L), R_X^j(0), R_Z^j(0), M^j(0)$. Pri tem lahko neznanke razdelimo v dve skupini, in sicer na notranje in zunanje prostostne stopnje. Skupino notranjih prostostnih stopenj tvori $4M$ deformacijskih količin, $\varepsilon_M^a, \varepsilon_M^b, \kappa_M^a, \kappa_M^b$ in κ_M^b ter 6 ravnotežnih količin, $R_X^a(0), R_X^b(0), R_Z^a(0), R_Z^b(0), M^a(0)$ in $M^b(0)$, skupino zunanjih prostostnih stopenj pa tvorijo količine: $u^a(0), u^b(0), w^a(0), w^b(0), \varphi^a(0), \varphi^b(0), u^a(L), u^b(L), w^a(L), w^b(L), \varphi^a(L)$ in $\varphi^b(L)$. Kot je bilo pokazano v delu (na primer Hozjan, 2011), je za račun ugodneje, če v nadaljevanju notranje prostostne stopnje kondenziramo, zunanje prostostne stopnje pa po znanem postopku združimo v enačbo konstrukcije:

$$\mathbf{G}(\mathbf{x}^k, \lambda^k, T^k, t^k) = 0. \quad (2.191)$$

V enačbi (2.191) je \mathbf{x}^k vektor posplošenih pomikov pri času t^k , sestavljen iz vozliščnih pomikov in zasukov dvoslojnega kompozitnega nosilca, λ^k pa je obtežni faktor konstrukcije. Sistem rešimo z Newtonovo inkrementno-iteracijsko metodo. V časovnem inkrementu $[t^{k-1}, t^k]$ pri znanem temperaturnem polju T^k in mehanskem obtežnem faktorju λ^k konstrukcije določamo popravke prirastkov posplošenih pomikov, $\delta\mathbf{x}^k$, za $h = 1, 2, \dots$ do željene natančnosti kot:

$$\nabla_{\mathbf{x}} \mathbf{G}(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta\mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k) \delta\mathbf{x}^k = -\mathbf{G}(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta\mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k), \quad (2.192)$$

$$\Delta\mathbf{x}_{h+1}^k = \Delta\mathbf{x}_h^k + \delta\mathbf{x}^k \quad (2.193)$$

Newton-Raphsonova metoda odpove, kot je znano, ko postane tangentna togostna matrika konstrukcije pri času t^k $\nabla_{\mathbf{x}} \mathbf{G} \equiv \mathbf{K}_{T,h}^k$ singularna ($\nabla_{\mathbf{x}} \mathbf{G} = \mathbf{0}$), obtežno-deformacijska krivulja konstrukcije pa doseže svojo kritično točko. Čas, pri katerem se to zgodi, označimo za čas porušitve konstrukcije. V nekaterih primerih lahko pred tem v posameznih prečnih prerezi konstrukcije opazimo materialno nestabilnost (Bratina, 2003).

Algoritem za numerično analizo odziva dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij pri požarni obtežbi prikazujemo v oknu 2.3.

Na osnovi določenih diskretnih vrednosti osnovnih spremenljivk problema določimo tudi sekundarne spremenljivke: $u^i(x), w^i(x), \varphi^i(x), R_X^i(x), R_Z^i(x), M^i(x), \Delta U(x), \Delta W(x), \mathcal{P}_{cn,X}^i(x), \mathcal{P}_{cn,Z}^i(x), \mathcal{M}_{cn,Y}^i(x)$ ($i = a, b$). Te so pri določenem x podane z enačbami ($j = a, b$):

Okno 2.3: Algoritem računskega postopka za MKE analizo odziva dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij pri požarni obtežbi

♠ Priprava podatkov:

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

♠ Časovni inkrement $[t^{k-1}, t^k]$:

- ◆ poznamo $t^k = t^{k-1} + \Delta t$, $T^k = T^{k-1} + \Delta T$, $\lambda^k = \lambda^{k-1} + \Delta \lambda$,
- ◆ izračunamo $\Delta D_{j,\text{th}}^i = D_{j,\text{th}}^{i,k}(T^k) - D_{j,\text{th}}^{i,k-1}(T^{k-1})$, $j = \text{c, s, r}$, $i = a, b$

♠ Newtonova metoda na nivoju konstrukcije ($h = 1, 2, \dots$):

◆ Nivo elementa:

- ▲ začetne vrednosti inkrementov posplošenih pomikov $\Delta \mathbf{x}_{h=1}^k = 0$
- ▲ integracijska točka jeklenega prečnega prereza (y^b, z^b):
 - Newtonova iteracijska metoda za račun $\Delta \sigma_s^{b,k}(D_{s,\sigma}^{b,k})$ in $\Delta D_{s,\sigma}^{b,k}$
- ▲ integracijska točka betonskega prečnega prereza (y^a, z^a):
 - Newtonova iteracijska metoda za račun $\Delta \sigma_c^{a,k}(D_{c,\sigma}^{a,k})$, $\Delta D_{c,\text{cr}}^{a,k}$ in $\Delta D_{c,\text{tr}}^{a,k}$
- ▲ armaturna palica v prečnem prerezu betonskega sloja (y_r^a, z_r^a):
 - Newtonova iteracijska metoda za račun $\Delta \sigma_r^{a,k}(D_{r,\sigma}^{a,k})$ in $\Delta D_{r,\sigma}^{a,k}$
- ▲ na nivoju prečnega prereza izračunamo: $N_c^{i,k}$, $N_c^{i,k}$, $M_c^{i,k}$ ter $M_c^{i,k}$ $i = a, b$

◆ Sestavljanje tangentne togostne matrike elementa in pripadajočih desnih strani:

$$\mathbf{K}_{\text{el},T,h}^k \left(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta \mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k \right)$$

$$\mathbf{F}_{\text{el},T,h}^k \left(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta \mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k \right)$$

◆ Kondenzacija notranjih prostostnih stopenj

◆ Sestavljanje togostne matrike konstrukcije in pripadajočih desnih strani:

$$\nabla_x \mathbf{G} \left(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta \mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k \right)$$

$$\mathbf{G} \left(\mathbf{x}^{k-1} + \Delta \mathbf{x}_h^k, \lambda^k, T^k, t^k \right)$$

◆ Račun popravkov prirastkov posplošenih pomikov:

$$\delta \mathbf{x}^k = - [\nabla_x \mathbf{G}]^{-1} \mathbf{G}$$

$$\Delta \mathbf{x}_{h+1}^k = \Delta \mathbf{x}_h^k + \delta \mathbf{x}^k$$

♠ Konec iteriranja pri pogoju

$$\delta \mathbf{x}^k < \text{predpisana natančnost}$$

$$\mathbf{x}^k = \mathbf{x}^{k-1} + \Delta \mathbf{x}_{h+1}^k$$

$$u^i(x) = u^i(0) + \int_0^x (1 - (1 + \varepsilon^i) \cos \varphi^i) d\xi, \quad (2.194)$$

$$w^i(x) = w^i(0) - \int_0^x ((1 + \varepsilon^i) \sin \varphi^i) d\xi, \quad (2.195)$$

$$\varphi^i(x) = \varphi^i(0) + \int_0^x \kappa^i d\xi, \quad (2.196)$$

$$R_X^i(x) = R_X^i(0) - \int_0^x (\mathcal{P}_{ex,x}^i + \mathcal{P}_{cn,x}^i) d\xi, \quad (2.197)$$

$$R_Z^i(x) = R_Z^i(0) - \int_0^x (\mathcal{P}_{ex,z}^i + \mathcal{P}_{cn,z}^i) d\xi, \quad (2.198)$$

$$M^i(x) = M^i(0) + \int_0^x ((1 + \varepsilon^i)Q^i - \mathcal{M}_{ex,y}^i - \mathcal{M}_{cn,y}^i) d\xi, \quad (2.199)$$

$$\Delta U(x) = (u^b - u^a) + z(\varphi^b - \varphi^a), \quad (2.200)$$

$$\Delta W(x) = w^b - w^a, \quad (2.201)$$

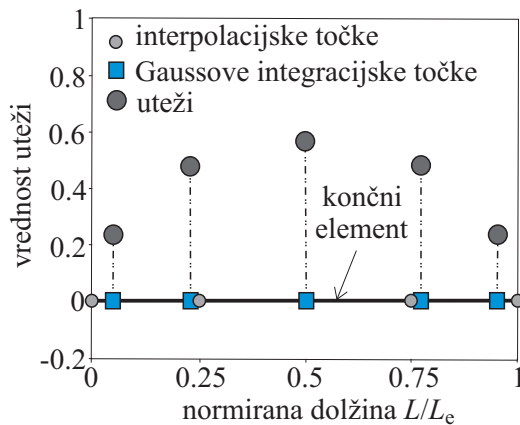
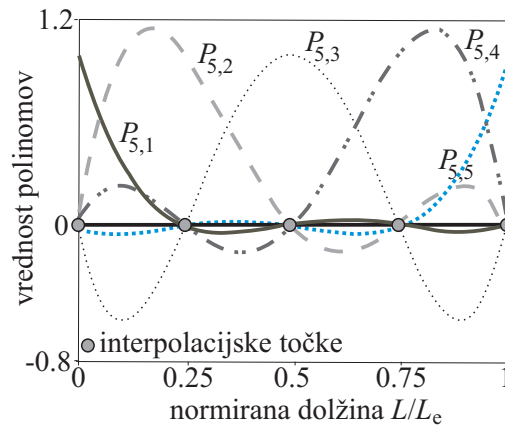
$$\mathcal{P}_{cn,x}^a(x) = -\mathcal{P}_{cn,x}^b(x) = \mathcal{F}(\Delta U, T), \quad (2.202)$$

$$\mathcal{P}_{cn,z}^a(x) = -\mathcal{P}_{cn,z}^b(x) = \mathcal{G}(\Delta W, T), \quad (2.203)$$

$$\mathcal{M}_{cn,y}^a(x) = -\mathcal{M}_{cn,y}^b(x) = \mathcal{H}(\Delta U, T). \quad (2.204)$$

V primerih, ki jih predstavimo v tej disertaciji, izvedemo račun mehanskega odziva dvoslojne kompozitne linijske konstrukcije pri sočasnem vplivu mehanske in toplotne obtežbe ter z upoštevanjem podajnosti stika med slojema z računalniškim programom, ki smo ga poimenovali `CompositeBeam`. Program smo pripravili v programskem okolju `MatLab`. Za izvedenotenje vseh integralov, ki se pojavljajo v enačbah predstavljene formulacije, uporabljamo v programu Gaussovo numerično integracijo. Opisani model linijskega končnega elementa z izbranimi interpolacijskimi in integracijskimi točkami prikazujemo na sliki 2.16.

(a) 1D končni element:

(b) Lagrangeovi polinomi 5. stopnje, $P_{5,n}$ ($n=1, \dots, 5$)

Slika 2.16: (a) Shema linijskega končnega elementa. (b) Lagrangevi polinomi 4 stopnje.

Figure 2.16: (a) Scheme of 1D finite element. (b) Lagrangian polynomials of 4th order.

3 Preverba ustreznosti predlaganega modela

Poglavje 3 je namenjeno preverjanju in vrednotenju predlaganega modela za požarno analizo dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij. Poglavje razdelimo v dva smiselna sklopa. Prvi sklop je namenjen preverbi ustreznosti modela za toplotno-vlažnostno fazo požarne analize, drugi del pa preverbi ustreznosti modela za mehansko fazo.

3.1 Preverba ustreznosti numeričnega modela toplotno-vlažnostne faze požarne analize

Cilj prve analize, ki jo predstavimo v poglavju 3.1, je preverba natančnosti in uporabnosti numeričnih postopkov, ki smo jih implementirali v računalniški program *MoistureHeat2*. Program smo pripravili v programskem jeziku *MatLab* in je namenjen analizam povezanega prevajanja toplote in vlage v betonskih in kompozitnih konstrukcijah po modelu Davieja in sodelavcev (2006 in 2010). Ustreznost numeričnih algoritmov programa izvedemo s primerjavo naših numeričnih rezultatov in numeričnih rezultatov Davieja in sodelavcev (2006) za t. i. 'benchmark test'. Slednjega so raziskovalci v svojem članku (Davie in sodelavci, 2006) predstavili kot vzorčni primer in ga izčrpno analizirali. Ob koncu razdelka za primerjavo prikažemo tudi nekaj rezultatov, ki smo jih za obravnavani primer izračunali z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev (2010).

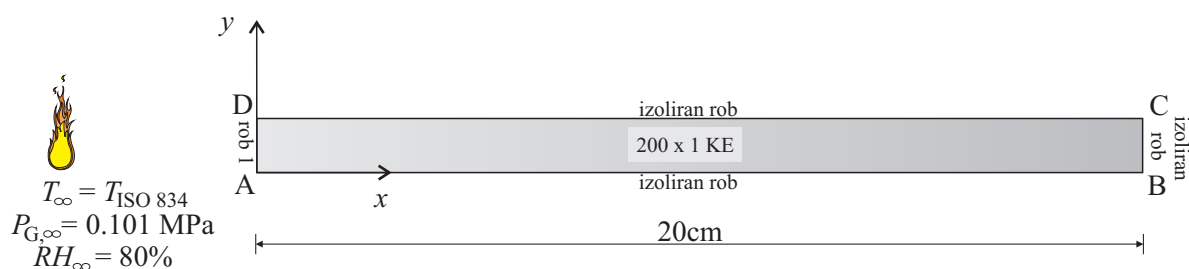
Drugi in tretji primer poglavja 3.1 sta namenjena vrednotenju ustreznosti matematičnega modela Davieja in sodelavcev (2006 in 2010), ki ga uporabljamo v računalniškem programu *MoistureHeat2*. V obeh primerih zato naše numerične rezultate primerjamo z dostopnimi eksperimentalnimi rezultati iz literature. V drugem primeru analiziramo Khanov eksperiment (Khan, 1990). Simulacijo eksperimenta izvedemo z modelom Davieja in sodelavcev (2006). Khan (1990) je raziskoval termodinamični odziv jeklenih cevi z betonskim polnilom, ki jih na enem koncu segrevamo s konstantno temperaturo 400 °C. Ker so pri temperaturah do 400 °C temperaturne deformacije jekla v primerjavi s temperaturnimi deformacijami betona višje (SIST EN 1992-1-2, 2005, SIST EN 1993-1-2, 2005) in ker se jeklena obodna stena v opisanem primeru pričakovano segreva hitreje kot betonsko polnilo, predvidevamo, da raztezanje betona znotraj cilindrične jeklene stene v eksperimentih ni bilo ovirano. Poleg tega Khanovi preizkušanci med segrevanjem mehansko niso bili obremenjeni, zato pričakujemo, da bomo z numeričnimi analizami s privzetim numeričnim modelom (model Davieja in sodelavcev, 2006) dobili natančne rezultate.

Za primerjavo prikazujemo v poglavju 3.1.3 še analizo betonske plošče, ki so jo eksperimentalno raziskovali Kalifa in sodelavci (2000), numerično pa so jo analizirali tudi Davie in sodelavci (2010). Zaradi lažje primerjave numeričnih rezultatov izvedemo tokrat numerično analizo v programu *MoistureHeat2* z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev (2010). Seveda je zaradi nepovezanosti toplotno-

vlažnostne in mehanske faze požarne analize našega numeričnega modela pri tem možna le analiza s poenostavitvami, ki smo jih opisali v poglavju 2.2.2.4 ($\omega = 0$). Tudi v primeru eksperimentov Kalife in sodelavcev (2000) govorimo o preizkušancih, ki pri sobni temperaturi mehansko niso bili obremenjeni, so pa bili vzorci podprti tako, da so bili med segrevanjem na bočnih površinah plošč preprečeni pomiki v ravnini plošč. S tem je bilo temperaturno raztezanje plošč ovirano. Ovirane temperaturne deformacije so v tem primeru torej zagotovo vidneje vplivale na prepustnost betona in s tem na prenos vlage v njem. Pričakujemo torej lahko, da bomo do realnih rezultatov prišli le s prilagoditvijo enačb (2.41)–(2.42), ki jih v privzetem numeričnem modelu (Davie in sodelavci, 2010, kjer $\omega = 0$) sicer uporabljamo za izračun časovno odvisne prepustnosti betona.

3.1.1 ‘Benchmark test’

Analiziramo enodimenzijski primer (betonski trak), ki je na treh straneh izoliran, četrti rob (na sliki 3.1 rob A–D) pa je izpostavljen požaru ISO 834. Rob A–D je odprt in dovoljuje toplotni in masni pretok. Robne pogoje za osnovne količine podajamo v tabeli 3.1.



Slika 3.1: ‘Benchmark test’. Osnovni podatki numeričnega modela.

Figure 3.1: ‘Benchmark test’. Basic data of the numerical model.

Preglednica 3.1: ‘Benchmark’ test. Robni pogoji.

Table 3.1: ‘Benchmark’ test. Boundary conditions.

	rob 1	izoliran rob
T	$q_T = q_T(T_{\text{ISO 834}})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V(\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

Vhodni podatki so privzeti skladno z navedbami Davieja in sodelavcev (2006): začetna poroznost je enaka $p^0 = 0.08$, prepustnost betona je $K = 5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$, gostota betona je $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, teža cementa v m^3 betona je $\rho_{\text{cem}} = 300 \text{ kg/m}^3$, začetna temperatura je $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, začetni tlak plinske zmesi je $P_{G,0} = 0.1 \text{ MPa}$, začetna gostota vodne pare je $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0185 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 100\%$), gostota vodne pare na robu je $\tilde{\rho}_{V,\infty} = 0.0148 \text{ kg/m}^3$ ($RH_\infty = 80\%$) in masa proste vode pri polni zasičenosti zraka v betonu in temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ je enaka $\tilde{\rho}_{FW,0}^{\text{sat}} = 60 \text{ kg/m}^3$.

Celotni računski čas je 1 ura, število v numerični analizi uporabljenih končnih elementov je 200, računski časovni korak pa je enak 0.5s.

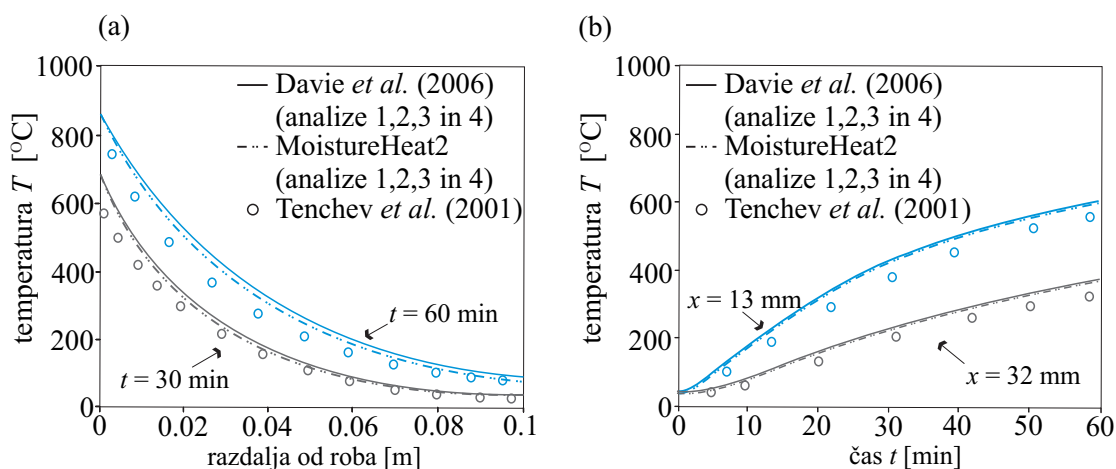
3.1.1.1 Primerjava rezultatov z rezultati Davieja in sodelavcev

Najprej predstavimo primerjavo med našimi numeričnimi rezultati in numeričnimi rezultati Davieja in sodelavcev (2006). Davie in sodelavci (2006) so z namenom študije vpliva fizikalnih pojavov, z vpeljavo katerih so razširili model Tencheva in sodelavcev (2001) (poglavje 2.2.2.3), primer obravnavali na štiri različne načine. S programom *MoistureHeat2* izvedemo reprodukcije vseh štirih analiz. Analiza 1 je izvedena z originalnim modelom Tencheva in sodelavcev (2001). Model Tencheva in sodelavcev (2001) uporabimo tudi v analizi 2, vendar pa izraza za relativni prepustnosti plinaste in kapljevinske faze K_L in K_G skladno z enačbama (2.11) nadomestimo z novima izrazoma (2.29)–(2.30) (Baroghel-Bouny in sodelavci, 1999). Analizi 3 in 4 sta nadalje izvedeni z modelom Davieja in sodelavcev (2006). V analizi 3 poleg vpliva novih predlaganih izrazov za prepustnosti K_L in K_G (Baroghel-Bouny in sodelavci, 1999) raziščemo tudi vpliv kapilarnih tlakov P_C , zanemarimo pa vpliv difuzije adsorbirane vode. To v modelu dosežemo tako, da za zgornjo mejo zasičenosti z adsorbirano vodo S_{SSP} izberemo vrednost 0. S tem se enačba za masni tok proste vode (2.22) poenostavi v enačbo (2.7), po kateri je pretok proste (tekoče in adsorbirane) vode enak pretoku zaradi vpliva tlačnih razlik. V analizi 4 poleg časovno odvisnih relativnih prepustnosti K_L in K_G ter vpliva kapilarnih tlakov končno upoštevamo še vpliv difuzije adsorbirane vode. Kot takšna velja analiza 4 za najbolj realistično. Povzetek opisanih štirih analiz prikazuje tabela 3.2, kjer se oznake 'T', 'D' in 'B' (v tem zaporedju) nanašajo na modele: Tencheva in sodelavcev (2001), Davieja in sodelavcev (2006) ter model Baroghel-Bounyja in sodelavcev(1999).

Preglednica 3.2: 'Benchmark test'. Podatki o analizah 1, 2, 3 in 4.
Table 3.2: 'Benchmark test'. Details of performed analyses 1, 2, 3, and 4.

	analiza 1	analiza 2	analiza 3	analiza 4
osnovni matematični model	T	T	D	D
K_L in K_G	T	B	B	B
P_C	= 0	= 0	≥ 0	≥ 0
S_{SSP}	/	/	= 0	> 0

Na sliki 3.2a prikazujemo potek temperature po prerezu po 30 in 60 minutah izpostavljenosti požaru,



Slika 3.2: Razvoj temperature: (a) po prerezu in (b) s časom.
Figure 3.2: Distribution of temperatures: (a) over the cross-section and (b) over time.

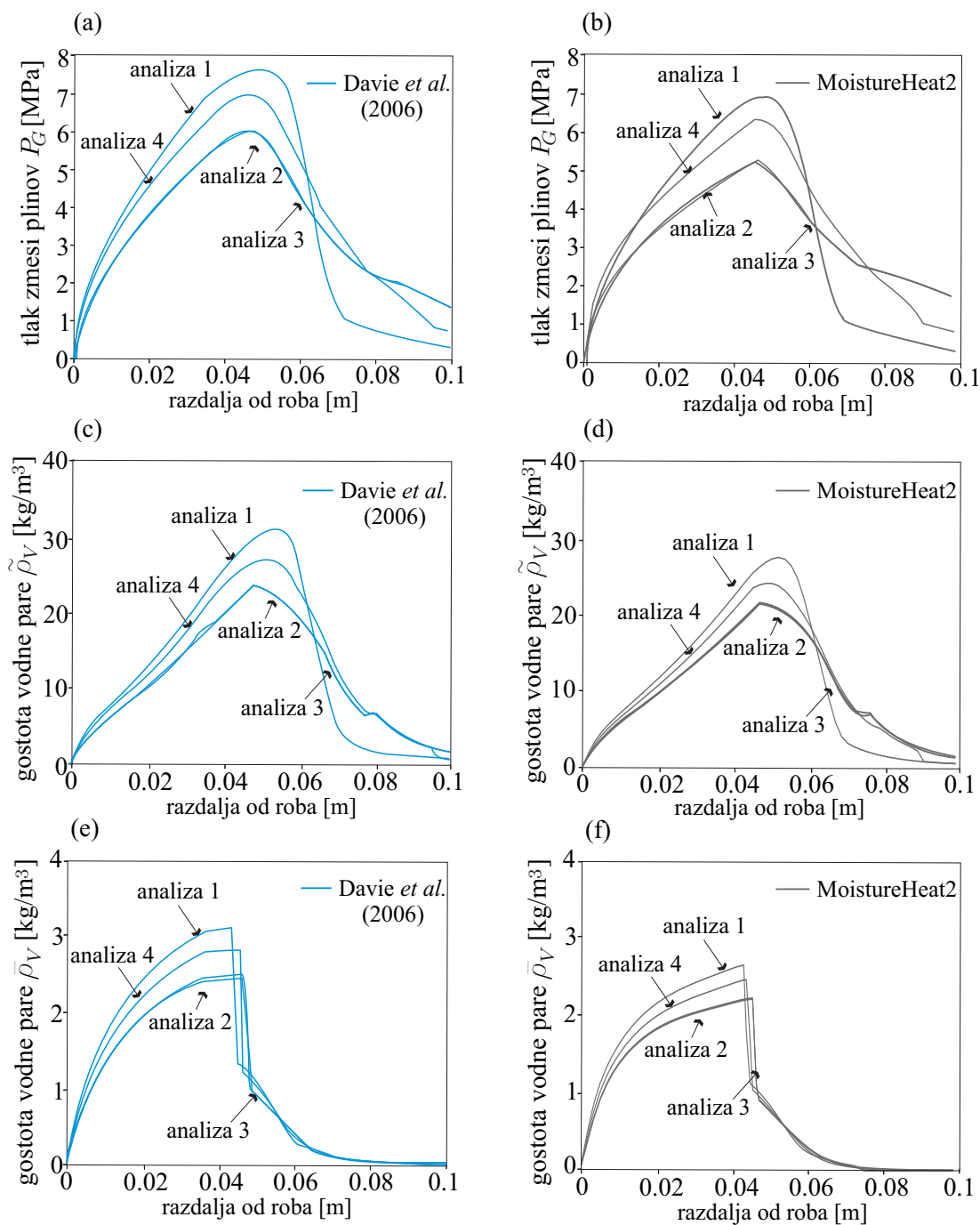
na sliki 3.2b pa dodajamo še prikaz časovnega razvoja temperature na razdaljah $x = 13$ mm in $x = 32$ mm od požaru izpostavljenega roba prereza. Poleg naših prikazujemo tu tudi numerične rezultate drugih raziskovalcev (Tenchev in sodelavci, 2001, Davie in sodelavci, 2006). Primerjava prikazanih krivulj opazovanih rezultatov pokaže, da se rezultati v splošnem ujemajo dobro. Nekoliko opaznejša je sicer, predvsem pri višjih temperaturah, razlika med našimi rezultati in rezultati Tencheva in sodelavcev (2001), vendar pa slednjo pripisujemo izključno izbiri nekaterih termičnih parametrov modela, ki jih Tenchev v svojem članku posebej ne navaja, in smo jih zato privzeli v skladu s predlogom Davieja in sodelavcev (2006). Rezultati naših izračunov in izračunov Davieja in sodelavcev (2006) se po drugi strani ujemajo zelo dobro. Iz slike 3.2 je razvidno tudi, da novo vpeljani pojavi, katerih vplive ločeno obravnavajo analize 1, 2, 3 in 4, na določitev temperatur nimajo vidnejšega vpliva.

Slike 3.3 in 3.4 v nadaljevanju prikazujejo izračunane vrednosti tlakov plinske zmesi, gostote vodne pare, količine proste vode ter pornih tlakov v odvisnosti od razdalje od prostega roba prereza za zgoraj opisane analize 1, 2, 3 in 4. Slike 3.3b in 3.4b, 3.3d in 3.4d ter 3.3f in 3.4f se pri tem nanašajo na rezultate izračunane s programom *MoistureHeat2*, slike 3.3a in 3.4a, 3.3c in 3.4c ter 3.3e in 3.4e pa predstavljajo rezultate Davieja in sodelavcev (2006). Iz slik opazimo, da se primerjani rezultati ujemajo dobro, iz česar zaključimo, da je numerični algoritem, ki smo ga vpeljali v program *MoistureHeat2*, natančen in učinkovit. Še posebej dobro se rezultati ujemajo v kvalitativnem smislu, morda nekoliko bolj opazne pa so, zlasti v območju najvišjih vrednosti, razlike v kvantitativnem smislu, vendar pa tudi te nikjer ne presegajo 10%. Podrobnejše analize so pokazale, da na velikost tlakov in gostoto vodne pare v numerični analizi vplivajo številni bistveni parametri, med njimi pa tudi koeficient difuzivnosti zraka α_{air} in sorpcijske izoterme. Računsko določevanje teh Davie in sodelavci (2006) natančneje ne opišejo, zato smo jih v izračunih določili skladno s predlogom Hozjana (2009). Skladno s tem sklepamo, da so za opaženo manjše odstopanje rezultatov v kvantitativnem smislu odgovorni ravno omenjeni parametri. Difuzivnost zraka α_{air} je v splošnem odvisna od temperature, vendar zaradi pomanjkanja zanesljivih podatkov privzamemo konstantno vrednost $\alpha_{air} = 2.074 \cdot 10^{-5}$ m²/s (Hozjan, 2009). Poleg koeficienta difuzivnosti zraka se nejasnosti pojavljajo tudi v zvezi z določanjem sorpcijskih izoterm, s katerimi v analizi določamo trenutno količino proste vode. Tako Davie in sodelavci (2006) kakor tudi Bažant in Kaplan (1996), ki sta te krivulje vpeljala, poudarjajo, da krivulje v osnovni obliki zaradi numerične nestabilnosti, ki jo povzročajo, za račun niso primerne in da je potrebno zato srednji del interpolirati z zvezno in zvezno odvedljivo funkcijo. Žal pa niti Bažant in Kaplan (1996) niti Davie in sodelavci (2006) eksplicitnih izrazov za interpolacijske polinome ne podajajo. V tem delu zato skladno s predlogom Hozjana (2009) vpeljemo interpolacijo po enačbi (2.18).

3.1.1.2 Primerjava rezultatov analiz 1, 2, 3 in 4

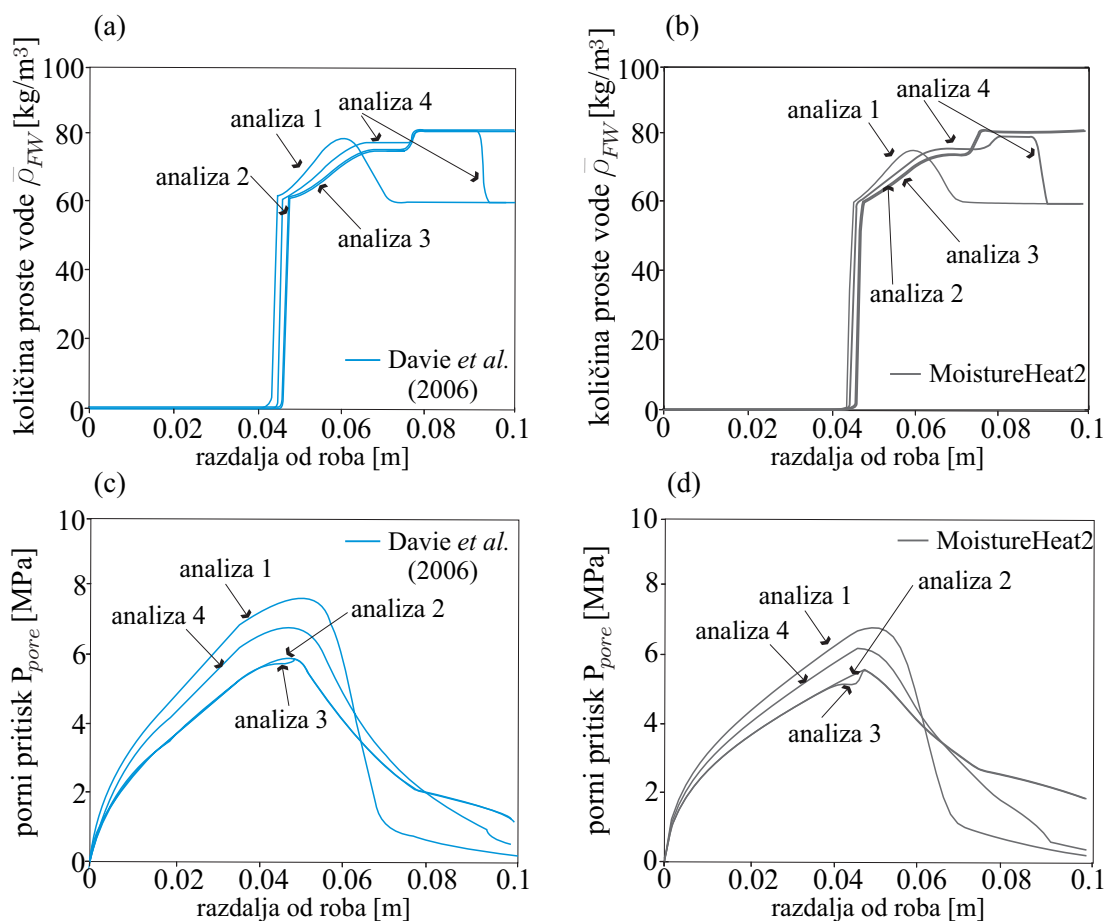
V nadaljevanju si razvoj opazovanih količin pri analizah 1, 2, 3 in 4 (sliki 3.3 in 3.4) pogledjmo še nekoliko podrobneje. Ugotovitve, ki jih predstavljamo v tem poglavju, se tesno ujemajo z ugotovitvami Davieja in sodelavcev (2006), kar ponovno potrjuje ustreznost in natančnost predlaganega numeričnega algoritma programa *MoistureHeat2*.

Iz slik 3.3 in 3.4 opazimo, da se ob prehodu iz analize 1 na analizo 2 rezultati vidno spremenijo, ob prehodu iz analize 2 na analizo 3 pa je sprememba rezultatov skoraj neopazna. Ugotovitev pokaže, da je upoštevanje ustreznějšíh obrazcev za izračun relativnih prepustnosti kapljevinaste in plinaste faze v betonu, kot jih predlagajo Baroghel-Bouny in sodelavci (1999) in kot jih za razliko od analize 1 upošteva analiza 2 in 3, za rezultat odločilnega pomena. Po drugi strani dodatno upoštevanje kapilarnih pritiskov nima opaznejšega vpliva. Opazneje se od ostalih analiz razlikujejo rezultati analize 4, zato zaključimo, da vpliv difuzije adsorbirane vode v analizi ni zanemarljiv.



Slika 3.3: 'Benchmark test'. Razvoj tlaka plinske zmesi P_G , gostote vodne pare na m³ plinske zmesi $\tilde{\rho}_V$ in gostote vodne pare na m³ betona $\bar{\rho}_V$ po prerezu.

Figure 3.3: 'Benchmark test'. Distribution of gas pressures P_G , water vapour content per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$, and water vapour content per unit volume of concrete $\bar{\rho}_V$ over the cross section.



Slika 3.4: 'Benchmark test'. Razvoj količine proste vode $\bar{\rho}_{FW}$ ter pornih tlakov P_{pore} po prerezu.
Figure 3.4: 'Benchmark test'. Distribution of free water content $\bar{\rho}_{FW}$ and pore pressures P_{pore} over the cross section.

Rezultati vseh štirih analiz so si sorodni v nekaj bistvenih značilnostih. Še posebej izrazita je na slikah 3.4a oziroma 3.4b ostra meja med toplim območjem, kjer je prosta voda že izparela, in hladnejšim območjem s povečano koncentracijo proste vode. Opaženemu območju povečane količine proste vode pravimo območje vodne zamašitve (ang. 'moisture clog zone'), njegov vpliv pa lahko opazimo tudi na grafih ostalih količin. Na meji med suhim in še vlažnim območjem tako na primer opazimo, da gostota vodne pare (3.3c oziroma 3.3d ter 3.3e oziroma 3.3f) upade, in sicer toliko hitreje kolikor bolj je na tem mestu povečana količina proste vode (primerjamo s sliko 3.4a oziroma 3.4b). Dejansko se v hladnejšem delu prereza zaradi nižjih temperatur vodna para utekočinja nazaj v prosto vodo, k povečanju količine proste vode v tem območju pa sicer prispeva še sproščanje kemijsko vezane vode. V primerjavi s sliko 3.2a namreč ugotovimo, da je temperatura v opazovanem območju nekaj manj kot 200 °C, to pa je temperatura, pri kateri se začne izločati kemijsko vezana voda. Z upadanjem gostote vodne pare za toplim območjem naglo upadajo tudi tlaki plinaste zmesi in porni tlaki (sliki 3.3a oziroma 3.3b in 3.4c oziroma 3.4d), ki znašajo na meji območja vodne zamašitve le še nekaj odstotkov v prerezu dosežene maksimalne vrednosti.

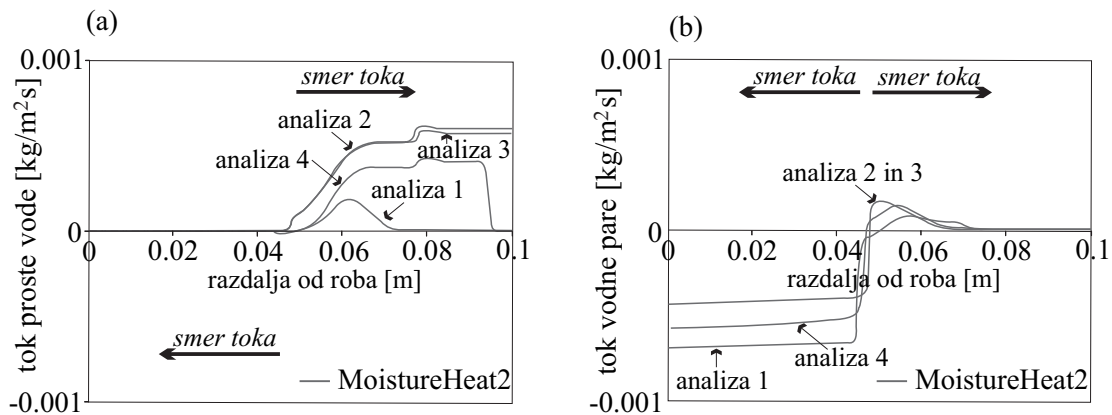
Med rezultati štirih obravnavanih analiz je mogoče opaziti tudi nekaj pomembnih razlik. Najprej izpostavimo očitne razlike v napovedanih maksimalnih vrednostih tlakov zmesi plinov in vsebnosti vodne

pare (slika 3.3). V zvezi s tem napovesta analizi 2 in 3 za približno 20-30% nižje vrednosti kot analiza 1, pri analizi 4 pa je redukcija napovedanih obravnavanih maksimalnih vrednosti v primerjavi z analizo 1 10-15%. Nižje napovedane vrednosti tlakov zmesi plinov vplivajo tudi na nižje vrednosti povprečnih pornih tlakov (slika 3.4c oziroma 3.4d).

Slika 3.4a oziroma 3.4b kaže, da so vsebnosti proste vode v hladnejšem delu prereza, ki jih predvidijo analize 2, 3 in 4, v primerjavi z vsebnostjo, ki jo napoveduje analiza 1, višje, poleg tega pa so v teh primerih cone vodne zamašitve obsežnejše. Ta ugotovitev je skladna s sliko 3.3c oziroma 3.3d, kjer opazimo, da so količine vodne pare v hladnem delu prereza, napovedane z analizami 2, 3 in 4, večje kot v primeru analize 1. To neposredno pomeni večjo relativno vlažnost zraka v betonu na tem območju in skladno s sorpcijskimi izotermami večje količine proste vode. Fizikalno ozadje opaženega pojava pojasnjujemo s pomočjo slike 3.5b, ki prikazuje porazdelitev tokov vodne pare po obravnavanem prerezu. Opazimo, da je v primeru analize 1 predvideni tok vodne pare v smeri proti požaru izpostavljeni površini prereza opazneje večji, kot ga predvidevajo ostale tri analize, posledično pa je količina vodne pare v hladnejšem območju prereza v tem primeru manjša. To nas ne preseneti, saj je v analizah 2, 3 in 4 zaradi upoštevanja višje relativne prepustnosti betona za kapljevino fazo, K_L (upoštevana je časovno odvisna zveza po predlogu Baroghel-Bounyja in sodelavcev, 1999, in ne konstantna vrednost $K_L = 0.01$, ki jo predvideva analiza 1), tok proste vode v smeri proti hladnejšim plastem prereza manj oviran. Tako se v teh primerih poleg tega količina proste vode po hladnejših območjih prereza razporeja tudi enakomerneje kot v primeru analize 1, kjer je porast količine proste vode bolj lokaliziran (slika 3.4a oziroma 3.4b). Dodatno opazimo, da je tok proste vode v smeri proti hladnejšim plastem betona v primeru analiz 2 in 3 bolj izrazit kot pri analizi 4, kar je razumljivo, glede na to, da se pri analizah 2 in 3 pod vplivom tlačnih razlik po betonu pretaka celotna količina proste vode (tako fizikalno vezana oziroma adsorbirana kot tekoča). V primeru analize 4 je zaradi vključenega učinka difuzije adsorbirane vode povečanje toka proste vode v hladnejših plasteh manj izrazito. V območju, kjer opazimo maksimalne pretoke proste vode, so, kot pokažejo izračuni, stene betonske matrice v tem primeru namreč popolnoma zasičene (stopnja zasičenosti S_B je enaka svoji maksimalni vrednosti S_{SSP}), gradienti zasičenosti S_B so zato tu enaki 0, posledično je 0 enak tudi tok adsorbirane vode, kar pa končno pomeni, da je tok proste vode v tem območju znižan.

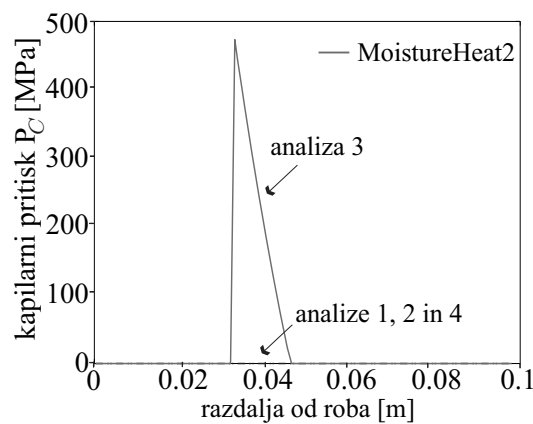
Največje razlike med rezultati štirih analiz pa zagotovo pokažejo rezultati kapilarnih tlakov (slika 3.6). Ena izmed osnovnih predpostavk modela Tencheva in sodelavcev (analizi 1 in 2) je, da je tlak plinaste zmesi ves čas enak tlaku proste vode, zato so kapilarni tlaki (definirani z enačbo (2.26)) v teh primerih enaki 0. V modelu Davieja in sodelavcev (2006) so kapilarni tlaki upoštevanji eksplicitno, zato tlaki proste vode med analizo niso nujno več enaki tlakom plinske zmesi za vse čase in vsa območja. Kot pokaže Kelvinova enačba (2.26), se kapilarni tlaki bistveno povečajo z upadom relativne vlažnosti zraka. Po drugi strani so kapilarni tlaki definirani le v območju, kjer so pore zapolnjene tako z zmesjo plinov kot prosto vodo. Zato je v primeru analize 3 razumljivo, da se porast pornih tlakov pojavi takoj za vročo zunanjo plastjo betonskega elementa. Območje povečanih kapilarnih tlakov sovпада v tem primeru z območjem, kjer je temperatura nižja od kritične vrednosti $T_{crit} = 373.94$ °C in se pojavi prosta voda, relativna vlažnost zraka pa je še nižja od 100 %. Globlje v območju hladnejših plasti je relativna vlažnost zraka enaka začetnim 100%, zato so tu kapilarni tlaki zopet enaki 0. Zanimivo je, da so rezultati analize 3 ne glede na predvidene visoke vrednosti kapilarnih tlakov v splošnem zelo podobni rezultatom analize 2, kar potrjuje našo začetno ugotovitev, da je vpliv kapilarnih tlakov v betonu pod vplivom visokih temperatur neizrazit. Kljub temu da je vpliv kapilarnih tlakov eksplicitno vključen tudi v analizo 4, pa rezultati te analize predvidijo, da so kapilarni tlaki tu enaki 0 vzdolž celotnega prereza. Rezultat je posledica vključenega vpliva difuzije adsorbirane vode. V ozkem območju, kjer je na porast kapilarnih tlakov pokazala analiza 3, pripada namreč celotna količina proste vode v skladu z analizo 4, komponenti

adsorbirane vode, zato se tu v resnici kapilarni meniski ne morejo razviti.



Slika 3.5: 'Benchmark test'. Razvoj toka proste vode J_{FW} in toka vodne pare J_V po prerezu za 'benchmark test' pri analizah 1, 2, 3 in 4.

Figure 3.5: 'Benchmark test'. Distribution of free water flux J_{FW} and water vapour flux J_V over the cross section for the benchmark test for the analyses 1, 2, 3, and 4.



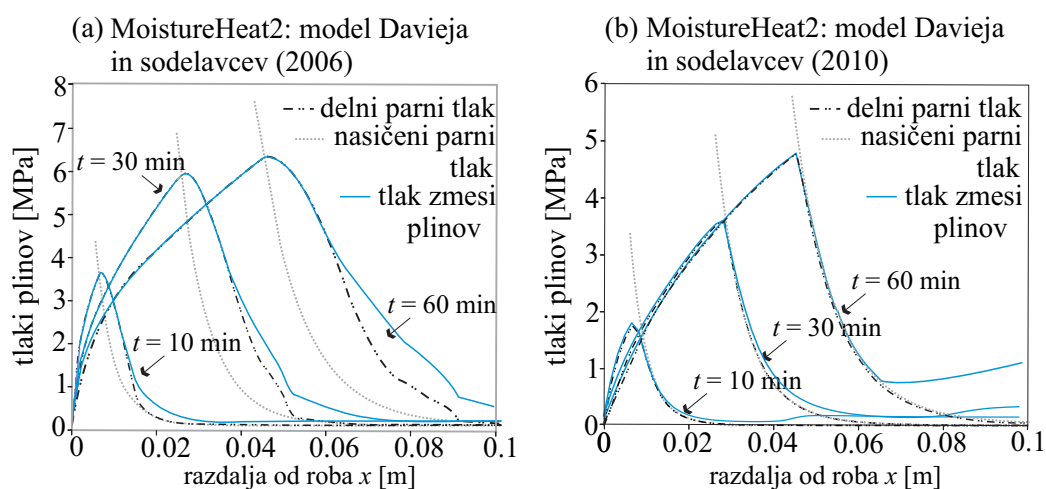
Slika 3.6: 'Benchmark test'. Razvoj kapilarnih tlakov P_C po obravnavanem prerezu.

Figure 3.6: 'Benchmark test'. Distribution of capillary pressures P_C over the observed cross section.

3.1.1.3 Analiza primera z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev

Kot smo v tej doktorski disertaciji že omenili, so se ob objavi rezultatov Tencheva in sodelavcev (2001) oziroma Tencheva in Purnella (2005) med raziskovalci pojavili številni dvomi, veliko zanimanja pa so vzbudile tudi vrednosti tlaka vodne pare, o katerih so poročali raziskovalci. Te so bile v hladnejših predelih modeliranih betonskih elementov nepričakovano visoke in so krepko presegale pripadajoče vrednosti nasičenega parnega tlaka. Opisano smo opazili tudi v obravnavanem primeru. To je dobro razvidno iz slike 3.7a, ki prikazuje rezultate delnih in nasičenih parnih tlakov ter tlakov plinaste zmesi za 'benchmark test', kot smo jih določili glede na model Davieja in sodelavcev (2006). Prikazujemo le rezultate analize

4, ki velja za najbolj realistično, in sicer za čase $t = 10$ min, $t = 30$ min in $t = 60$ min.



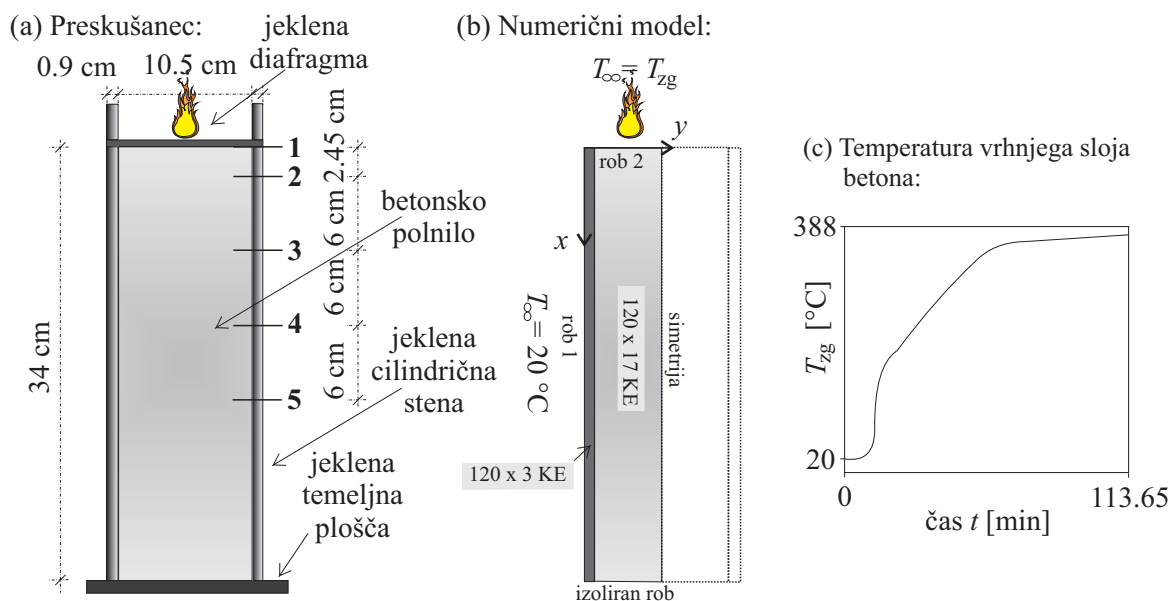
Slika 3.7: ‘Benchmark test’. Delni parni tlaki P_V , nasičeni parni tlaki P_{sat} in tlaki zmesi plinov P_G po prerezu za ‘benchmark test’ glede na: (a) model Davieja in sodelavcev (2006) in (b) model Davieja in sodelavcev (2010).

Figure 3.7: ‘Benchmark test’. Distribution of partial vapour pressures P_V , saturated vapour pressures P_{sat} , and pressures of gaseous mixture P_G over the cross section for the ‘benchmark test’ according to: (a) the model of Davie *et al.* (2006) and (b) the model of Davie *et al.* (2010).

Kot rešitev opisanega problema so Davie in sodelavci (2010) predlagali uporabo modificiranih sorpcijskih krivulj (2.32), zato smo za primerjavo vrednosti tlakov plinov za obravnavani ‘benchmark test’ izračunali še z modificiranim modelom Davieja in sodelavcev (2010). V računu smo poleg novih sorpcijskih krivulj upoštevali še vse modifikacije modela predstavljene v poglavju 2.2.2.4 z izjemo enačbe za prepustnost betona (2.39), namesto katere je bila zaradi večje primerljivosti rezultatov privzeta enačba (2.21). Rezultate prikazujemo na sliki 3.7b. Zaradi uporabe modificiranih sorpcijskih krivulj vrednosti delnih parnih tlakov tokrat vrednosti nasičenega parnega tlaka ne presežejo, nekoliko nižje dosežene magnitude tlakov plinaste zmesi pa so, kot so pokazali izračuni, posledica vpeljanih ostalih ukrepov.

3.1.2 Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju

Naslednji primer je toplotno-vlažnostna analiza jeklene cilindrične cevi z betonskih polnilom, ki je prikazana na sliki 3.8. Cev je na obeh koncih paronepropustno zaprta, zgoraj z diafragmo iz nerjavečega jekla, spodaj pa z debelo jekleno temeljno ploščo. Vnos toplote v cev zagotavljamo s segrevanjem zgornje diafragme s temperaturo 400 °C. Analiza, ki jo izvedemo, je simulacija Khanovega eksperimenta (Khan, 1990), s katerim je avtor raziskoval možne posledice nesreče v jedrskem reaktorju oziroma posledice neposrednega stika razlitnega vročega hladilnega sredstva (temperatura 400 °C) in jeklene stene reaktor-ske posode ter njene betonske obloge. Khanove eksperimentalne rezultate primerjamo z numeričnimi rezultati programa MoistureHeat2 in numeričnimi rezultati Ichikawe in Englanda (2004). Primer je zanimiv, saj je Khan svoje eksperimente izvajal na mehansko neobremenjenih betonskih vzorcih, glede na geometrijske značilnosti problema, robne pogoje, visoko toplotno prevodnost jekla in njegovo hitro temperaturno raztezanje pa lahko sklepamo tudi, da temperaturno raztezanje betona na račun jeklene obodne cevi v njegovih eksperimentih ni bilo ovirano. Pričakujemo torej lahko, da bomo z numeričnimi analizami s programom MoistureHeat2 dobili zelo natančne rezultate.



Slika 3.8: Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju: (a) geometrijski podatki preskušanca in pozicije merilnih mest, (b) geometrijski podatki in robni pogoji dvodimenzionalnega numeričnega modela problema in (c) eksperimentalno izmerjen (Khan, 1990) časovni razvoj temperatur betona tik pod segrevano jekleno diafragmo.

Figure 3.8: Khan's simulation of an accident in a reactor vessel: (a) test specimen and the positions of measuring points, (b) geometry and boundary conditions for the 2-dimensional numerical model, and (c) temperature history of concrete beneath the hot stainless steel diaphragm as measured during experiment (1990).

Preglednica 3.3: Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Robni pogoji za numerični model.

Table 3.3: Khan's simulation of an accident in a reactor vessel. Boundary conditions for the numerical model.

	rob 1	izoliran rob in simetrijska os	rob 2	stik med jeklom in betonom
T	$q_T = q_T (T_\infty = 20\text{ }^\circ\text{C})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$T_\infty = T_{zg}$	$q_{T,c} = q_{T,s}$
P_G	/	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	/	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

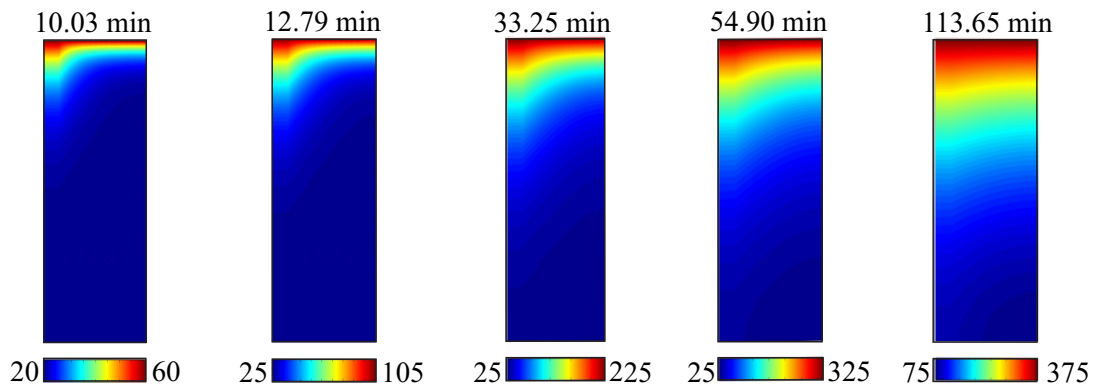
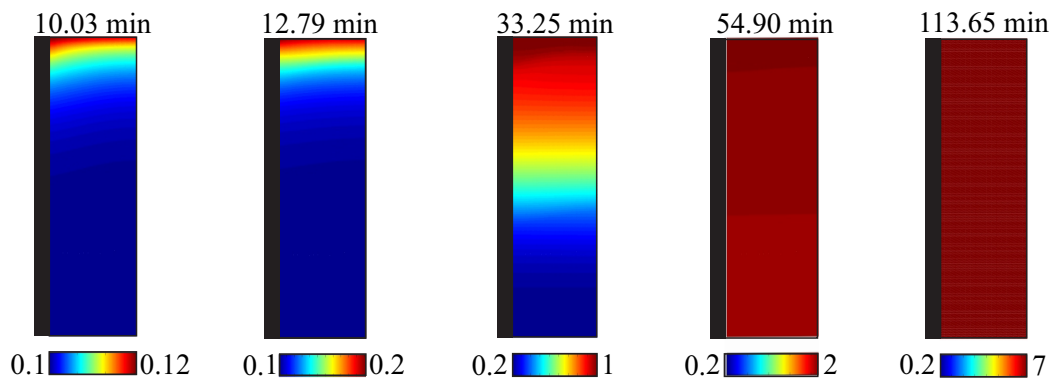
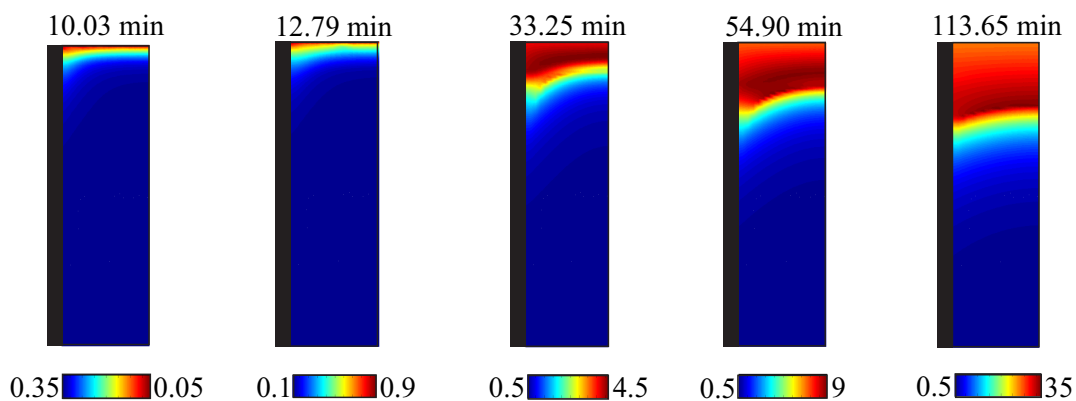
Bistveni geometrijski podatki Khanovega eksperimenta so prikazani na sliki 3.8a, na sliki 3.8b pa so predstavljeni podatki numeričnega modela, s katerim obravnavani problem analiziramo v programu MoistureHeat2. Betonsko jedro Khanovega preskušanca pri tem modeliramo z 2040 končnimi elementi, za jekleni del jih uporabimo 360. Diafragme iz nerjavečega jekla na vrhu betonskega jedra in jeklene temeljne plošče pod njim posebej ne modeliramo, saj v poročilu Khanovega eksperimenta (1990) podatki o debelini teh dveh slojev in njuni toplotni prevodnosti niso navedeni. Namesto tega vplive obeh slojev v numeričnem modelu zajamemo posredno preko robnih pogojev (tabela 3.3). Vzdlolž zgornjega roba betonskega dela predpišemo temperaturni režim T_{zg} (sliki 3.8c) enak časovnemu razvoju temperatur betona tik pod segrevano jekleno diafragmo, kot ga je izmeril Khan (1990). Dodatno zaradi paronepro-

pustnosti jeklene diafragme preko vrhnjega roba predpišemo ničelni masni pretok. Iz enakega razloga predpišemo ničelni masni pretok tudi za spodnji rob numeričnega modela. Ker je bila testirana cev v Khanovih eksperimentih temeljena na jekleni temeljni plošči in tleh pod njo, predpišemo za spodnji rob modela tudi ničelni toplotni pretok.

Za začetno poroznost betona v izračunih privzamemo vrednost $p_{or}^0 = 0.0841$, kot jo navaja Khan (1990). Ostali podatki, ki jih uporabljamo v toplotno-vlažnostni analizi betonskih elementov, v Khanovih poročilih niso navedeni, zato te predpostavimo. Za začetno prepustnost betona izberemo vrednost $K = 5 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ skladno s priporočili Greatheadove lestvice prepustnosti (1986). Za vrednost začetne količine vodne pare v zraku v porah betonskega jedra privzamemo vrednost $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0185 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 100\%$). Ker je bilo betonsko polnilo pri testiranih preizkušancih pred pričetkom segrevanja neprodušno zaprto z jeklenim ovojem (jeklenim cilindričnim plaščem, jekleno diafragmo in jekleno temeljno ploščo), se zdi zadnja predpostavka upravičena. Za maso proste vode v betonu pri polni zasičenosti zraka v porah betona in sobni temperaturi privzamemo vrednost $\tilde{\rho}_{FW,0}^{sat} = 71 \text{ kg/m}^3$.

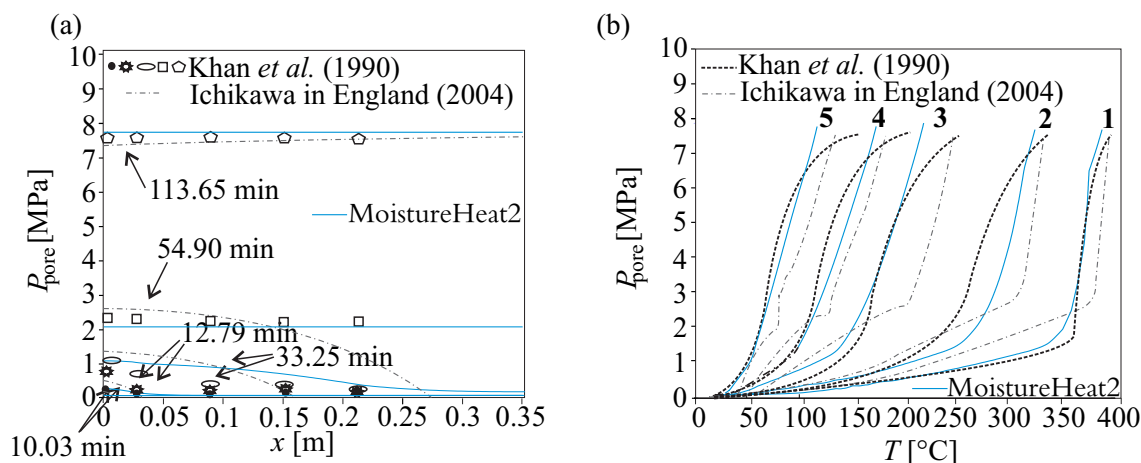
Razporeditev in časovni razvoj temperatur, pornih tlakov in vsebnosti vodne pare, ki smo jih določili v naših numeričnih analizah, prikazujemo na sliki 3.9. Da bi čim bolj nazorno prikazali dinamiko termodinamičnih procesov, ki se med segrevanjem odvijajo v cevi, smo meje skale vsakega posameznega diagrama tu določili posebej. Na sliki 3.10 dodatno podajamo še primerjavo med simuliranimi in izmerjenimi pornimi tlaki v betonskem jedru preskušanca v odvisnosti od temperature oziroma časa. Iz prikazanih eksperimentalnih rezultatov opazimo, da je v zgodnjih fazah segrevanja vzorca do izrazitega porasta pornih tlakov prišlo predvsem lokalno, v kasnejših fazah eksperimenta pa je bila razporeditev pornih tlakov po prerezu skoraj enakomerna. Očitno je, da oba primerjana numerična modela, to je numerični model programa *MoistureHeat2* kot numerični model Ichikawe in Englanda (2004), zaznani razvoj pornih tlakov opišeta dovolj dobro, saj se pri končnem opazovanem času 113.65 min njuni rezultati skoraj popolnoma ujamejo z eksperimentalnimi meritvami (slika 3.9a). Čeprav je ujemanje numeričnih in eksperimentalnih rezultatov nekoliko manj natančno za zgodnejše faze eksperimenta, pa je odstopanje rezultatov programa *MoistureHeat2* bistveno manjše. Numerični model Davieja in sodelavcev (2006), ki ga program uporablja, je v primerjavi z numeričnim modelom Ichikawe in Englanda (2004) kompleksnejši, zato je takšna ugotovitev pričakovana. Ker sta Ichikawa in England v svojem numeričnem modelu eksplicitno upoštevala zgolj tok proste vode, ne pa tudi pretakanja vodne pare in zraka, predstavljata sistem osnovnih enačb njunega modela le dve enačbi namesto štirih, kot jih sicer predlagajo Davie in sodelavci (2006). Dodatno sta raziskovalca poenostavila tudi kontinuitetno enačbo o ohranitvi energije, ki smo jo v polni obliki predstavili v poglavju 2.2.2 (enačba (2.4)). Ta enačba je v modelu Ichikawe in Englanda zamenjana s preprosto Fourierovo enačbo prevajanja toplote, ki pa je v svoji izvorni obliki veljavna le za prevajanje toplote po trdni neporozni snovi.

Razlika med opazovanima numeričnima modeloma pa ni zgolj v fizikalnem ozadju osnovnega sistema enačb, ki ga rešujeta. Pomembne razlike so tudi v privzetih geometrijskih karakteristikah numeričnih modelov. Medtem ko je bil s programom *MoistureHeat2* pripravljen dvodimenzionalni model na sliki 3.8b, sta Ichikawa in England Khanov eksperiment simulirala z enodimenzionalnim modelom dolžine $L = 34 \text{ cm}$ in paronepropustnima koncema, kjer sta modelirala le betonski del preizkušanca. Ker sta s tem zanemarila, kot so pokazale naše analize, precej pomemben vpliv hitrejšega prevajanja toplote skozi jekleno obodno steno in s tem vpliv prenosa toplote v radialni smeri vzorca, sta svojo 1D rešitev kasneje prilagodila dejanskemu 2D problemu z vpeljavo nekoliko modificirane enačbe toplotne prevodnosti betona. Slednjo sta določila z numeričnim eksperimentiranjem, in sicer tako da so se njuni numerični rezultati čim bolj približali eksperimentalnim. Ker smo sprva pomislili, da je boljše ujemanje eksperimentalnih in naših numeričnih rezultatov, ki ga opazimo na sliki 3.9, posledica tudi naše izbire natančnejših geometrijskih karakteristik (slika 3.8b), smo s programom *MoistureHeat2* izvedli še

(a) Temperatura T [$^{\circ}\text{C}$](b) Porni tlak P_{pore} [MPa](c) Gostota vodna pare $\tilde{\rho}_V$ [kg/m^3]

Slika 3.9: Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Prikaz krajevne razporeditve: (a) temperature T (v $^{\circ}\text{C}$), (b) pornih tlakov P_{pore} (v MPa) in (c) vsebnosti vodne pare na enoto volumna plinske mešanice (v kg/m^3) po prečnem prerezu cevi za izbrane čase.

Figure 3.9: Khan's simulation of an accident in a reactor vessel. The time and space distributions of: (a) temperature T (in $^{\circ}\text{C}$), (b) pore pressures P_{pore} (in MPa), and (c) water vapour contents per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$ (in kg/m^3) over the concrete core–steel wall cross–section.



Slika 3.10: Khanova simulacija nesreče v jedrskem reaktorju. Primerjava eksperimentalno in numerično določene: (a) krajevne porazdelitve pornih tlakov po prerezu cevi pri različnih časih in (b) krivulje pornih tlakov v odvisnosti od temperature za merilna mesta od 1 do 5.

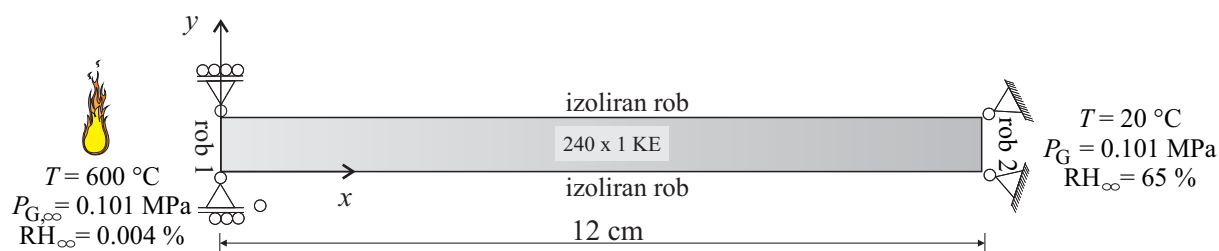
Figure 3.10: Khan's simulation of an accident in a reactor vessel. A comparison between experimentally and numerically determined: (a) space distribution of pore pressures at various times and (b) pressure-temperature relationships for the measuring points 1–5.

dotatno numerično analizo, v kateri smo uporabili 1D geometrijske karakteristike in modificirane enačbe toplotne prevodnosti betona skladno s predlogom Ichikawe in Englanda. Vendarle pa večjih vplivov opisane spremembe modela na rezultate analize nismo opazili. V nadaljevanju si oglejmo razlike med rezultati obeh numeričnih modelov nekoliko podrobneje. Še posebej dobro je razlika med modeloma razvidna iz začetnih naklonov krivulj na sliki 3.10b, ki prikazuje razvoj pornega tlaka v odvisnosti od temperature. Če opazujemo razvoj pornih tlakov na merilnih mestih 1–3 (pozicije merilnih mest so označene na sliki 3.8a), ki sta jih napovedala Ichikawa in England (2004), opazimo, da so ti za zgodnejše faze eksperimenta v splošnem precenjeni. V energijski enačbi numeričnega modela Ichikawe in Englanda sta poleg vpliva konvekcijskega toka (člen 'c' enačbe (2.4)) zanemarjena tudi vpliva faznih sprememb snovi (člena 'd' in 'e' enačbe (2.4)). Ta imata še posebej pomembno vlogo v najtoplejših predelih vzorca in v začetni fazi segrevanja, ko sta izparevanje vode in izločanje kemijsko vezane vode ter posledična disipacija energije še posebej hitra. Zato zaključimo, da so opažene previsoke vrednosti izračunanih pornih tlakov najverjetneje posledica precenjenih temperatur. Po drugi strani lahko iz slike 3.10a zaključimo, da so porni tlaki Ichikawe in Englanda (2004) za hladnejša območja betona podcenjeni bolj ali manj med celotnim časom opazovanja. Kot pokažejo numerične analize, je v teh območjih porast pornih tlakov večinoma posledica povečanega pritiska plinske zmesi, katere gostota se tu poveča zaradi dotokov plinske zmesi iz toplejših predelov vzorca. Ker pa pretoka plinske zmesi Ichikawa in England eksplicitno nista upoštevala, je tudi takšno odstopanje njunih rezultatov pričakovano.

3.1.3 Betonska plošča Kalife in sodelavcev

V tem poglavju analiziramo dve kvadratni betonski plošči dimenzij 30 cm x 30 cm in debeline 12 cm, ki so ju eksperimentalno raziskovali Kalifa in sodelavci (2000), kasneje pa so plošči numerično analizirali tudi Davie in sodelavci (2010). Prva plošča je iz betona običajne trdnosti (plošča OTB), druga pa iz betona visoke trdnosti (plošča VTB). Zgornja in spodnja površina plošč sta odprti in dovoljujeta toplotni in masni pretok, ob straneh pa sta plošči izolirani (tabela 3.5). Zgornjo površino plošč za 6 ur izposta-

vimo temperaturi 600 °C. Analizo primera izvedemo tudi s programom *MoistureHeat2*. Zaradi lažje primerjave numeričnih rezultatov upoštevamo tu vse novosti, ki so jih v letu 2010 za svoj model predstavili Davie in sodelavci z izjemo sprememb, s katerimi so raziskovalci v svojem modelu temperaturno-vlažnostni del analize povezali z mehanskim (upoštevane spremembe so opisane v poglavju 2.2.2.4). V numerični analizi prevedemo problem na enodimenzijski, kot prikazuje slika 3.11. Vhodne podatke (tabela 3.4) povzamemo po predlogu Davieja in sodelavcev (2010), ki so vrednosti začetnih pogojev in ključnih parametrov za ta primer privzeli v skladu s poročanjem Kalife in sodelavcev (2000), manjkajoče podatke pa so avtorji umerili s primerjavo svojih numeričnih rezultatov in rezultatov eksperimentov.



Slika 3.11: Betonska plošča Kalife in sodelavcev (2000). Shema numeričnega modela.
Figure 3.11: Concrete plate of Kalifa *et al.* (2000). Scheme of the numerical model.

Preglednica 3.4: Vhodni podatki za primer betonske plošče Kalife in sodelavcev.
Table 3.4: Initial conditions and material properties for the concrete slab of Kalifa *et al.*

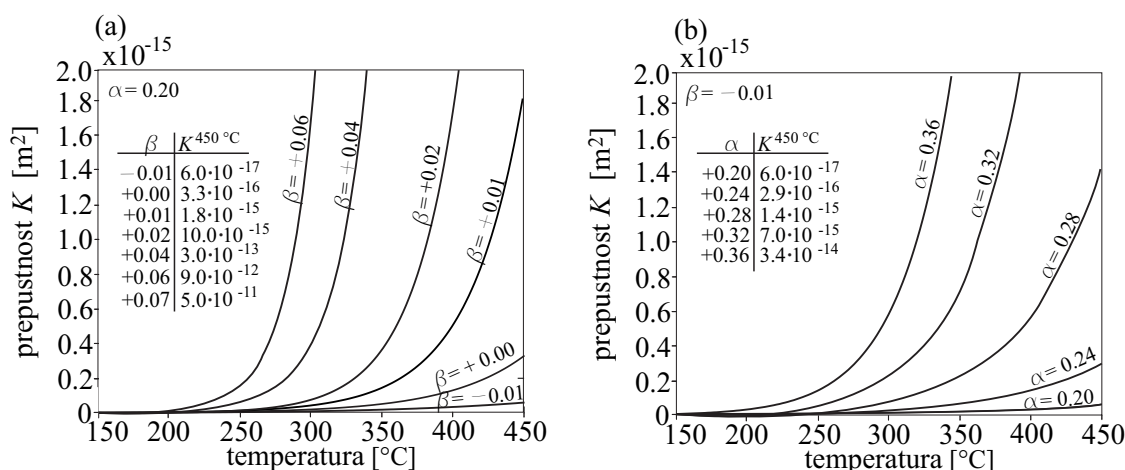
parameter	plošča OTB	plošča VTB
T^0	25 °C	25 °C
P_G^0	0.101325 MPa	0.101325 MPa
$\tilde{\rho}_V^0$	0.014525 kg/m ³ (RH ⁰ = 63%)	0.01778 kg/m ³ (RH ⁰ = 77%)
p_{or}^0	14.3 %	9.4 %
K^0	$1.2 \cdot 10^{-19}$ m ²	$5.0 \cdot 10^{-21}$ m ²
tlačna trdnost	35 MPa	92 MPa

Preglednica 3.5: Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Robni pogoji za numerični model.
Table 3.5: The concrete plate of Kailfa *et al.*. Boundary conditions for the numerical model.

	rob 1	rob 2	izoliran rob
T	$q_T = q_T (T_\infty = 600 \text{ }^\circ\text{C})$	$q_T = q_T (T_\infty = 20 \text{ }^\circ\text{C})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

3.1.3.1 Primerjava rezultatov z eksperimentalnimi rezultati Kalife in sodelavcev in numeričnimi rezultati Davieja in sodelavcev

V nadaljevanju za obravnavani primer najprej prikažemo primerjavo naših numeričnih rezultatov in eksperimentalnih rezultatov Kalife in sodelavcev (2000) ter numeričnih rezultatov Davieja in sodelavcev (2010). Ker sta bili v eksperimentih Kalife in sodelavcev (2000) plošči podprti tako, da so bili vzdolž njunih stranskih ploskev preprečeni pomiki v ravnini plošče, s tem pa močno ovirano tudi njuno temperaturno raztezanje, bodo napetosti zaradi oviranih temperaturnih deformacij v tem primeru nedvomno pomembneje vplivale na razvoj prepustnosti betona. S tem bodo ovirane temperaturne deformacije posredno vplivale tudi na pretok proste vode in plinske zmesi po porah obravnavane plošče. Numerični model za toplotno-vlažnostno analizo plošče, ki smo ga za potrebe tega primera implementirali v program *MoistureHeat2* (numerični model Davieja in sodelavcev, 2010, kjer $\omega = 0$), vplivov napetosti zaradi morebitne zunanje mehanske obtežbe elementa ali pa zaradi oviranosti njegovih temperaturnih deformacij ne upošteva. Tako pričakujemo, da bomo do realnih rezultatov prišli le s prilagoditvijo enačbe (2.41) oziroma enačbe (2.42), ki se v privzetem numeričnem modelu uporablja za izračun časovno odvisne prepustnosti betona.



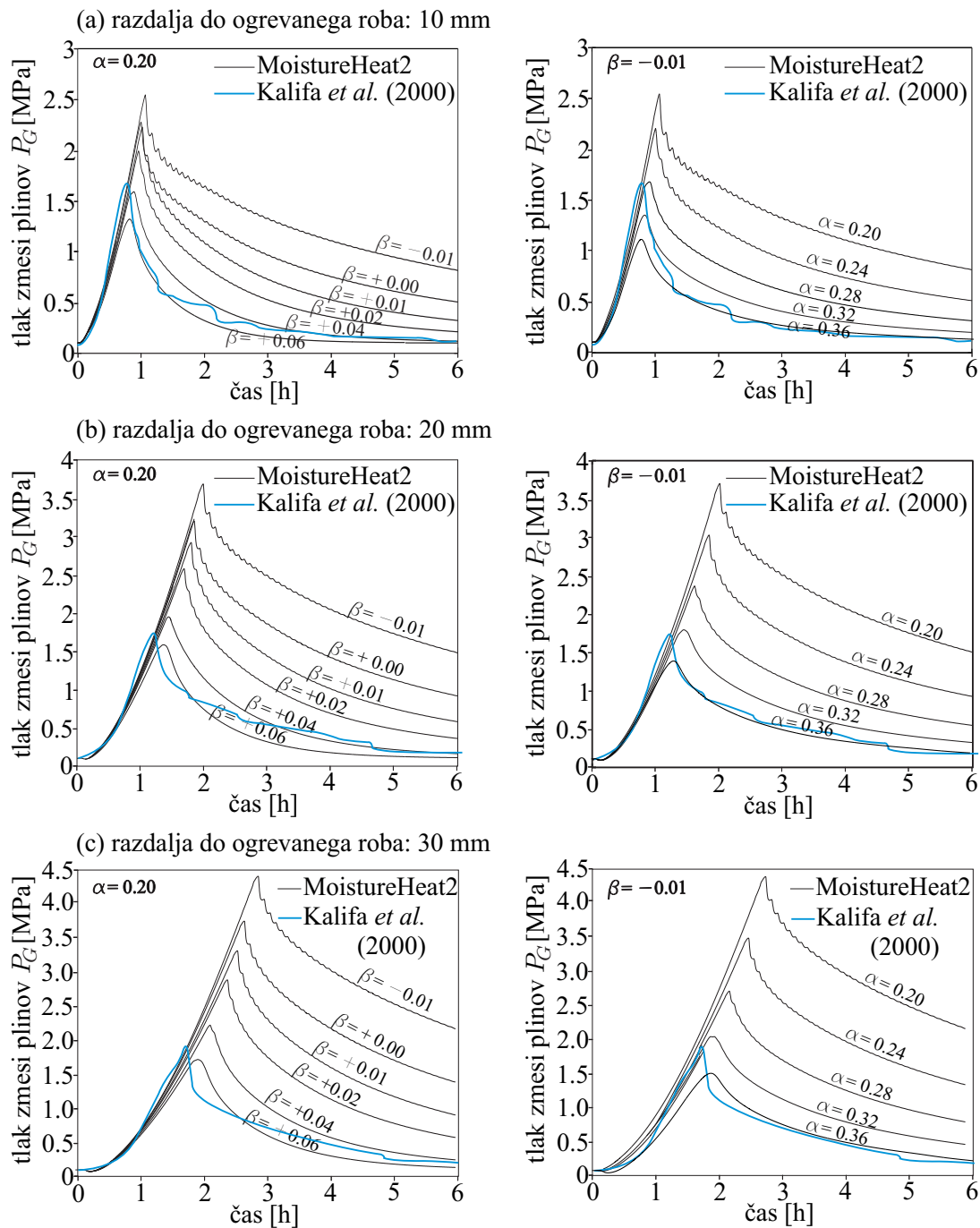
Slika 3.12: Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Graf funkcije prepustnosti K za različne vrednosti parametrov α in β .

Figure 3.12: Concrete plate of Kalifa *et al.*. Graphs of the permeability function K for different parameters α and β .

Modificirano obliko enačbe (2.42) zapišemo najprej z nastavkom:

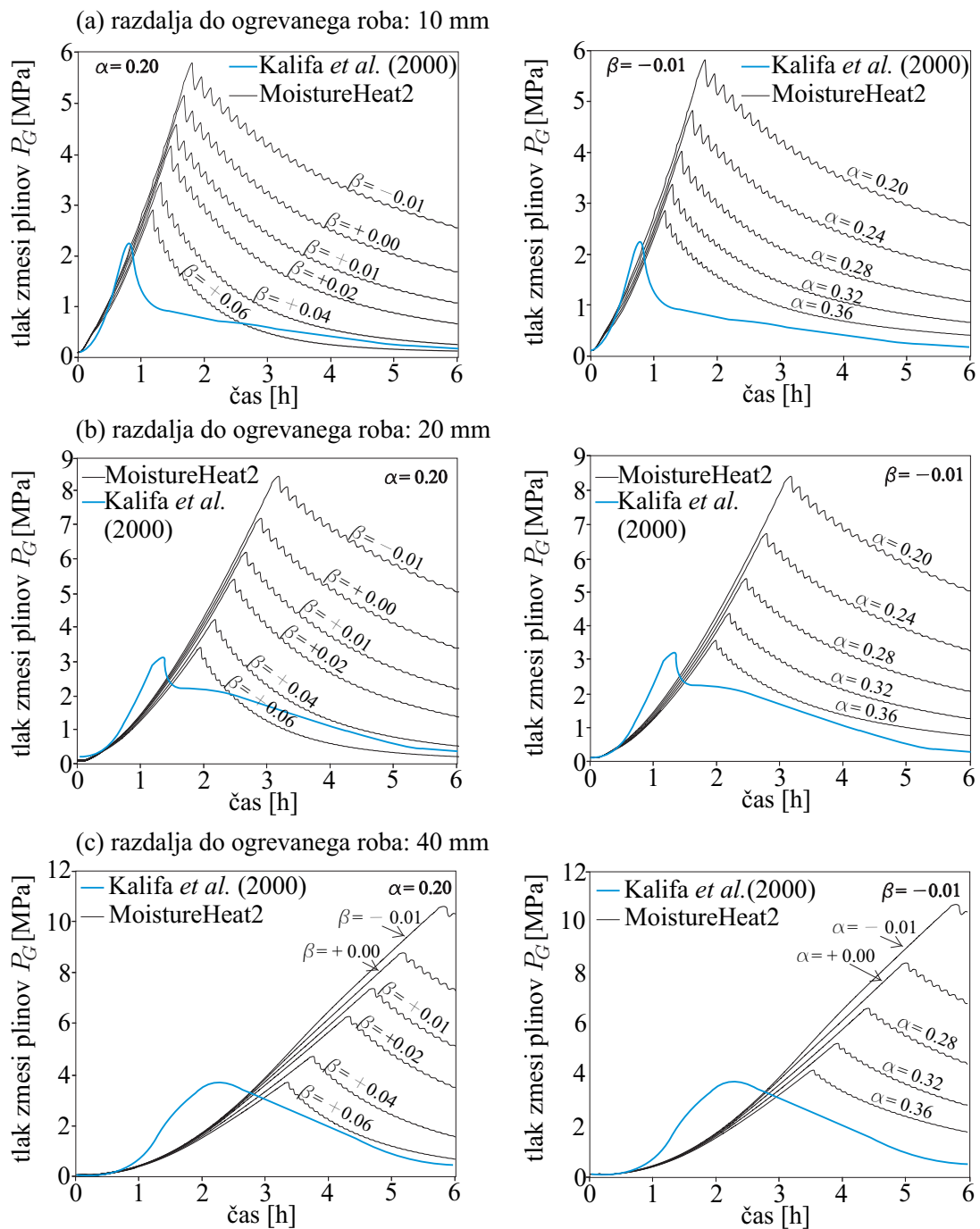
$$\chi = \alpha\theta + \beta\theta^2, \quad (3.1)$$

nato pa s parametrično študijo, v kateri parametra α in β postopno spreminjamo, za obravnavani primer poiščemo njeno najustreznejšo obliko. Parameter θ pri tem določimo z enačbo (2.43). Najustreznejšo obliko funkcije (3.1) izberemo tako, da se naši numerični rezultati eksperimentalnim rezultatom Kalife in sodelavcev (2000) čim bolj prilegajo, in sicer za vsako izmed obravnavanih plošč (OTB in VTB) posebej. Grafi funkcij prepustnosti betona za različne testirane oblike enačbe (3.1) oziroma različne preizkušane vrednosti parametrov α in β prikazujemo na sliki 3.12, ustrezne diagrame tlaka zmesi plinov P_G za tri razdalje do ogrevanega roba ($x = 1$ cm, $x = 2$ cm in $x = 3$ cm) za preizkušani plošči pa na



Slika 3.13: Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Razvoj tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa za primer plošče iz betona običajne trdnosti za različne funkcije prepustnosti betona K .

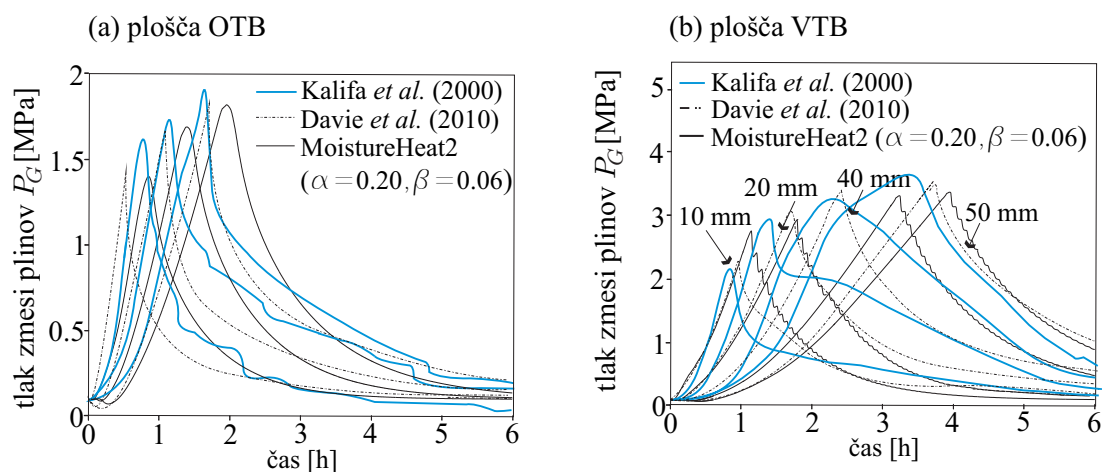
Figure 3.13: Concrete plate of Kalifa *et al.*. Distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time for the treated normal strength concrete plate (OTB plate) for different concrete permeability functions K .



Slika 3.14: Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Razvoj tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa za primer plošče iz betona visoke trdnosti za različne funkcije prepustnosti betona K .

Figure 3.14: Concrete plate of Kalifa *et al.*. Distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time for the treated high strength concrete plate for different concrete permeability functions K .

slikah 3.13 in 3.14. Iz diagramov opazimo, da se v obeh primerih, torej tako v primeru OTB kot v primeru VTB, naši numerični izračuni eksperimentalnim podatkom najboljše prilegajo, če za parametra α in β izberemo vrednosti 0.2 in 0.06. Primerjava eksperimentalnih rezultatov in naših numeričnih rezultatov pri izbranih vrednostih parametrov $\alpha = 0.2$ in $\beta = 0.06$ je v nekoliko povečanem merilu predstavljena tudi na sliki 3.15. Tu je prav tako dodana še primerjava z numeričnimi rezultati, ki so jih s svojim modificiranim modelom izračunali Davie in sodelavci (2010). Iz primerjave zaključimo, da je ujemanje numeričnih in eksperimentalnih rezultatov za oba opazovana numerična modela razmeroma dobro, je pa ujemanje rezultatov Davieja in sodelavcev (2010) nekoliko boljše. Ker so Davie in sodelavci vpliv napetosti zaradi oviranih temperaturnih deformacij v svojem modelu upoštevali neposredno s povezavo toplotno-vlažnostne in mehanske faze požarne analize, v programu *MoistureHeat2* pa smo te vplive upoštevali le preko modificirane enačbe prepustnosti betona (3.1), je tak zaključek pričakovan. Z uporabo nekoliko drugačnega nastavka (3.1) bi naše rezultate rezultatom Davieja in sodelavcev (2010) najverjetneje lahko približali še bolj, vendar pa problematika določanja ustrezne enačbe za izračun funkcije prepustnosti betona ni tema te doktorske naloge, zato se temu na tem mestu odpovemo.



Slika 3.15: Betonska plošča Kalife in sodelavcev. Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov razvoja tlakov zmesi plinov P_G v odvisnosti od časa.

Figure 3.15: Concrete plate of Kalifa *et al.*. A comparison of distribution of pressures of gaseous mixture P_G in dependence on time.

V nadaljevanju povzamemo še nekaj komentarjev, s katerimi so razlike med numeričnimi in eksperimentalnimi rezultati primera pojasnili Davie in sodelavci (2010). Iz slike 3.15a opazimo, da numerično določene krivulje znotraj celotnega časovnega območja 6 ur razvoj tlakov P_G za ploščo iz betona običajne trdnosti (plošča OTB) opisujejo zelo dobro, in sicer tako v kvalitativnem kot kvantitativnem smislu. Nekoliko opaznejša je za ta primer razlika med numeričnimi in eksperimentalnimi rezultati za globino plošče 10mm, kjer je numerično določen vrh krivulje nekoliko podcenjen. Razlike med rezultati se sicer tu pojavljajo še v smislu odstopanj v časih doseženih maksimumov opazovanih tlakov, ki pa so majhna. Nasprotno je odstopanje med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati v primeru plošče iz visokotrdnega betona (plošča VTB) nekoliko večje. Medtem ko lahko z numeričnim modelom razmeroma dobro opišemo velikost pornih tlakov, ki se v plošči VTB razvijejo med njenim segrevanjem, pa je trenutek njihovega doseženega maksimuma veliko težje določljiv. Nekaj več težav je tudi z določanjem pravilne oblike opazovanih krivulj. Medtem ko so bili zašiljeni vrhovi krivulj pravilno napovedani v primeru plošče OTB, se takšna napovedana oblika vrhov za ploščo VTB z eksperimentalnimi meritvami

ne sklada (vrhovi so v resnici precej zaobljeni).

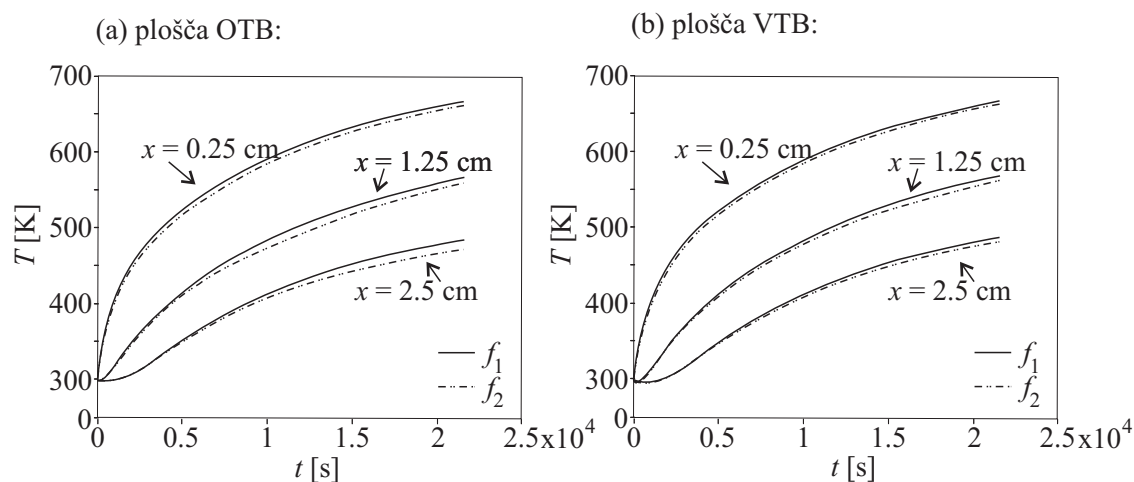
V zvezi z navedenimi odstopanji rezultatov za plošči OTB in VTB so Davie in sodelavci (2010) ponudili več možnih razlag. Kot prvega izmed možnih vzrokov so raziskovalci navedli difuzijski faktor D_{if} , ki ga v izračunih določimo z enačbo (2.8). Ta ima v primeru plošče OTB, kot so pokazale parametrične študije, pomembnejšo vlogo na obliko opazovanih krivulj, žal pa vpliv difuzije in njeno spreminjanje s temperaturo do danes še nista zadostno raziskana in ju zato v numeričnih analizah ne moremo upoštevati natančno. Vpliv difuzijskega koeficienta D_{if} je bil kot potencialno možen vzrok za odstopanje rezultatov raziskan tudi v primeru plošče VTB, vendar pa je bil njegov prispevek k obliki in magnitudi opazovanih krivulj v tem primeru neopazen. Glede na visoke tlake, ki se med segrevanjem razvijejo v porah plošče VTB, je tokrat pri transportu tekočin v betonu najverjetneje vpliv tlačnih razlik dominanten že od samega začetka segrevanja, zato je taka ugotovitev sicer tudi pričakovana. Dodatno so Davie in sodelavci (2010) izpostavili še, da je odstopanje rezultatov pri plošči VTB lahko tudi posledica s strani raziskovalcev predlaganih modificiranih sorpcijskih krivulj (enačba (2.32)). Ne glede na povedano pa raziskovalci za odstopanja rezultatov pri ploščah OTB in VTB ne izključujejo tudi možnosti, da je vzrok za ugotovljena odstopanja skrit že v sistemu osnovnih enačb matematičnega modela, ki ga predlagajo, oziroma njegovih konstitucijskih zvezah. Te sicer sledijo vsem najnovejšim ugotovitvam s področja raziskav obnašanja betonskih konstrukcij med požarom. Ker pa je to znanstveno področje danes še v razvojni fazi, pa je možnost, da zapisane osnovne enačbe problema izključujejo kakšen termodinamični pojav, ki ga do danes raziskovalci še niso odkrili, kljub vsemu precej verjetna. Glede na rezultate obravnavanih plošč zaključimo, da je to še toliko bolj verjetno, kadar govorimo o betonih visokih trdnosti.

Poleg razmeroma dobrega ujemanja numeričnih in eksperimentalnih rezultatov v bližini območja maksimalnega pornega tlaka Davie in sodelavci (2010) posebej izpostavljajo še zelo dobro ujemanje eksperimentalnih in numeričnih rezultatov v poznejših fazah eksperimenta (časovno območje po doseženem $P_{G,max}$). Glede na to, da je večina drugih raziskovalcev (na primer Dwaikat in Kodur, 2009, Mounajed in Obeid, 2004, Witek in sodelavci, 2007 in drugi) v svojih poročilih za to območje običajno poročala o bistveno prepočasni numerično določeni disipaciji pornih tlakov, vzroki za to pa so ostajali nepojasneni zelo dolgo, je takšno ujemanje rezultatov izrednega pomena. Še pomembnejša pa je ugotovitev (Davie in sodelavci, 2010), da pride do razhajanja eksperimentalnih in numeričnih rezultatov v tem območju sicer vedno, kadar v numerični analizi vpliv napetostno-deformacijskega stanja analiziranega betonskega elementa v izračunih prepustnosti betona ni upoštevan pravilno, oziroma ta sploh ni upoštevan.

3.1.3.2 Vpliv izbrane funkcije prepustnosti betona na časovno in krajevno razporeditev temperatur

Pri obravnavanju primera plošče Kalife in sodelavcev (2000) smo si doslej ogledali, kako izbira funkcije prepustnosti betona vpliva na časovno in krajevno razporeditev pornih tlakov v plošči. Za konec na kratko preverimo še, kako izbira funkcije prepustnosti vpliva na razvoj in razporeditev temperatur. Časovni razvoj temperatur na treh različnih globinah obravnavanih plošč $x = 0.25$ cm, $x = 1.25$ cm in $x = 2.5$ cm za dve izbrani funkciji prepustnosti prikazujemo na sliki 3.16. Tu so primerjani rezultati za funkcijo prepustnosti s parametroma $\alpha = 0.20$ in $\beta = -0.01$ (označimo jo f_1) in funkcijo prepustnosti s parametroma $\alpha = 0.20$ in $\beta = 0.06$ (označimo jo f_2). Že na prvi pogled opazimo, da smer in hitrost tokov zmesi vodne pare in zraka ter proste vode v betonu, ki jih funkcija prepustnosti določa, na razvoj temperatur opazneje ne vplivajo. Zaključimo lahko, da imajo prepustnost betona in vplivi, ki pri povišanih temperaturah povzročijo njeno spreminjanje, v požarni analizi betonskih elementov pomembno vlogo, kadar na mehanski odziv konstrukcije vplivajo tudi porni tlaki (še posebej, kadar ti povzročijo luščenje betona). Kadar pa lahko vpliv pornega tlaka na mehanski odziv konstrukcije zanemarimo in je za mehan-

ska analizo konstrukcije pomembna le pravilna določitev temperatur, pa natančno določevanje funkcije prepustnosti betona ni potrebno. Ker v vseh toplotno-vlažnostnih analizah, ki jih prikažemo v tej doktorski nalogi (z izjemo zadnjega primera), predpostavljamo, da je vpliv pornih tlakov na mehanski odziv obravnavanih elementov zanemarljiv, se z izbiro najustreznejše funkcije prepustnosti ne ukvarjamo. V teh analizah določimo prepustnost betona z enačbo (2.21), ki je v programu *MoistureHeat2* tudi privzeta nastavitev in ki jo uporabljajo tudi Tenchev in sodelavci (2001) oziroma Davie in sodelavci (2006). Nekoliko pozorneje pa funkcijo prepustnosti izberemo v zadnjem primeru doktorske disertacije, kjer raziščemo tudi posledice luščenja betona na mehanski odziv izbranega nosilca. Za skupino večfaznih numeričnih modelov za požarne analize betonskih konstrukcij, kamor sodi tudi predlagani numerični model programa *MoistureHeat2*, popolnoma ustrezna enačba za izračun prepustnosti betona, ki bi poleg temperaturnih vključevala tudi vse mehanske vplive (vpliv zunanje mehanske obtežbe in vplive oviranih temperaturnih deformacij), do danes v literaturi še ni bila predstavljena. Vendarle pa sta se razvoju takšne funkcije zelo približala Dwaikat in Kodur (2010), zato v zadnjem primeru disertacije uporabimo njun predlog. Problem predloga Dwaikata in Kodurja (2010) je sicer v tem, da z njuno empirično določeno funkcijo prepustnosti ne moremo eksplicitno zasledovati vpliva oviranih temperaturnih deformacij. Ker sta poleg tega raziskovalca veljavnost svojega modela eksperimentalno preverila samo na primeru prostoležečega nosilca, ostaja vsestranska uporabnost njunega predloga za različne tipe betonskih in kompozitnih betonskih konstrukcij ter različne robne pogoje zaenkrat še neraziskana in nepotrjena.



Slika 3.16: Betonska plošča Kalifa in sodelavcev. Primerjava časovnega razvoja temperatur za dve opazovani funkciji prepustnosti f_1 in f_2 .

Figure 3.16: Concrete plate of Kalifa *et al.* A comparison of temperature development over time for two permeability functions f_1 and f_2 .

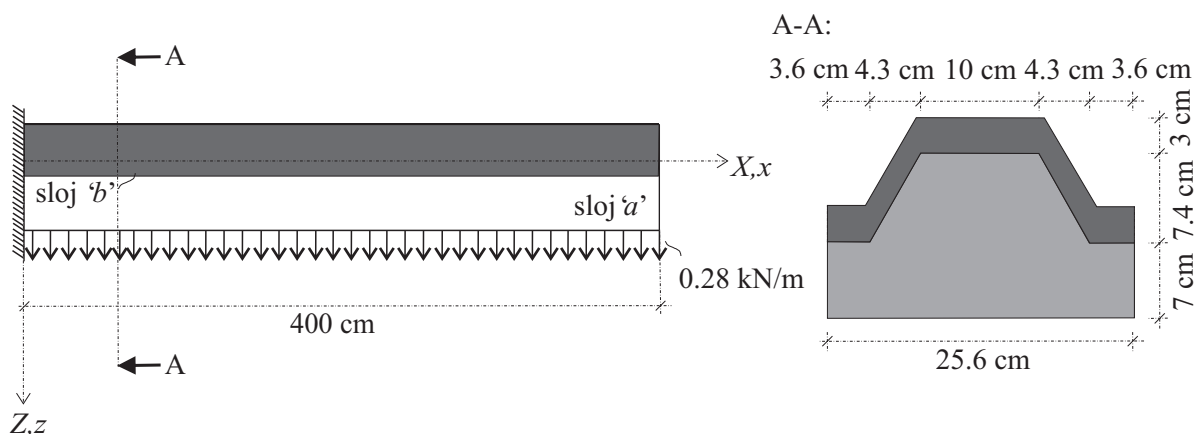
3.2 Preverba ustreznosti numeričnega modela mehanske faze požarne analize

Poglavje 3.2 pričnemo s kratko mehansko analizo dvoslojnega kompozitnega konzolnega nosilca pri sobni temperaturi. Analizo primera namenimo preverbi učinkovitosti in natančnosti numeričnega modela za mehansko požarno analizo kompozitnih konstrukcij, ki smo ga predstavili v poglavju 2.3. Kot

smo omenili v poglavju 2.3, smo predlagani model integrirali v program `CompositeBeam` pripravljen v programskem okolju `MatLab`, zato z analizo obravnavanega kompozitnega nosilca preverimo tudi ustreznost v programu uporabljenih numeričnih algoritmov. Opisano preverjanje in vrednotenje modela izvedemo s primerjavo naših numeričnih rezultatov z rezultati analognega 3D numeričnega modela, ki ga pripravimo s komercialnim računalniškim programom LUSAS.

Preostali del poglavja 3.2 namenimo vrednotenju ustreznosti predlaganega matematičnega modela mehanske faze požarne analize, kjer naše numerične rezultate primerjamo z dostopnimi eksperimentalnimi rezultati iz literature. Pri tem posvetimo posebno pozornost nosilcem, kjer pride vzdolž stika do vzdolžnega in prečnega drsenja med slojema, kot na primer pri bočno ojačanih nosilcih (slika 2.8b), in pa nosilcem, kjer lahko vzdolž stika sloja drsita v vzdolžni smeri in se razmikata (sliki 2.8a in 2.8c). Ker poročil o eksperimentalnem raziskovanju bočno ojačanih nosilcev pri povišanih temperaturah v dostopni literaturi nismo našli, ovrednotimo ustreznost numeričnega modela za primere tovrstnih nosilcev na primeru Sujevega bočno ojačanega nosilca pri sobni temperaturi (Su in sodelavci, 2010). Vrednotenje modela s primerjavo z rezultati eksperimenta pri sobni temperaturi sicer onemogoča vrednotenje materialnih modelov jekla in betona (to je vrednotenje modelov utrjevanja materiala, viskoznih deformacij jekla ter deformacij lezenja in prehodnih deformacij betona), vendar pa smo se o ustreznosti teh materialnih modelov na Katedri za mehaniko na UL FGG prepričali že večkrat (na primer Bratina in sodelavci, 2005, Hozjan in sodelavci, 2011). Ustreznost materialnih modelov preverimo sicer dodatno v poglavju 3.2.3, kjer predlagani matematični model ovrednotimo še za primer skupine natezno ojačanih nosilcev. Tu analiziramo sovprežno ploščo iz betona in jekla, ki sta jo tako pri sobni temperaturi kot pri požaru raziskovala Guo in Bailey (2011).

3.2.1 Elastični konzolni dvoslojni kompozitni nosilec pri sobni temperaturi



Slika 3.17: Elastični konzolni dvoslojni kompozitni nosilec pri sobni temperaturi. Geometrijske karakteristike problema.

Figure 3.17: Elastic two-layered cantilever beam at ambient temperatures. Geometric characteristics of the problem.

Namen poglavja je preverba ustreznosti predlaganega matematičnega modela mehanske faze požarne analize, ki smo ga predstavili v poglavju 2.3. Obravnavamo preprost primer elastičnega dvoslojnega konzolnega nosilca pri sobni temperaturi, kot ga prikazuje slika 3.17. Za elastični modul sloja 'a' izberemo vrednost $E_{c,20}^a = 3.1 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$, za elastični modul sloja 'b' pa vrednost $E_{s,20}^b = 2.1 \cdot 10^4$

kN/cm^2 . Oba sloja sta na levem koncu konzolno vpeta. Preverjanje rezultatov, ki jih s predlaganim modelom izračunamo v programu *CompositeBeam*, izvedemo z izčrpnjšo primerjavo z rezultati analognega 3D numeričnega modela, ki ga pripravimo s komercialnim računalniškim programom LUSAS.

Preglednica 3.6: Elastični dvoslojni konzolni nosilec pri sobni temperaturi. Primerjava numeričnih rezultatov: (a) 3D numeričnega modela pripravljenega v komercialnem računalniškem programu LUSAS in (b) linijskega numeričnega modela programa *CompositeBeam*.

Table 3.6: Elastic two-layered cantilever beam at ambient temperatures. A comparison between numerical results of: (a) a 3D solid LUSAS numerical model and (b) the present numerical model.

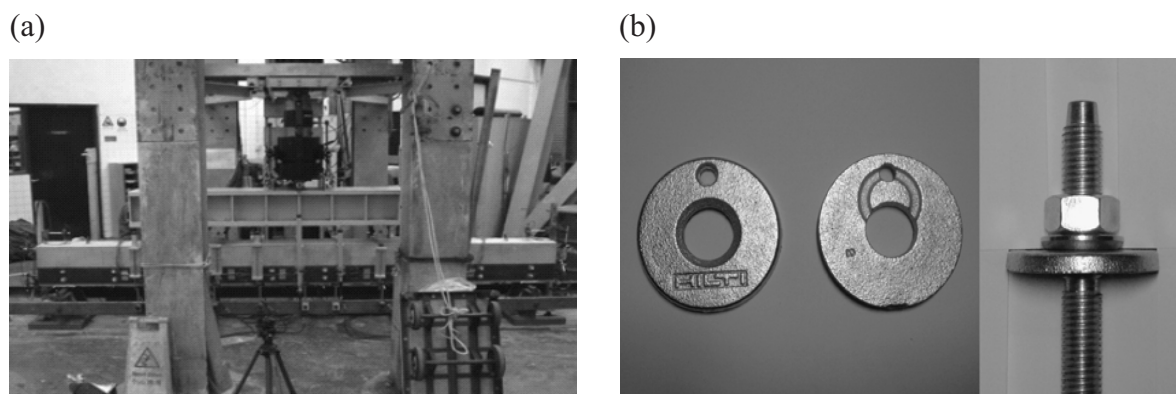
x [cm]	$u^a - u^b$ [10^{-2} mm]		$w^a - w^b$ [10^{-2} mm]		N^a [kN]		N^b [kN]		Q^a [kN]		Q^b [kN]	
	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)
0	0	0	0	0	-11.4	-11.3	11.4	11.3	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1
50	1.8	1.8	1.2	1.2	-10.9	-10.8	10.9	10.8	-0.8	-0.8	-1.1	-1.1
100	3.0	2.9	2.9	2.9	-9.8	-9.7	9.8	9.7	-0.6	-0.6	-1.0	-1.0
150	3.6	3.5	3.9	3.9	-8.2	-8.1	8.2	8.1	-0.5	-0.5	-0.9	-0.9
200	3.8	3.7	4.3	4.3	-6.5	-6.4	6.5	6.4	-0.4	-0.4	-0.7	-0.7
250	3.8	3.7	4.3	4.3	-4.8	-4.7	4.8	4.7	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5
300	3.6	3.6	3.9	3.9	-3.1	-3.1	3.1	3.1	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
350	3.4	3.4	3.1	3.1	-1.5	-1.5	1.5	1.5	-0.2	-0.2	-0.1	-0.1
400	3.3	3.3	1.9	1.9	0	0	0	0	0	0	0	0

Primerjavo opazovanih numeričnih rezultatov prikazuje tabela 3.6. S pomočjo tabele zaključimo, da je ujemanje primerjanih rezultatov zelo dobro, kar potrjuje učinkovitost in natančnost vpeljanega numeričnega modela ter ustreznost uporabljenih numeričnih algoritmov.

3.2.2 Sujev bočno ojačani prostoležeči nosilec pri sobni temperaturi

Obravnavamo prostoležeči armiranobetonski nosilec z razponom $L = 360$ cm ojačan z dvema simeetrično privijačenima bočnima ojačitvama. Mehansko obremenitev nosilca predstavljata točkovni sili P s prijemališčema 60 cm levo oziroma desno od sredine razpona nosilca. Opisani nosilec so eksperimentalno preskušali Su in sodelavci (2010) (slika 3.18), kasneje pa sta ga numerično analizirala še Siu in Su (2011). Rezultate Suja in sodelavcev uporabimo za vrednotenje ustreznosti predlaganega matematičnega modela mehanske faze požarne analize za primere bočno ojačanih nosilcev. Specifičnost tovrstnih nosilcev je v tem, da se sloja nosilca med deformiranjem medsebojno zamakneta v prečni in v vzdolžni smeri.

Cilj Suja in sodelavcev (2010) je bil oceniti vpliv geometrijskih karakteristik ojačitev in karakteristik stika med ojačitvijo in nosilcem na mehansko obnašanje izbranega upogibnega armiranobetonskega nosilca, zato so bile v eksperimentih preverjene različne možnosti njegovega bočnega ojačanja. S programom *CompositeBeam* numerično analiziramo tri izmed preverjenih možnosti, ki so jih raziskovalci označili z oznakami: SBWP (ang. 'strong bolts-weak plate'), WBSP (ang. 'weak bolts-strong plate') in WBWP (ang. 'weak bolts-weak plate'). Izbrani bočno ojačani nosilci SBWP, WBSP in WBWP in njihovi prečni prerezi so prikazani na slikah 3.19a–3.19e, na sliki 3.19f pa sta prikazana še mehanski odziv tipičnega stika z dvema vijakoma (tip vijaka enak kot v eksperimentih Suja in sodelavcev) pri standardnem strižnem preizkusu ter njegova odsekoma linearna modifikacija, ki jo uporabimo v numeričnem izračunu s programom *CompositeBeam*.



Slika 3.18: Sujev bočno ojačani nosilec. (a) Preskušavec pred testiranjem. (b) Vezna sredstva uporabljena v eksperimentih. (Su in sodelavci, 2010)

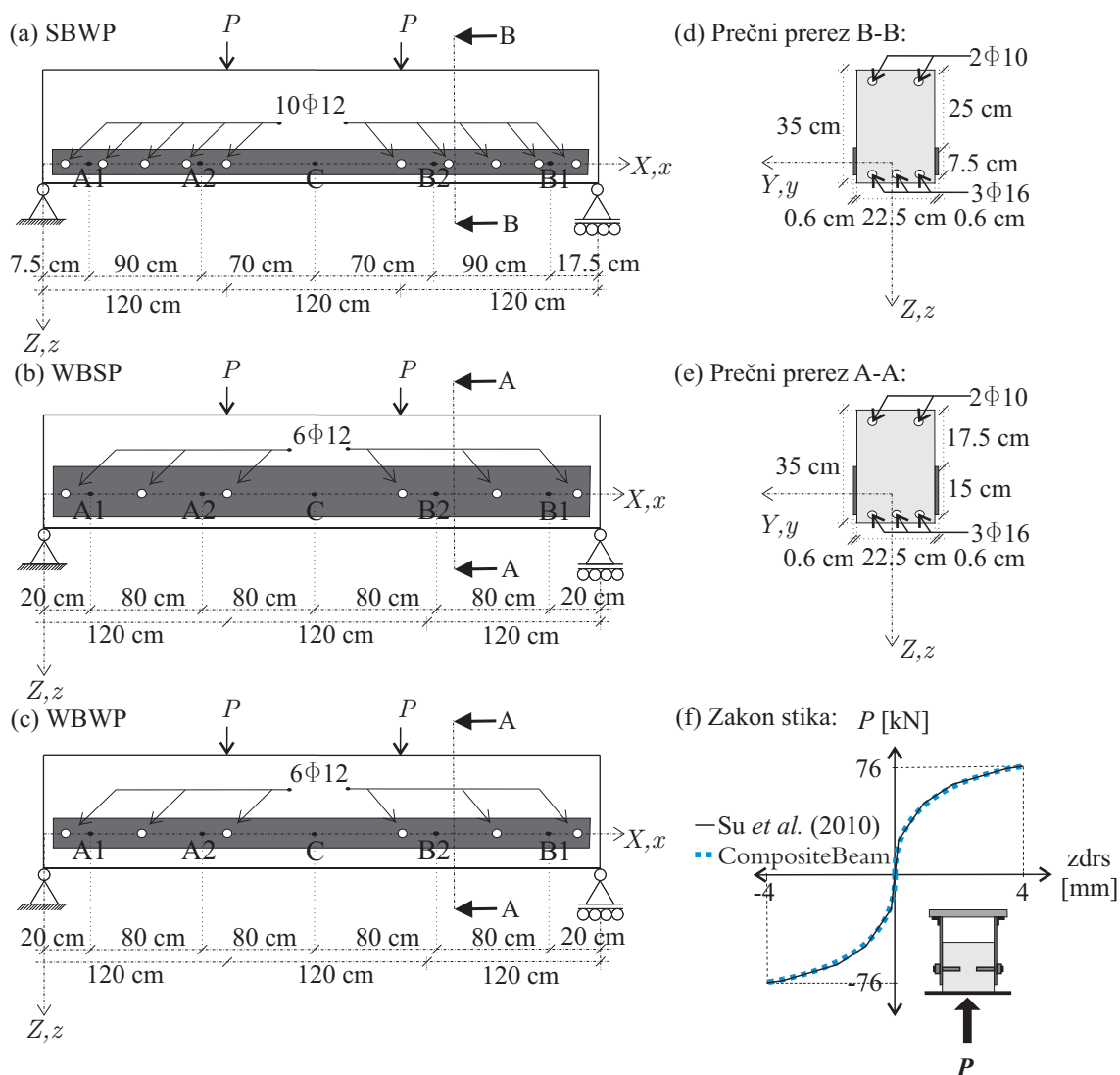
Figure 3.18: Side-plated RC beam of Su *et al.*. (a) Test setup. (b) A typical bolt set as used in experimental testings. (Su *et al.*, 2010)

Materialni podatki za beton so naslednji: trdnost betona je $f_{c,20} = -3.43 \text{ kN/cm}^2$, sekantni elastični modul betona je $E_{c,20} = 3250 \text{ kN/cm}^2$, deformacija betona na meji tlačne trdnosti betona je $D_{\sigma,c1,20} = -2.00\%$, porušna deformacija betona pa $D_{\sigma,cu,20} = -3.50\%$. Za jeklo bočnih ojačitev veljajo nadalje naslednji podatki: meja tečenja jekla je $f_{y,20} = \pm 33.5 \text{ kN/cm}^2$, elastični modul jekla je $E_{s,20} = 21200 \text{ kN/cm}^2$, deformacija jekla na meji tečenja $D_{\sigma,y,20} = \pm 1.58\%$ in deformacija jekla pri maksimalni napetosti je $D_{\sigma,t} = \pm 20.00\%$. Za jeklo armaturnih palic pa velja: meja tečenja $f_{y,20} = \pm 33.5 \text{ kN/cm}^2$, elastični modul $E_{s,20} = 21200 \text{ kN/cm}^2$, deformacija na meji tečenja $D_{\sigma,y} = \pm 1.58\%$ in deformacija jekla pri maksimalni napetosti $D_{\sigma,t} = \pm 20.00\%$. V računski analizi privzamemo, da je deformacija jekla pri maksimalni napetosti enaka porušni deformaciji $D_{\sigma,u} = D_{\sigma,t}$.

Primerjava eksperimentalnih rezultatov Suja in sodelavcev (2010), numeričnih rezultatov Siuja in Suja (Siu and Su, 2011) ter numeričnih rezultatov programa *CompositeBeam* je prikazana na slikah 3.20 in 3.21. Opazujemo najprej obliko eksperimentalnih in naših numerično določenih obtežno-deformacijskih krivulj na sliki 3.20. Že na prvi pogled je jasno, da se rezultati ujemajo dobro, na zelo natančno ujemanje pa pokažejo tudi nekoliko podrobnejše analize. Tako na primer ugotovimo, da se v numeričnih analizah porušni mehanizem nosilcev WBSP in WBWP sproži zaradi porušitve najbolj obremenjenih vijakov, to je vijakov v neposredni bližini podpor, v primeru nosilca SBWP (z nekoliko šibkejšo ojačitvijo a močnejšim stikom) pa je porušitev sprožena zaradi materialne nestabilnosti najbolj obremenjenega prečnega prereza armiranobetonskega nosilca. Vse tri opisane simulacije načina porušitve nosilcev se ujemajo z opažanji Suja in sodelavcev (2010). Z njihovimi navedbami se skladajo tudi računsko določene maksimalne nosilnosti preskušancev, kjer je velikost napake med 0.7% in 1%. Dobro sta očitno simulirani tudi togost in duktilnost opazovanega mehanskega odziva nosilcev, zelo natančno pa se ujemajo tudi prevojnne točke obtežno-deformacijskih poti, ki odgovarjajo trenutku plastifikacije spodnje armature nosilca (tudi tu je velikost napake majhna, in sicer med -1.5% in 3.2%).

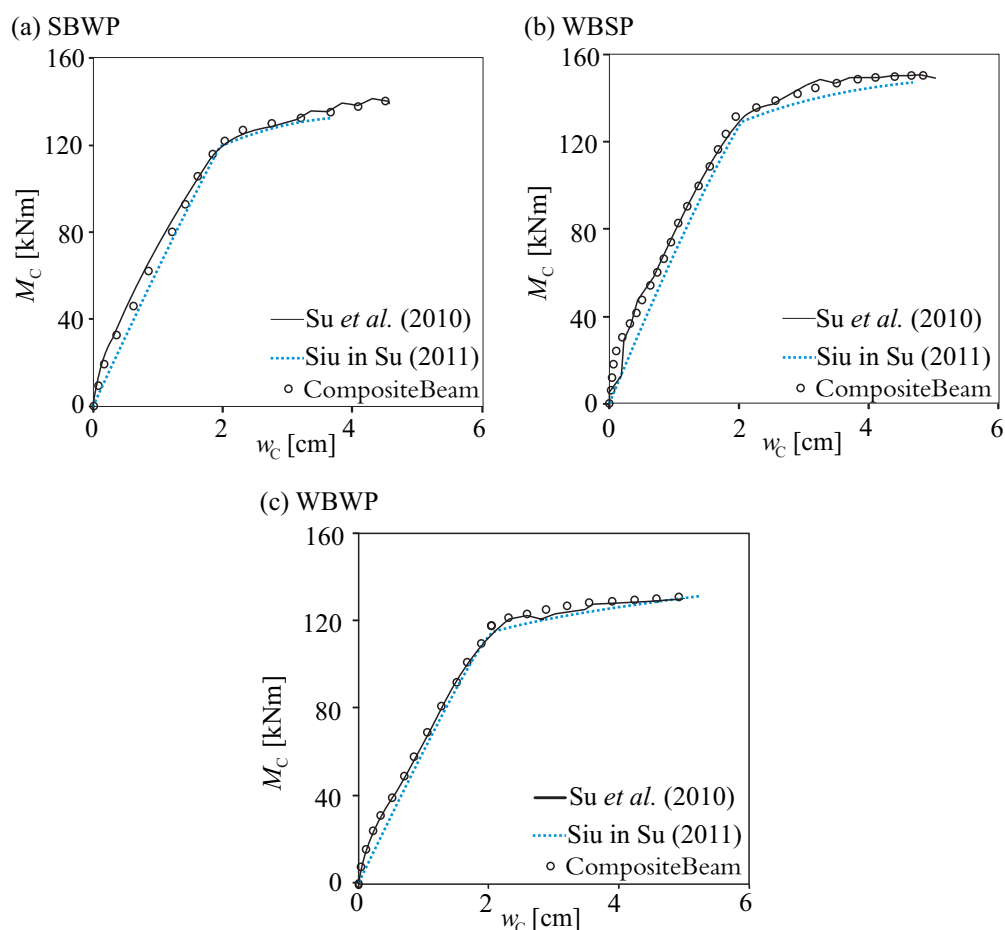
Razlika med numeričnimi rezultati programa *CompositeBeam* in numeričnimi rezultati Siuja in Suja (2011) je nekoliko večja in najverjetneje izvira iz razlik med materialnima diagramoma betona, ki ju modela uporabljata. Medtem ko Siu in Su (2011) uporabljata konstitucijski diagram betona, v katerem ostaja napetost po že doseženi maksimalni nosilnosti ves čas konstantna (torej $\sigma_c^a = f_{c,20}$, če $D_{c,\sigma}^a > D_{\sigma,c1,20}$), uporablja program *CompositeBeam* pri sobni temperaturi materialni diagram skladno s predlogom

Desayija in Krishnana (1964). Slednji v območju presežene deformacije na meji nosilnosti betona ($D_{c,\sigma} > D_{\sigma,c1,20}$) predpiše postopno upadanje napetosti pri naraščajoči deformaciji, a pri tem upošteva ugoden vpliv prečne armature nosilca oziroma stremen (ugoden vpliv na duktilnost in s tem položnejši padajoči del materialnega diagrama). Posledica opisane razlike med izbranimi materialnima modeloma so še posebej opazne v primeru krivulje nosilca SBWP na sliki 3.20a, kjer s primerjavo numeričnih rezultatov opazimo bistveno večjo duktilnost v primeru rezultatov programa *CompositeBeam*. Za razliko od materialnega modela betona Siuja in Suja smo v naših numeričnih analizah dodatno upoštevali tudi nosilnost betona v nategu skladno z modelom Bergana in Holanda (1979), kar pa se odraža v razliki začetnih togosti numerično določenih obtežno-deformacijskih krivulj in v računsko določeni mejni no-



Slika 3.19: Sujev bočno ojačani nosilec. (a)–(e) Geometrijske karakteristike problema. (f) Odziv stika z dvema vijakoma pri standardnem strižnem preizkusu (Su in sodelavci, 2010) ter njegova odsekoma linearna modifikacija uporabljena v numeričnih analizah s programom *CompositeBeam*.

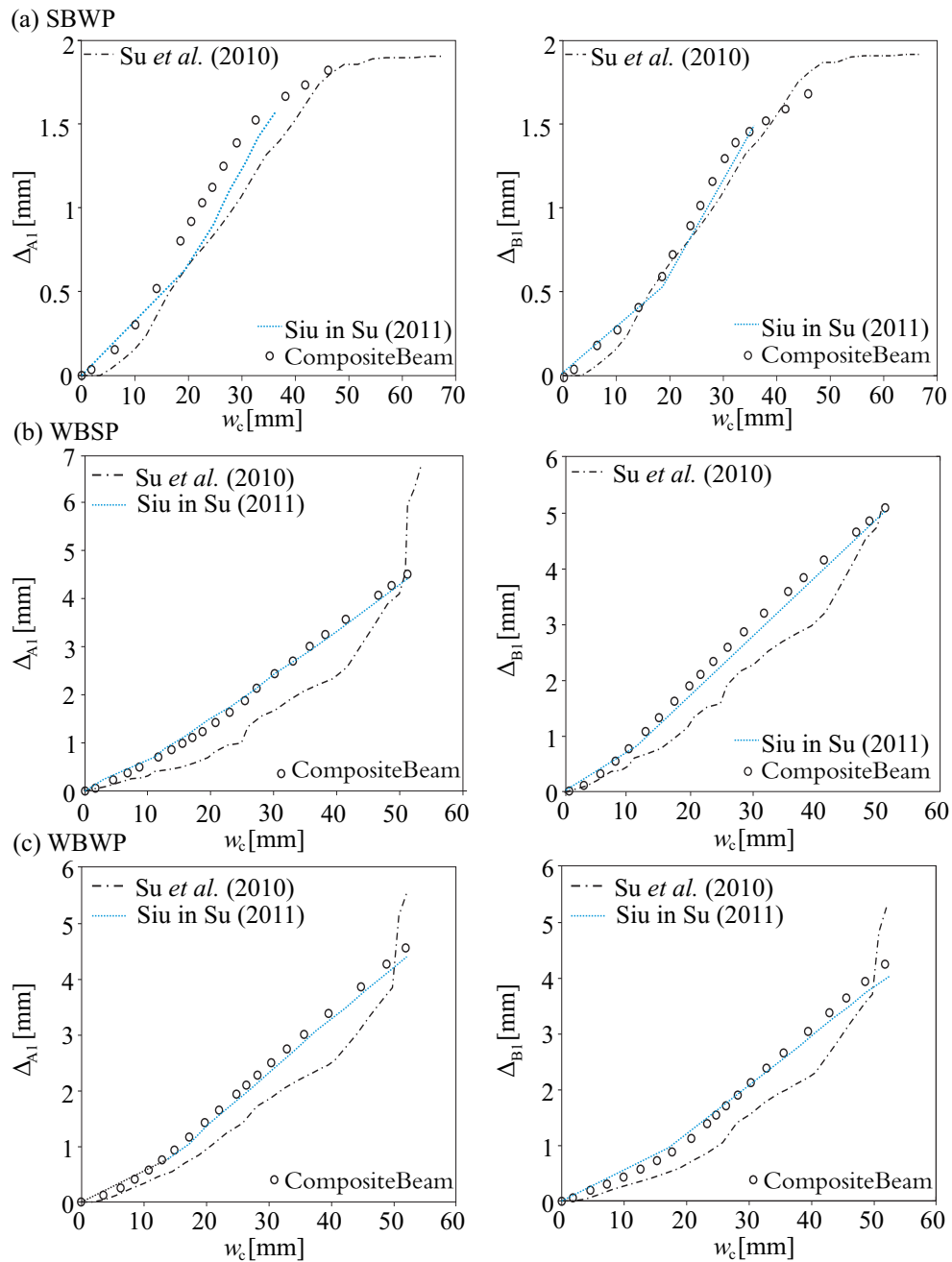
Figure 3.19: Side-plated RC beam of Su *et al.*. (a)–(e) The geometric properties of the problem. (f) Bolt force–slip response of two–bolt contact connection as measured in a standard shear test (Su *et al.*, 2010) and its piecewise linear modification used in numerical analyses with *CompositeBeam*.



Slika 3.20: Sujev bočno ojačani nosilec. Primerjava eksperimentalno in numerično določenih obtežno-deformacijskih krivulj.

Figure 3.20: Side-plated RC beam of Su *et al.* (2010). A comparison of experimentally and numerically detected moment-deflection responses.

silnosti obravnavanih nosilcev. Slika 3.21 nadalje prikazuje razvoj vzdolžnih zamikov med nosilcem in ojačitvijo za tri opazovane primere ('-.-' - eksperimentalni rezultati, '...' - numerični rezultati Siuja in Suja, 'o' - numerični rezultati CompositeBeam). Med numeričnimi rezultati obeh modelov lahko tu zaznamo le manjša odstopanja, ki odražajo razliko v izbiri modifikacije mehanskega odziva stika (slika 3.19f) implementirane v numerični model. Medtem ko sta se Siu in Su (2011) odločila za uporabo bilinearnega zakona stika z nekoliko bolj togim začetnim in nekoliko podajnejšim drugim delom krivulje, smo v programu CompositeBeam preizkusili tudi natančnejšo aproksimacijo odziva, kot jo prikazuje slika 3.19f. Vendarle je bilo izboljšanje natančnosti, ki smo jo s tem pridobili, zanemarljivo majhno tekom celotnega območja obremenjevanja nosilca, kar dokazuje, da je bila predpostavka Siuja in Suja o bilinearosti konstitucijskega diagrama kontakta ustrezna in za inženirske potrebe dovolj natančna. V primerjavi z eksperimentalnimi podatki Suja in sodelavcev (2010) so numerično določeni zamiki v vseh območjih obremenjevanja praviloma nekoliko višji, kar pa je (kot sta predlagala že Siu in Su) najverjetneje posledica dejstva, da je bil v numeričnih analizah spregledan ugoden vpliv trenja med stičnima površinama ojačitve in nosilca.



Slika 3.21: Sujev bočno ojačani nosilec (Su in sodelavci, 2010). Primerjava eksperimentalno in numerično določenih vzdolžnih zdrsov med ojačitvijo in nosilcem v točkah A1 in B1.

Figure 3.21: Side-plated RC beam of Su *et al.* (2010). A comparison of experimentally and numerically detected mid-span deflection/longitudinal slip responses in points A1 and B1.

3.2.3 Sovprežna plošča raziskovalcev Gua in Baileyja

Obravnavamo sovprežno betonsko ploščo s trapezno jekleno profilirano pločevino, ki sta jo eksperimentalno raziskovala Guo in Bailey (2011). Shema njunega eksperimenta in geometrijske karakteristike

preizkušancev so prikazane na sliki 3.22a. V raziskavi (Guo in Bailey, 2011) je bilo preizkušanih več plošč pri različnih nivojih štiritočkovne mehanske obtežbe P (slika 3.22a) in sobni temperaturi oziroma izbrani požarni obremenitvi. Numerično simuliramo tri izbrane preskušane variante. Pri tem vpeljemo predpostavko o enosmerni nosilnosti plošče, kar nam omogoči, da ploščo v mehanskem delu analize modeliramo z nosilcem s prečnim prerezom enega vala plošče (sliki 3.22b in 3.22c). Robni pogoji, ki jih za linijski model pri tem izberemo, so predstavljeni v tabeli 3.7, kjer znak 'X' označuje preprečene pomike, znak '✓' pa dovoljene.

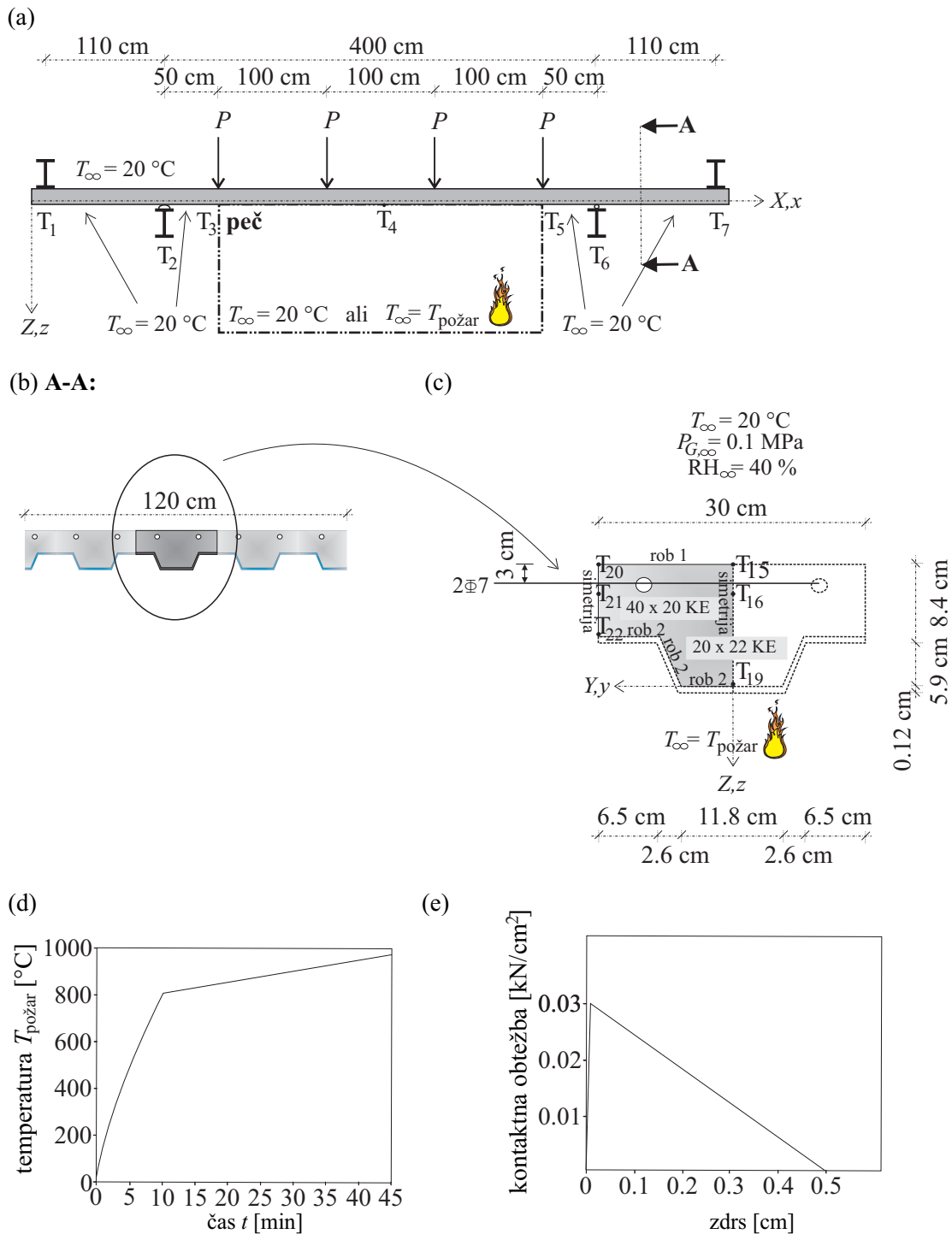
V prvem numeričnem primeru (označimo ga GB-1), ki ga prikazujemo, obravnavamo odziv plošče pri sobni temperaturi, kjer točkovne sile P s časom postopno povečujemo, dokler ni izpolnjen kriterij porušitve (to je singularnost globalne togostne matrike konstrukcije). V drugem primeru (GB-2) opazujemo odziv plošče pri izbranem požarnem scenariju in konstantni mehanski obtežbi velikosti (preračunano na širino posameznega vala plošče) $P = 4.5$ kN. V tretjem primeru pri enakem požarnem scenariju analiziramo še odziv plošče pri obtežbi $P = 2.75$ kN. Krivulja časovnega razvoja temperature v požarnem prostoru za primera GB-2 in GB-3 je prikazana na sliki 3.22d.

Preglednica 3.7: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011): Robni pogoji za mehansko numerično analizo.

Table 3.7: Composite slab of Guo and Bailey (2011): Boundary conditions for mechanical numerical analysis.

	T ₁	T ₂	T ₆	T ₇
u^a	✓	×	✓	✓
w^a	×	×	×	×
φ^a	✓	✓	✓	✓
u^b	✓	×	✓	✓
w^b	×	×	×	×
φ^b	✓	✓	✓	✓

V skladu z navedbami Gua in Baileya (2011) privzamemo tudi materialne parametre nosilca in pločevine, ki jih prikazujemo v tabeli 3.8. Tu se simbol $f_{y,20}$ nanaša na mejo tečenja jekla trapezne pločevine, simbol $f_{y,20}^r$ na mejo tečenja jekla armaturnih palic oziroma mreže za armiranje, simbol $f_{c,20}$ pa predstavlja trdnost betona. Za preostale materialne podatke privzamemo naslednje vrednosti: za elastični modul jekla za pločevino $E_{s,20} = 2.1 \cdot 10^4$ kN/cm², za elastični modul jekla za armaturo $E_{s,20}^r = 2.1 \cdot 10^4$ kN/cm², za sekantni elastični modul betona pa $E_{c,20} = 3.1 \cdot 10^3$ kN/cm². Konstitucijski zakon stika za vzdolžno/tangentno smer pri sobni temperaturi privzamemo skladno s predlogom Gua (2012). Zakon grafično prikazujemo na sliki 3.22e. Ker Guo (2012) ne ponudi predloga, kako se zakon stika, ki ga predlaga, oziroma njegova maksimalna nosilnost spreminja s temperaturo, predpostavimo, da se ta zmanjšuje s faktorjem A, ki smo ga zapisali v tabeli 2.2, torej podobno kot Huang in sodelavci (1999) predlagajo za temperaturne spremembe možničenih stikov. Dodatno Guo (2012) ne ponudi podatka o zakonu oziroma nosilnosti stika v prečni smeri. Vendar pa ta, kot smo ugotovili z numeričnim eksperimentiranjem s programom CompositeBeam, na mehanski odziv nosilca v obravnavanem primeru vidneje tudi ne vpliva.



Slika 3.22: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey. (a) Shema pripravljene eksperimenta. (b) Prečni prerez plošče. (c) Geometrijske karakteristike obravnavanega dela prereza z robnimi pogoji za toplotno-vlažnostni del požarnih analiz. (d) Časovni razvoj temperature v požarnem prostoru. (e) Konstitucijski zakon stika pri sobni temperaturi za vzdolžno smer.

Figure 3.22: Composite plate of Guo and Bailey. (a) Test assembly. (b) Profile of the composite plate specimen. (c) Geometrical details of the treated part and displayed boundary conditions for the hydro-thermal part of the fire analyses. (d) Fire scenario. (e) Slip-shear stress curve of the longitudinal contact interaction for the ambient temperature.

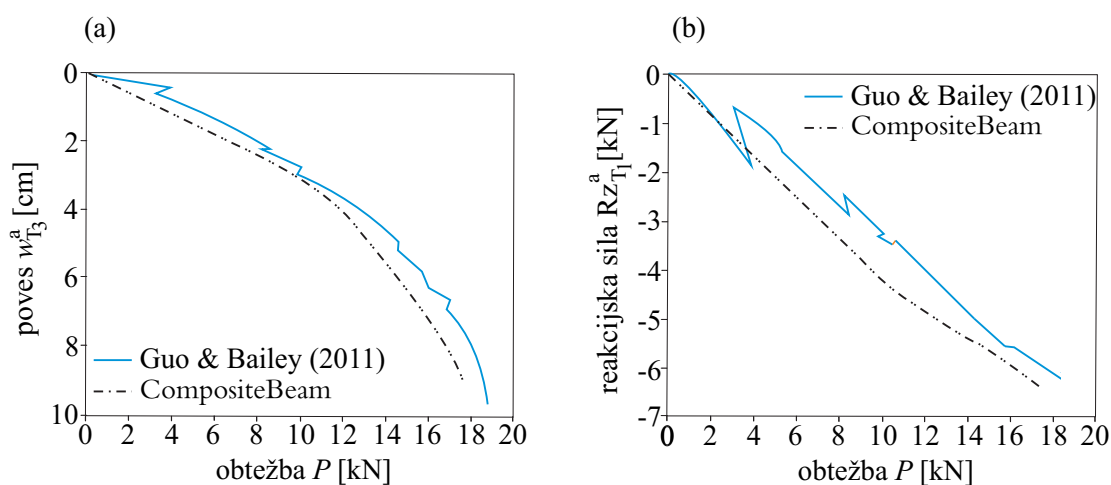
Preglednica 3.8: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011). Materialni parametri v izbranih obravnavanih primerih.

Table 3.8: Composite slab of Guo and Bailey (2011). Material properties in selected cases.

Primer	$f_{y,20}$ [kN/cm ²]	$f_{c,20}$ [kN/cm ²]	$f_{y,20}^r$ [kN/cm ²]
GB–1	37.8	3.8	65
GB–2	37.8	4.0	65
GB–3	37.8	3.6	65

3.2.3.1 Plošča GB–1

Primer GB–1 je simulacija odziva obravnavane sovprežne plošče pri sobni temperaturi. Ploščo obremenjujemo s štiritočkovno obtežbo (slika 3.22a), ki jo postopno povečujemo, dokler ni izpolnjen kriterij porušitve. Primerjava med eksperimentalno in numerično določeno obtežno-deformacijsko krivuljo plošče in časovnim razvojem navpične reakcijske sile na skrajnem levem robu plošče (točka T_1) je prikazana na sliki 3.23.



Slika 3.23: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey pri sobni temperaturi: Primerjava med eksperimentalno in numerično določeno: (a) obtežno-deformacijsko krivuljo plošče in (b) navpično reakcijsko silo na skrajnem levem robu plošče (točka T_1).

Figure 3.23: Composite plate of Guo and Bailey at ambient temperature: A comparison between experimentally and numerically detected: (a) load–midspan deflection curve and (b) vertical reaction force at the left end of the plate (point T_1).

Primerjava kaže dobro ujemanje rezultatov naših izračunov z eksperimentalnimi rezultati za vse nivoje obtežbe. Tudi maksimalni nivo obtežbe, pri katerem v numeričnih izračunih opazimo materialno nestabilnost armiranobetonskega dela prereza, se zelo dobro ujame z maksimalnim nivojem obtežbe, doseženim v eksperimentih. V primerjavi z eksperimentalnimi rezultati predlagajo numerični rezultati nekoliko večjo podajnost plošče, kar pa je najverjetneje posledica tega, da je bila zaradi vpeljave linijskega računskega modela sovprežne plošče v izračunih upoštevana le njena nosilnost v vzdolžni smeri, sicer

bistveno manjši prispevek njene prečne nosilnosti pa smo pri tem zanemarili.

3.2.3.2 Plošči GB–2 in GB–3

V tem poglavju prikažemo primerjavo eksperimentalno izmerjenega in numerično določenega odziva testirane plošče v pogojih požara. Območje segrevanja plošče in požarni scenarij sta prikazana na slikah 3.22a in 3.22d.

Ob predpostavki, da je bilo med eksperimentom temperaturno polje v območju požarne peči (to je na sliki 3.22a območje T_3T_5) v vzdolžni smeri približno homogeno, pričnemo izračun z analizo časovnega razvoja temperaturnega polja karakterističnega prečnega prereza območja T_3T_5 . Pri tem vpeljemo najprej predpostavko, da so porni tlaki, ki se med požarom razvijajo vzdolž stika paronepropustne jeklene pločevine in betonske plošče, ves čas zanemarljivo majhni, kot takšni pa ne vplivajo na mehansko obnašanje sovprežne plošče. Zapisano predpostavko vpeljemo, ker se jeklena pločevina in betonska plošča zaradi podajnosti stika med deformiranjem medsebojno razmakneta ter zaradi razpokanosti spodnje natezne cone betonskega dela prereza oziroma posledične visoke prepustnosti betona v območju vzdolž stika. Ker je pločevina zelo tanka, jeklo pa je material z visokim koeficientom toplotne prevodnosti, pločevina obenem tudi ne nudi opaznejše toplotne zaščite armiranobetonskega dela prereza. Zato predpostavimo še, da je temperatura na spodnjem robu betonske plošče enaka temperaturi jeklene pločevine. Toplotno-vlažnostni del požarne analize problema lahko torej izvedemo ločeno od mehanske in v njem skladno z opisanimi predpostavkami upoštevamo le betonski del plošče, pločevino pa zanemarimo. Robni pogoji, ki jih pri tem upoštevamo, so predstavljeni v tabeli 3.9. Zaradi simetrije prečnega prereza modeliramo v analizi le njegovo polovico (na sliki 3.22c prikazani nezasenčeni del), ki jo modeliramo z 800 končnimi elementi za zgornji širši del in s 440 končnimi elementi za spodnji ožji del. Velikost časovnega koraka je 0.5s. Analizo izvedemo s programom *MoistureHeat2*. Ustreznost programa *MoistureHeat2* je bila sicer predstavljena v poglavju 3.1.

Preglednica 3.9: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey. Robni pogoji v toplotno–vlažnostni fazi numerične analize.

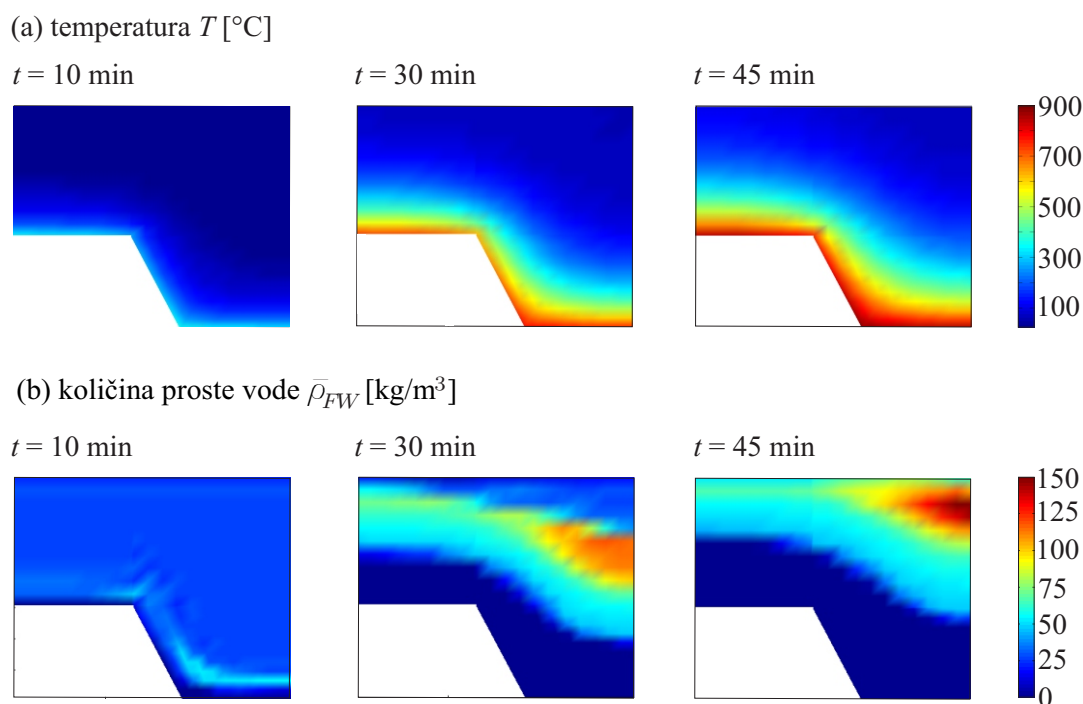
Table 3.9: Composite plate of Guo and Bailey. Boundary conditions for the hygro–thermal numerical analysis of the problem.

	rob 1	simetrijska os	rob 2
T	$q_T = q_T (T_\infty = 20^\circ C)$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$q_T = q_T (T_\infty = T_{\text{požar}})$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$

Guo in Bailey (2011) natančnejših podatkov o lastnostih betona, ki so ključnega pomena v toplotno-vlažnostnih analizah, ne podajata, omenita pa, da je bil v eksperimentih uporabljen beton običajne trdnosti. V skladu s to navedbo izberemo za vrednosti vhodnih podatkov naslednje vrednosti: začetna vsebnost vodne pare v porah betona je enaka $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0111 \text{ kg/m}^3$ ($RH^0 = 60\%$), 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 zraka v betonu in temperaturi $T = 25^\circ C$ je $\tilde{\rho}_{FW,0}^{sat} = 90 \text{ kg/m}^3$, začetna poroznost betona je $p_{or}^0 = 0.12$ in začetna vrednost prepustnosti betona je $K = 3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$. Ustreznost izbranih podatkov potrjuje dobro ujemanje eksperimentalnih in naših numeričnih rezultatov, ki jih predstavimo v naslednjem odstavku.

Rezultate naših izračunov za razporeditve temperatur in količine proste vode po obravnavanem delu

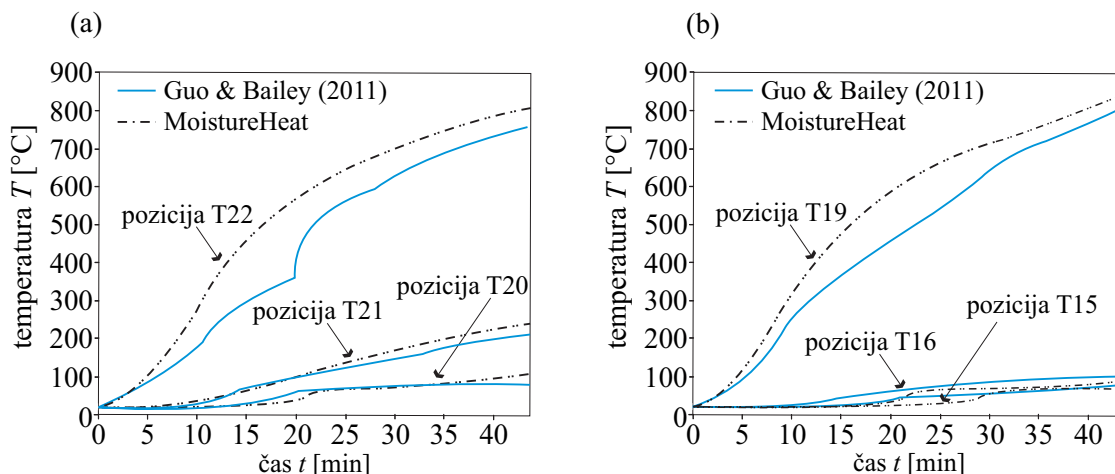
prereza plošče pri izbranih časih $t = 10$ min, $t = 30$ min in $t = 45$ min prikazujemo na sliki 3.24, na sliki 3.25 pa je dodana še primerjava med izmerjenimi in simuliranimi časovnimi poteki temperatur na merilnih mestih T15, T16, T19 in T20, T21, T22 (pozicije merilnih mest so prikazane na sliki 3.22b). Opazimo lahko, da je odstopanje med rezultati eksperimenta in računskimi rezultati največje na pozicijah T19 in T22, ki sta najbližje ogrevanemu robu. Eksperimentalno in računsko določeni krivulji v teh dveh primerih sovpadata namreč le do časa približno 5 minut, nato pa se ločita in ostaneta razmaknjeni za približno 50 °C (pozicija T22) oziroma 30 °C (pozicija T19) vse do konca opazovanega časa požara. Glede na sliko 3.24b, kjer opazimo, da je požaru izpostavljen rob betonske plošče praktično popolnoma suh že po prvih 10 minutah, je takšen potek krivulj pričakovan. Ker so termični parametri betona, ki smo jih uporabili v numeričnem modelu, skladni s priporočili standarda SIST EN 1992-1-2 (2005) in kot takšni veljavni izključno za vlažen beton, je vzrok za opaženo razliko najverjetneje ravno v vsebnosti proste vode, o čemer so poročali že Bratina in sodelavci (2007), kasneje pa tudi Hozjan (2009). Dokler je beton okrog opazovanih pozicij še vlažen, se obe krivulji skoraj popolnoma prilegata, ko se ta osuši, pa se vpliv vlage na prevajanje toplote izgubi, uporabljeni termični parametri betona za analizo niso več popolnoma ustrezni in krivulji se razmakneta. Fenomen je dobro opazen tudi iz poteka krivulj za pozicijo T21. Okolica te točke se, kot so pokazale analize, posuši približno po 20 minutah, kar sovpada s časom, ko se krivulji razmakneta. Odstopanje eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za preostale pozicije, kjer ostaja beton vlažen med celotnim časom opazovanja požara, je manj izrazito.



Slika 3.24: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey v požaru. (a) Razporeditev temperatur. (b) Razporeditev količine proste vode po prerezu v izbranih časih.

Figure 3.24: Composite plate of Guo and Bailey in fire. Distribution of: (a) temperature and (b) free water content over the cross-section at chosen times.

Temperaturno-vlažnostni analizi sovprežne plošče sledi še mehanska analiza. Obravnavamo dva nivoja štiritočkovne mehanske obtežbe, in sicer $P = 4.5$ kN (plošča GB-2) oziroma $P = 2.75$ kN (plošča GB-3). Kot smo že omenili zgoraj, dodatne obtežbe pločevine zaradi vpliva kontaktnih pornih tlakov ne upoštevamo, saj predpostavimo, da so ti zanemarljivo majhni. Za jeklo v analizi upoštevamo trilinearno

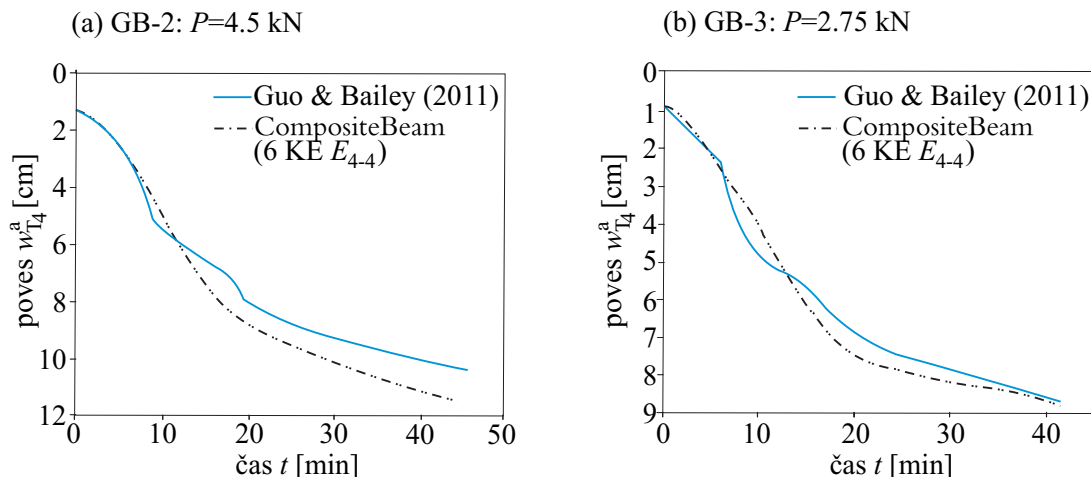


Slika 3.25: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey (2011) v požaru. Časovni razvoj temperature na merilnih mestih T15, T16, T19 in T20, T21, T22.

Figure 3.25: Composite plate of Guo and Bailey (2011) in fire. Development of temperatures over time at positions of embedded thermocouples T15, T16, T19 and T20, T21, T22.

napetostno-deformacijsko zvezo, kot smo jo predstavili na sliki 2.12, pri čemer privzamemo, da je deformacija jekla pri maksimalni napetosti enaka porušni deformaciji jekla ($D_{\sigma,t} = D_{\sigma,u}$). Temperaturno odvisno spreminjanje mehanskih lastnosti jekla upoštevamo pri tem skladno s predpisi Construction metallique (1976), eksplicitno pa upoštevamo tudi vpliv viskoznega lezenja jekla skladno z modelom Williams-Leira (1983). Konstitucijski zakon betona in temperaturno odvisno spreminjanje njegovih mehanskih lastnosti upoštevamo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 (2005). V analizi upoštevamo tudi vpliv lezenja betona skladno z modelom Harmathyja (1993) ter vpliv prehodnih deformacij betona skladno z modelom Lija in Purkissa (2005).

Primerjavo računskih rezultatov z eksperimentalnimi za razvoj vertikalnega pomika na sredini sovprežne plošče s časom za oba nivoja obtežbe prikazuje slika 3.26. Do trenutka, ko temperatura v jekleni ploče–



Slika 3.26: Sovprežna plošča raziskovalcev Guo in Bailey v požaru: obtežno-deformacijska krivulja.

Figure 3.26: Composite plate of Guo and Bailey in fire : load–deflection curve.

vini doseže približno 500 °C (približno po 15 minutah po začetku požara), nad katero postaja viskozno lezenje jekla vse bolj izrazito, je ujemanje rezultatov zelo dobro za oba nivoja obtežbe. Za nižji nivo obtežbe se eksperimentalno in računsko določeni krivulji zelo dobro ujemata tudi v nadaljnjem računskem času, nekoliko večja razlika pa se pojavi med opazovanimi rezultati pri večji obremenitvi plošče. Glede na to, da smo v računski analizi upoštevali, da se lastnosti jekla s povečevanjem temperature poslabšujejo skladno z modelom, kot ga predlaga francoski predpis Construction Metallique (1976), so takšna opažanja pričakovana. Kot navajajo že Hozjan in sodelavci (2007), so priporočila navedenega predpisa ustrezna za nižje nivoje mehanske obremenitve konstrukcij, pri višjih pa je računski odziv konstrukcije ob uporabi tega predpisa praviloma nekoliko podajnejši od eksperimentalnega.

4 Parametrične študije

V četrtem poglavju prikazujemo parametrične študije vpliva značilnih materialnih in geometrijskih parametrov na obnašanje dvoslojnih kompozitnih konstrukcij med požarom. V prvem primeru bomo analizirali vpliv tankih jeklenih ojačilnih lamel in pritrditve le-teh na osnovni nosilec k požarni odpornosti bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. V drugem primeru bomo analizirali vpliv tanke jeklene profilirane trapezne pločevine k požarni odpornosti prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče. Vpliv pločevine bomo pri tem raziskali za različne stopnje armiranosti betonskega dela plošče. Prav tako bomo za ta primer raziskali vpliv prečne in vzdolžne podajnosti stika med slojema plošče in vpliv robnih pogojev. V zadnjem primeru bomo za bočno ojačan armiranobetonski nosilec analizirali vpliv eksplozivnega luščenja na njegovo požarno odpornost.

4.1 Parametrična študija požarne odpornosti bočno ojačanega armiranobetonskega prostoležečega nosilca

V tem primeru prikažemo parametrično študijo vpliva števila vijakov in nivoja obtežbe na požarno odpornost prostoležečega armiranobetonskega nosilca ojačanega s simetrično privijačenima jeklenima bočnima ojačitvama. Računske podatke obravnavanega nosilca prikazuje slika 4.1. Nosilec je obtežen z dvema točkovnima silama P ter izpostavljen vplivu standardnega požara ISO 834. V programu *MoistureHeat2*, s katerim določimo časovni razvoj termodinamskih spremenljivk po prečnem prerezu nosilca in s tem po celotnem nosilcu, uporabimo za modeliranje betonskega dela prereza 864 končnih elementov, za modeliranje jeklenega dela pa 144 elementov. Robni pogoji toplotno-vlažnostne analize kompozitnega nosilca so predstavljeni v tabeli 4.1. Za začetno vrednost vsebnosti vodne pare v porah betona privzamemo $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0111 \text{ kg/m}^3$ (60% relativna zračna vlažnost), za začetno količino proste vode v enem m^3 betona pa privzamemo vrednost $\tilde{\rho}_{FW,0} = 60 \text{ kg/m}^3$. Količina vodne pare na robu $\tilde{\rho}_{V,\infty}$ ustreza 40% relativni vlažnosti zunanjega zraka. Porožnost betona pred segrevanjem je enaka $p_{or}^0 = 0.12$, prepustnost betona pa $K = 3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$. Ker ustrezajo izbrane vrednosti lastnostim betona z normalno trdnostjo, predpostavimo, da kompozitni nosilec ni izpostavljen eksplozivnemu luščenju betona. V mehanskem delu požarne analize obnašanje jeklene bočne ojačitve modeliramo s temperaturno odvisnim elastično-plastičnim konstitucijskim zakonom (slika 2.12), vpliv viskoznega lezenja jekla pri povišanih temperaturah pa upoštevamo skladno z modelom Williams-Leira (1983). Konstitucijski model betona pri povišanih temperaturah privzamemo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2 (2005). Vpliv lezenja betona pri povišanih temperaturah upoštevamo skladno z modelom Harmathyja (1993), vpliv prehodnih deformacij betona pa z modelom Lija in Purkissa (2005).

Preglednica 4.1: Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Robni pogoji za toplotno–vlažnostno analizo.

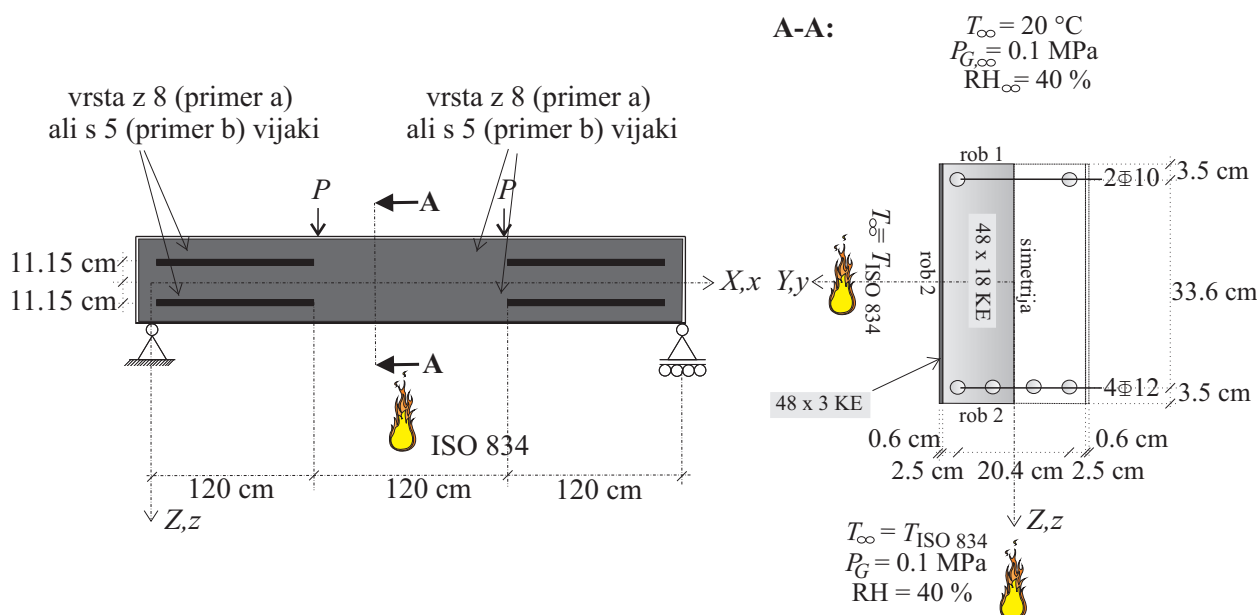
Table 4.1: The parametric study of a simply supported side–plated reinforced concrete beam. Boundary conditions for the numerical model.

	rob 1	simetrijska os	rob 2	stik med jeklom in betonom
T	$q_T = q_T (T_\infty = 20 \text{ }^\circ\text{C})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$q_T = q_T (T_\infty = T_{\text{ISO 834}})$	$q_{T,c} = q_{T,s}$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$

Najprej analiziramo vpliv števila vijakov na požarno odpornost obravnavanega nosilca. Parametrično študijo prikažemo do porušitve nosilca, čas porušitve pa označimo s t_{cr} . Analiziramo dve različni razporeditvi vijakov. Prvo razporeditev predstavljata dve vzporedni vrsti enakomerno razporejenih osmih vijakov (primer ‘a’), drugo razporeditev pa dve vzporedni vrsti enakomerno razporejenih petih vijakov (primer ‘b’), in sicer na obeh straneh in robovih nosilca (slika 4.1). Obnašanje vijakov in s tem stika med bočnimi ojačitvami in armiranobetonskim nosilcem pri povišanih temperaturah modeliramo tako, kot so predlagali Huang in sodelavci (1999). Za maksimalno nosilnost vijaka pri sobni temperaturi privzamemo vrednost $P_{max} = 40\text{kN}$. Odziv opazovanih bočno ojačanih nosilcev med požarom primerjamo tudi z odzivom neojčanega armiranobetonskega nosilca (primer ‘c’). V analizi upoštevamo, da je porušitev nosilca posledica porušitve materiala (prečnega prereza) ali porušitve stika. Pri armiranobetonskih nosilcih kot tudi bočno ojačanih armiranobetonskih nosilcih porušitev materiala pri požarni obremenitvi običajno pomeni, da se porušitev sproži zaradi pospešenega naraščanja deformacij viskoznega lezenja natezno obremenjenih armaturnih palic. Pospešeno viskozno lezenje armature sčasoma povzroči tudi drobljenje betona v tlačni coni nosilca zaradi lokalizacije deformacij in končno porušitev nosilca. Glede na to, da pri ojačanih nosilcih ojačitve običajno niso podprte, v analizi privzamemo tudi, da se lahko porušitev nosilca zgodi tudi zaradi porušitve stika, zaradi česar se ‘odlepi’ ojačitev. Uklonske nosilnosti nosilca v tej analizi ne obravnavamo.

Vpliva trenja med jeklenimi bočnimi ojačitvami in armiranobetonskim nosilcem v analizi ne upoštevamo eksplicitno. Predpostavimo, da je ta upoštevan v konstitucijskem modelu stika med bočno ojačitvijo in nosilcem (slika 2.10). Ker je stik izveden z vijaki, določimo konstitucijski model stika tako, da vpliv vijakov enakomerno razporedimo po kontaktni površini med ojačitvami in nosilcem. Za materialne podatke jekla in betona pri sobni temperaturi privzamemo naslednje vrednosti: tlačna trdnost betona je $f_{c,20} = -3.43 \text{ kN/cm}^2$, sekantni elastični modul betona je $E_{c,20} = 3250 \text{ kN/cm}^2$, meja tečenja jekla za bočne ojačitve je $f_{y,20} = \pm 33.5 \text{ kN/cm}^2$, elastični modul jekla za bočne ojačitve je $E_{s,20} = 21200 \text{ kN/cm}^2$, meja tečenja jekla armaturnih palic je $f_{y,20}^r = \pm 53.7 \text{ kN/cm}^2$, elastični modul jekla armaturnih palic pa je $E_{s,20}^r = 18700 \text{ kN/cm}^2$.

Krajevne razporeditve temperatur, pornih tlakov in vsebnosti vodne pare po betonskem delu prečnega prereza obravnavanega bočno ojačanega nosilca (primera ‘a’ in ‘b’) in prečnem prerezu neojčanega nosilca (primer ‘c’) po 10, 30, in 60 minutah požara so prikazane na sliki 4.2. Vpliv paronepropustnih jeklenih bočnih ojačitev je tu dobro opazen. Ker pri bočno ojačanem nosilcu ojačitve ovirajo izstop vodne pare vzdolž stranskih bočno ojačanih robov betonskega nosilca, lahko vzdolž teh robov zaznamo povečano koncentracijo vodne pare in posledično povečanje pornih tlakov v primerjavi z rezultati za neojčan nosilec. Opazimo pa tudi, da na teh mestih temperature v bočno ojačanem nosilcu naraščajo



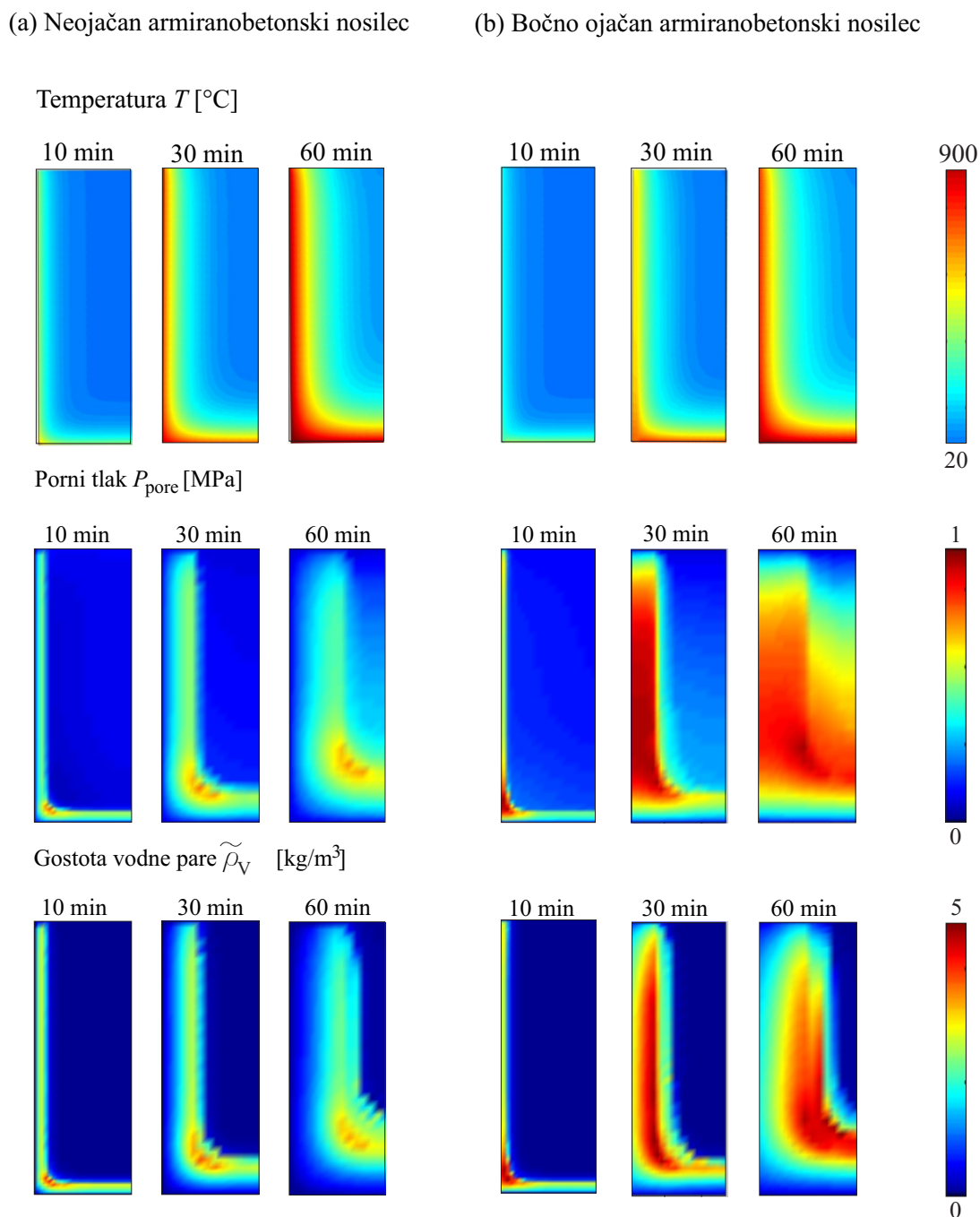
Slika 4.1: Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Geometrijski in materialni podatki ter podatki o obtežbi in robnih pogojih.

Figure 4.1: The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. Geometry and the boundary conditions employed in the numerical analysis of the heat and moisture fields.

nekoliko počasneje kot pri neojačanem nosilcu.

Na sliki 4.3 prikazujemo obtežno-deformacijske krivulje za vse tri obravnavane nosilce, torej nosilce z oznakami 'a', 'b' in 'c'. Krivulje primerjamo za dva izbrana nivoja obtežbe, $P = 40$ kN in $P = 70$ kN, pri čemer je obtežba $P = 40$ kN približno 50% obtežbe, pri kateri se pri sobni temperaturi v neojačanem nosilcu plastificira spodnja armatura, obtežba $P = 70$ kN pa je približno 90% te obtežbe. Pri tem upoštevamo, da je v izbranih obtežbah zajet tudi vpliv lastne teže nosilca. Primerjajmo najprej odzive različno ojačanih nosilcev 'a', 'b' in 'c' pri istem nivoju obtežbe. Opazimo lahko, da je za oba nivoja obtežbe požarna odpornost bočno ojačanega nosilca višja od požarne odpornosti neojačanega. Tako bi se pri nižjem nivoju obtežbe (slika 4.3a) bočno ojačana nosilca porušila približno 10 minut kasneje kot neojačani nosilec, kar ustreza približno 20% izboljšanju požarne odpornosti nosilca. Pri višjem nivoju obtežbe (slika 4.3b) bi bilo povečanje požarne odpornosti bočno ojačanega nosilca še bistveno večje. Medtem ko bi se neojačani armiranobetonski nosilec porušil že po približno 23 minutah, bi se bočno ojačana nosilca porušila po približno 44 minutah, kar pomeni, da bi bila požarna odpornost teh skoraj dvakrat višja. Slika 4.3 ponuja po drugi strani tudi primerjavo odzivov enako ojačanih nosilcev pri dveh različnih obravnavanih nivojih obtežbe. Za bočno ojačani nosilec 'a' lahko s primerjavo slik 4.3a in 4.3b tako ugotovimo, da bi se njegova požarna odpornost ob povečanju obtežbe iz $P = 40$ kN na $P = 70$ kN zmanjšala za približno 20 minut. Podobno opazimo tudi v primeru bočno ojačanega nosilca 'b', v primeru neojačanega nosilca 'c' pa bi bilo zmanjšanje požarne odpornosti še opaznejše (30 minut). Po pričakovanih zaključimo, da je vpliv nivoja zunanje mehanske obtežbe za požarno odpornost neojačanih in bočno ojačanih armiranobetonskih nosilcev zelo pomemben.

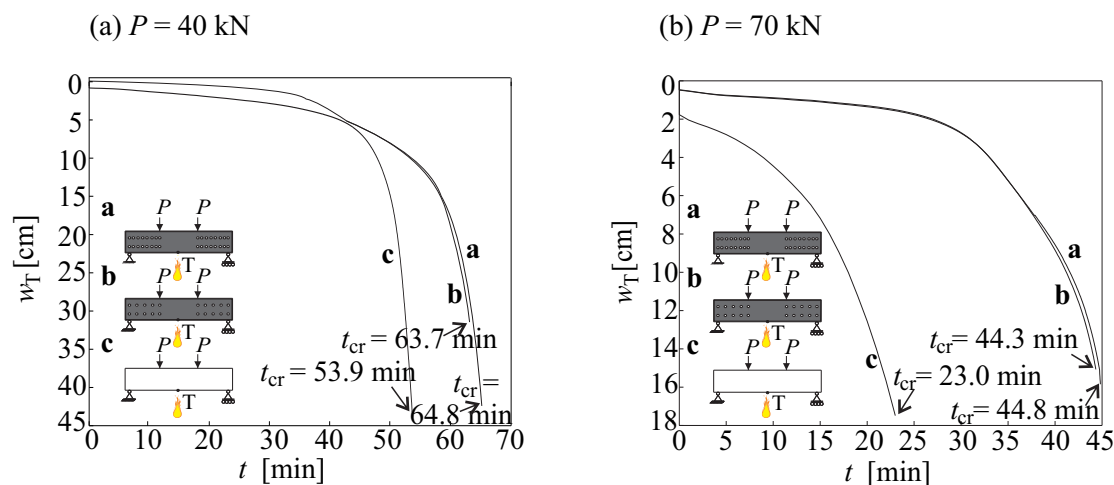
Medtem ko pri analizi kritičnih časov porušitve obravnavanih nosilcev (slika 4.3) med bočno ojačanima nosilcema 'a' in 'b' ne opazimo bistvene razlike, pa so razlike med njima očitne v analizi porušnih mehanizmov opazovanih nosilcev. Medtem ko je porušitev bočno ojačanih nosilcev 'a' in 'b' pri nižjem



Slika 4.2: Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Primerjava krajevne razporeditve temperatur T (v °C), pornih tlakov P_{pore} (v MPa) in gostote vodne pare na enoto volumna plinske mešanice $\tilde{\rho}_V$ (v kg/m³) po prečnem prerezu armiranobetonskega nosilca za čase 10, 30, in 60 minut za: (a) neojačani armiranobetonski nosilec in (b) ojačani armiranobetonski nosilec.

Figure 4.2: The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. A comparison between: Distributions of temperature T (in °C), pore pressure P_{pore} (in MPa), and water vapour content per unit volume of gaseous mixture $\tilde{\rho}_V$ (in kg/m³) over the reinforced concrete beam cross-section at 10, 30, and 60 min for: (a) the unstrengthened beam and (b) the side-plated beam.

nivoju obtežbe $P = 40$ kN posledica porušitve stika, opazimo pri višjem nivoju obtežbe $P = 70$ kN porušitev stika le pri nosilcu s šibkejšo kontaktno povezavo (primer 'b'), pri nosilcu z močnejšo kontaktno povezavo (primer 'a') pa je porušitev bočno ojačanega nosilca posledica porušitve materiala v najbolj obremenjenem prečnem prerezu nosilca. Porušitev neojačanega nosilca 'c' je v obeh obtežnih primerih posledica porušitve materiala.



Slika 4.3: Parametrična študija bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca. Primerjava obtežno-deformacijskih krivulj za bočno ojačana nosilca 'a' in 'b' ter neojačana nosilca 'c' za obtežna nivoja: (a) $P = 40$ kN in (b) $P = 70$ kN.

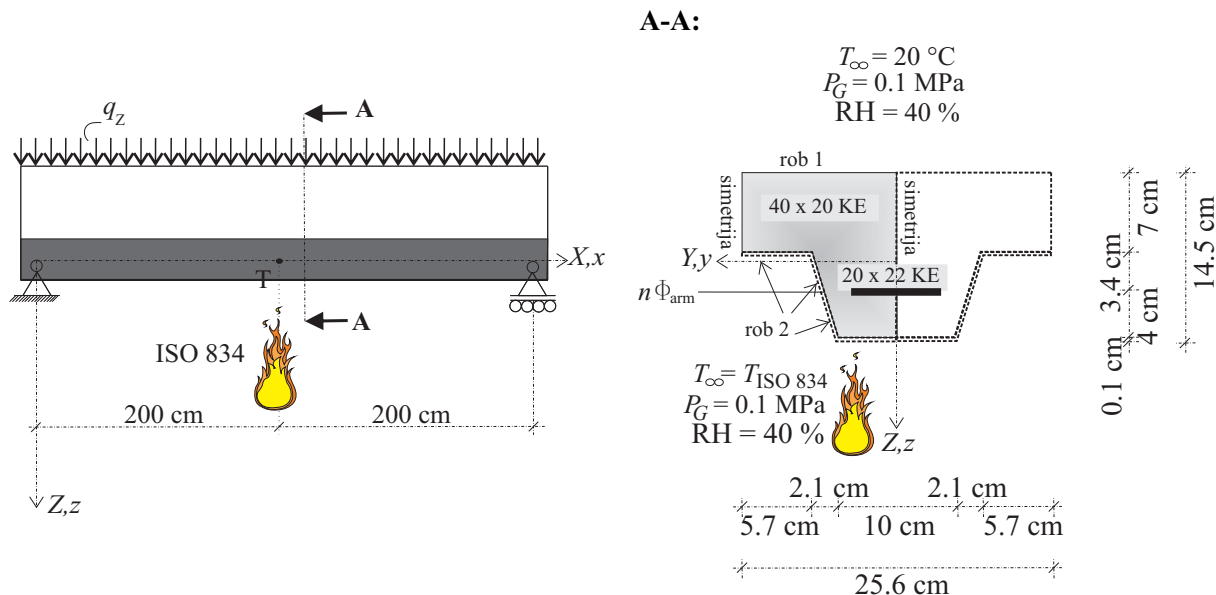
Figure 4.3: The parametric study of a simply supported side-plated reinforced concrete beam. The comparison of the time–midspan deflection curves for the two side-plated (cases 'a' and 'b') and the unstrengthened RC beams (case 'c') for two load levels: (a) $P = 40$ kN and (b) $P = 70$ kN.

4.2 Parametrična študija požarne odpornosti prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino

V tem primeru prikažemo parametrično študijo vpliva stopnje armiranosti, togosti stika in robnih pogojev na požarno odpornost prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Značilni val sovprežne plošče, ki ga analiziramo z modelom nosilca, prikazuje slika 4.4. Ploščo s spodnje strani izpostavimo vplivu standardnega požara ISO 834. Poleg pločevine predstavlja natezno ojačitev armiranobetonske plošče tudi n vzdolžnih rebrastih armaturnih palic premera ϕ_{arm} . Debelina zaščitne plasti armature je 4 cm.

Ker je pločevina izredno tanka, toplotna prevodnost jekla pa zelo visoka, predpostavimo, da so temperature po debelini jeklene pločevine razporejene enakomerno in enake temperaturam spodnjega roba prečnega prereza armiranobetonske plošče. V analizi prav tako predpostavimo, da je tlak vzdolž spodnjega roba prečnega prereza armiranobetonske plošče med požarom enak zunanjemu zračnemu tlaku. To pomeni, da je porni tlak vzdolž kontaktne površine med armiranobetonsko ploščo in profilirano jekleno pločevino enak nič. Ta predpostavka se zdi upravičena, ker pride med požarom do vzdolžne razslojenosti slojev in predvsem zato, ker beton v natezni coni močno razpoka in s tem je prepustnost betona tu zelo visoka. V toplotno-vlažnostni analizi tako modeliramo le betonski del prečnega prereza, kjer upoštevamo, da je na spodnjem robu ob stiku omogočen neoviran toplotni in masni pretok (tabela

4.2). Obravnavani del prečnega prereza modeliramo z 800 končnimi elementi za zgornji širši del prereza in s 440 končnimi elementi za spodnji ožji del. Za velikost časovnega koraka izberemo 0.5 s.



Slika 4.4: Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Geometrijske karakteristike problema in robni pogoji za numerični model.

Figure 4.4: The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Geometric characteristics of the problem and boundary conditions for the hydro-thermal part of the fire analysis.

Preglednica 4.2: Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Robni pogoji za numerični model.

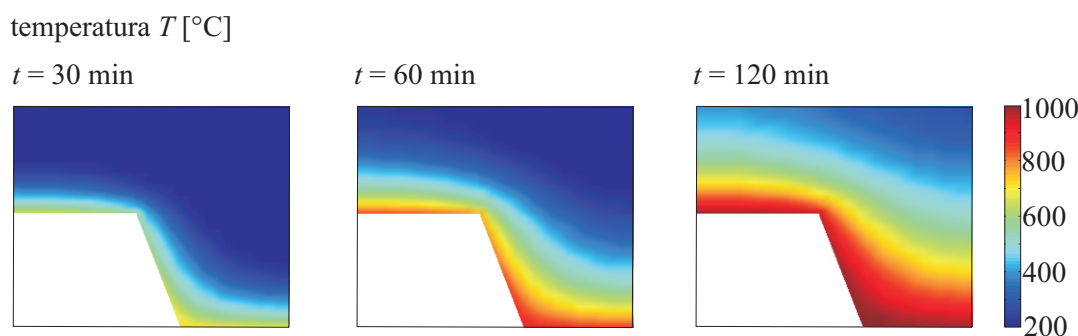
Table 4.2: The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Boundary conditions for the numerical model.

	rob 1	simetrijska os	rob 2
T	$q_T = q_T (T_{\infty} = 20 \text{ }^{\circ}\text{C})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$q_T = q_T (T_{\infty} = T_{\text{ISO834}})$
P_G	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$
$\tilde{\rho}_V$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_V}{\partial n} = 0$	$q_V = q_V (\tilde{\rho}_{V,\infty})$

Materialni vhodni podatki za toplotno-vlažnostno analizo problema so naslednji: začetna vsebnost vodne pare v porah betona je enaka $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0111 \text{ kg/m}^3$, vsebnost vodne pare na robu je $\tilde{\rho}_{V,\infty} = 0.0074 \text{ kg/m}^3$, masa proste vode pri polni zasičenosti zraka v betonu in temperaturi $T = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ je $\tilde{\rho}_{FW,0}^{\text{sat}} = 90 \text{ kg/m}^3$, začetna poroznost betona je $p_{or}^0 = 0.12$ in začetna prepustnost betona je $K = 3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$. Tudi v tem primeru so izbrane lastnosti betona z normalno trdnostjo, zato lahko pojav eksplozivnega luščenja betona zanemarimo.

Krajevna razporeditev temperature po prečnem prerezu obravnavanega vala armiranobetonske plošče v izbranih časih $t = 30 \text{ min}$, $t = 60 \text{ min}$ in $t = 120 \text{ min}$ prikazujemo na sliki 4.5. Izračunane tem-

perature uporabimo kot vhodni podatek za mehanski del požarne analize, katere rezultate prikažemo v nadaljevanju. Vsi materialni in geometrijski parametri ter podatki o obtežbi so v mehanskem delu prikazanih požarnih analiz obravnavane armiranobetonske plošče s profilirano pločevino za vse primere enaki. Materialni podatki pri sobni temperaturi so naslednji: trapezna pločevina je iz jekla S280 ($f_{y,20} = 28 \text{ kN/cm}^2$), betonska plošča iz betona C30/37 ($f_{c,20} = 3 \text{ kN/cm}^2$) in dodatna vzdolžna armatura iz jekla S400 ($f_{y,20} = 40 \text{ kN/cm}^2$). Za materialni konstitucijski model jekla pri visokih temperaturah privzamemo napetostno-deformacijsko zvezo, ki jo predlaga standard SIST EN 1993–1–2 (2005) (slika 2.11). Skladno z napotki standarda pri tem privzamemo, da so viskozne deformacije v konstitucijskem zakonu že zajete, in jih zato eksplicitno v analizi ne upoštevamo. Za materialni konstitucijski model betona pri požaru privzamemo zvezo skladno s standardom SIST EN 1992–1–2 (2005). Vpliv lezenja betona upoštevamo z modelom Harmathyja (1993), vpliv prehodnih deformacij betona pa z modelom Lija in Purkissa (2005). Zaradi pomanjkanja dostopnih podatkov o obnašanju stikov sovprežnih plošč pri sobni in pri povišanih temperaturah opišemo konstitucijski zakon stika pri sobni temperaturi z enačbo (2.108). Spreminjanje zakona stika s temperaturo pa upoštevamo z matematičnim modelom Huanga in sodelavcev (1999) (tabela 2.2). Tako predpostavljeni zakon stika upoštevamo tako v vzdolžni kot v prečni smeri. Vrednost nosilnosti stika pri sobni temperaturi izberemo glede na parametrično študijo, ki jo obravnavamo.



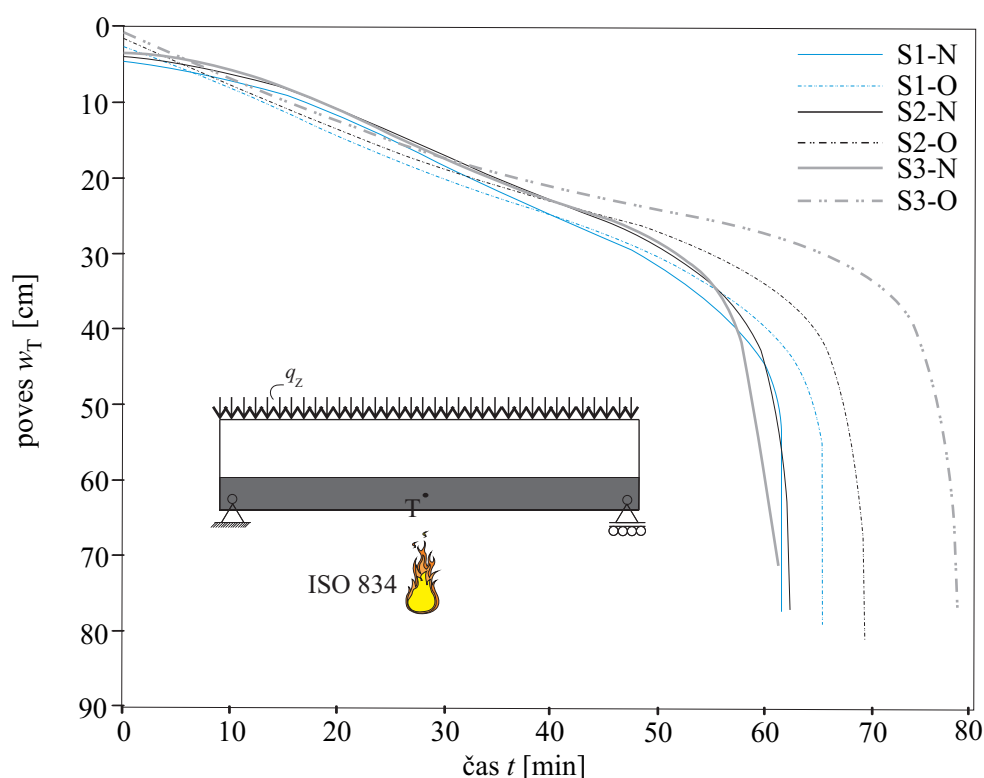
Slika 4.5: Parametrična študija prostoležeče sovprežne armiranobetonske plošče s profilirano jekleno pločevino. Razporeditev temperatur po prerezu v izbranih časih.

Figure 4.5: The parametric study of a simply supported composite reinforced concrete plate with a trapezoidal steel sheet. Distribution of temperatures over the cross-section at chosen times.

4.2.1 Analiza vpliva stopnje armiranosti betonskega dela plošče

Najprej analiziramo vpliv stopnje armiranosti armiranobetonskega dela sovprežne plošče na njeno požarno odpornost. Dobljene ugotovitve parametrične študije primerjamo tudi s požarno odpornostjo armiranobetonske plošče brez jeklene trapezne pločevine. Tako ocenimo upravičenost predpostavke, pogosto uporabljene pri projektiranju sovprežnih plošč, ki pravi, da je požarna odpornost sovprežne plošče s profilirano jekleno pločevino približno enaka požarni odpornosti armiranobetonske plošče brez profilirane jeklene pločevine. Za vzdolžno nosilnost stika pri sobni temperaturi v analizi privzamemo vrednost $\tau_{\max} = 0.0230 \text{ kN/cm}^2$ oziroma, preračunano na enoto dolžine, $p_{t,\max} = 0.59 \text{ kN/cm}$ (Beg in sodelavci, 2008, Hozjan, 2009). Zaradi pomanjkanja dostopnih podatkov o prečni nosilnosti stikov sovprežnih plošč pri sobni temperaturi, privzamemo, da je ta enaka vzdolžni nosilnosti, torej $p_{n,\max} = 0.59 \text{ kN/cm}$. Obravnavamo tri primere. V prvem primeru (S1–O) je posamezen val betonskega dela plošče armiran z dvema rebrastima armaturnima palicama $\phi 14$ in obtežen z enakomerno zvezno linijsko obtežbo $q_Z = 5.34$

kN/m. V drugem primeru (S2–O) predstavljata armaturo enega vala betonske plošče dve palici $\phi 10$, njegovo obtežbo pa $q_Z=2.82$ kN/m. V tretjem primeru (S3–O) je vsak val betonske plošče armiran z dvema armaturnima palicama $\phi 8$ in obtežen z zvezno obtežbo $q_Z=0.96$ kN/m. Izbrane obtežbe plošče predstavljajo pri sobni temperaturi v vseh treh primerih približno 90% elastične nosilnosti armiranobetonskih plošč brez pločevine (oznake S1–N, S2–N in S3–N). Pri tem upoštevamo, da je v izbranih obtežbah zajeta tudi lastna teža plošče. Časovno spreminjanje prečnega pomika na sredini razpona plošč S1–O, S2–O in S3–O oziroma plošč S1–N, S2–N in S3–N med požarom prikazuje slika 4.6.



Slika 4.6: Analiza vpliva stopnje armiranosti betonskega dela plošče. Časovno spreminjanje prečnega pomika na sredini razpona plošče med požarom.

Figure 4.6: The analysis of the effect of the reinforcement rate of the concrete plate. Development of the mid-span deflection of the plate over time.

V vseh treh primerih primerjava rezultatov sovprežne armiranobetonske plošče s trapezno jekleno profilirano pločevino (S1–O, S2–O oziroma S3–O) in armiranobetonske plošče brez trapezne pločevine (S1–N, S2–N oziroma S3–N) pokaže, da je poves sovprežne AB plošče v primerjavi s povesom AB plošče prvih nekaj minut požara še manjši, a se odnos kmalu obrne. Zaradi hitrega naraščanja temperatur v požarnem prostoru in zaradi neposredne požarne izpostavljenosti jeklene pločevine je temperaturno odvisno upadanje nosilnosti pločevine v primerjavi z upadanjem nosilnosti jeklenih armaturnih palic sprva veliko hitrejše. Armaturne palice se v začetnih fazah požara v primerjavi s pločevino namreč segrevajo bistveno počasneje. Tako se natezna obremenitev plošče hitro prenese na armaturne palice in učinek sovprežnosti se za nekaj časa (do približno 20. minute po začetku požara) izgubi. Hitrejše naraščanje povesov sovprežne plošče v tej fazi dodatno povzroča tudi raztezanje pločevine, ki je na mestu stika v tej fazi požara (temperatura pločevine pod $500\text{ }^{\circ}\text{C}$) izrazitejše kot je raztezanje betona. Kot pokažejo enačbe, ki jih

za temperaturno deformacijo betona iz kremenčevega agregata in temperaturno deformacijo konstrukcijskega jekla podajata standarda SIST EN 199212 (2005) in SIST EN 199312 (2005), se jeklo v primerjavi z betonom v temperaturnem območju do približno 500 °C namreč razteza hitreje. AB plošča je tako zaradi vplivov različnih razteznostnih lastnosti slojev v tej fazi požara obremenjena z dodatno natezno silo vzdolž stika. Situacija se bistveno spremeni po približno 30 minutah, ko se armaturne palice segrejejo na približno 400 °C. Sedaj se nosilnost armaturnih palic skladno z materialnim diagramom jekla (SIST EN 199312, 2005) izrazito zmanjša, s tem pa se prispevek jeklene pločevine k nosilnosti armiranobetonske plošče ponovno poveča. K zaviranju naraščanja povesa sovprežne plošče v tem temperaturnem območju (temperatura pločevine višja od 500 °C) pa dodatno prispevajo tudi temperaturne deformacije pločevine, ki so na stiku z betonsko ploščo sedaj manjše, kot so temperaturne deformacije betona. Zaradi različnih razteznostnih karakteristik jekla in betona je AB plošča tako v tem temperaturnem območju vzdolž stika obremenjena tlačno.

Primerjava prečnih povosov plošč S1–N in S1–O pokaže, da je razlika požarne odpornosti plošč z največjo količino dodatne vzdolžne armature zanemarljiva. Razlika je večja med ploščama S2–O in S2–N, a je še vedno majhna, saj se sovprežna plošča S2–O poruši dobrih 8 minut kasneje kot plošča S2–N. Povsem drugačne pa so razlike povosov slabše armiranih plošč z oznakama S3–O in S3–N. Sedaj je požarna odpornost sovprežne plošče S3–O v primerjavi s požarno odpornostjo plošče S3–N višja za približno 30%. Zaključimo lahko, da je razlika med požarno odpornostjo sovprežne in nesovprežne armiranobetonske plošče izrazitejša pri manj armiranih ploščah. Na prvi pogled nas zaključek preseneti, še posebej, ker bi zaradi neposredne požarne izpostavljenosti jeklene pločevine pričakovali, da bo prispevek profilirane jeklene pločevine k požarni odpornosti armiranobetonske plošče minimalen v vseh primerih. To navidezno neskladje s pričakovanimi rezultati lahko pojasnimo z razlago napetostnega stanja v profilirani pločevini in armaturnih palicah, ki ga opišemo v nadaljevanju.

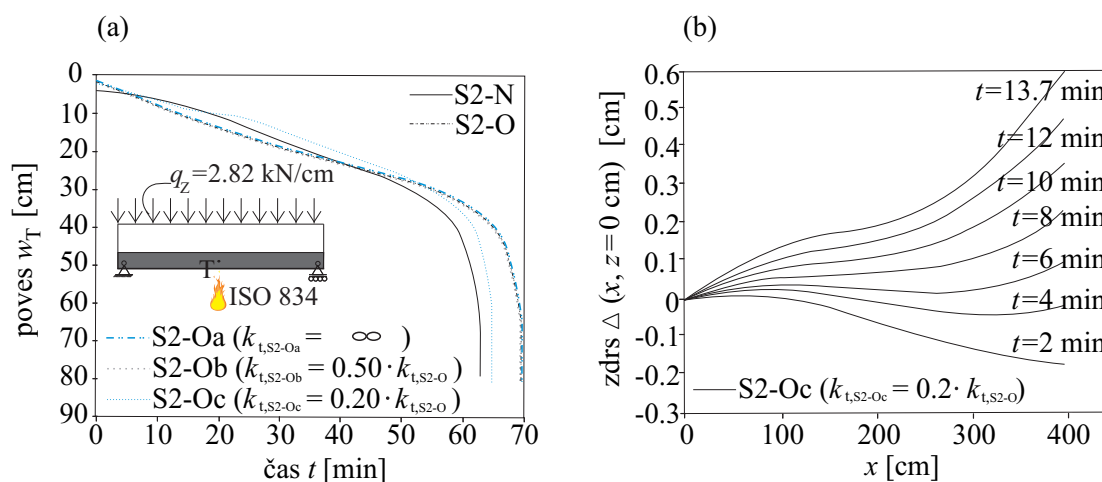
Prehod obtežno-deformacijske krivulje obravnavane sovprežne plošče iz začetnega linearnega dela v nelinearni del se pojavi, ko se plastificira prva točka jeklene pločevine. Najprej se ukrivljenost krivulje spreminja zelo počasi, saj se plastifikacija pločevine postopoma širi od spodnjega, najbolj obremenjenega vlakna navzgor proti zgornjemu robu. Šele ko je plastificiran pretežen del prečnega prereza pločevine, se plastificirajo tudi armaturne palice. Hitrost povečevanja prečnih povosov plošče se sedaj hipoma močno poveča, pri tem pa deformacije do porušitve naraščajo pri skoraj konstantni obtežbi (navpični deli krivulj na sliki 4.6). Iz povedanega zaključimo, da je porušitev oziroma požarna odpornost armiranobetonske plošče s profilirano pločevino v največji meri odvisna od časa plastifikacije armaturnih palic.

V sovprežni plošči vpliva na razporejanje nateznih obremenitev prečnega prereza med vzdolžno reb-rasto armaturo in pločevino razmerje njunih togosti. Če je betonski pretez armiran močnejše (primer S2, še zlasti pa primer S1), prevzamejo večji delež natezne obremenitve armaturne palice. Pri plošči S1–O je količina armature zelo visoka, zato prevzema večji del natezne obremenitve prečnega prereza reb-rasta armatura, betonska plošča pa na račun jeklene trapezne pločevine ni vidneje razbremenjena. To potrjuje tudi slika 4.6, kjer opazimo, da se začetni točki krivulj S1–O in S1–N skoraj ujemata. Zaradi zgolj minimalne razbremenitve, se tudi ob nadaljnji izpostavljenosti požaru sovprežna plošča obnaša skoraj popolnoma enako kot nesovprežna armiranobetonska betonska plošča (slika 4.6). Ravno nasprotno pokaže primer plošče S3. Ker je količina reb-raste armature v tem primeru zgolj minimalna, prevzame večji del natezne obremenitve sovprežne plošče jeklena pločevina, zato povesi in deformacije sovprežne plošče v primerjavi s povesi in deformacijami nesovprežne armiranobetonske plošče naraščajo bistveno počasneje, posledično bistveno kasneje pa v prečnem prerezu nastopi plastifikacija armature in s tem porušitev plošče.

4.2.2 Analiza vpliva vzdolžne togosti stika

V nadaljevanju analiziramo vpliv vzdolžne togosti stika na obnašanje obravnavane sovprežne plošče s profilirano pločevino med požarom. V analizi privzamemo, da je val obravnavane plošče armiran z dvema palicama $\phi 10$ in obtežen z enakomerno zvezno linijsko obtežbo $q_z = 2.82$ kN/m (primer S2–O iz poglavja 4.2.1). Za nosilnost stika v vzdolžni (tangentski) smeri pri sobni temperaturi najprej privzamemo vrednost $p_{t,max} = 0.59$ kN/cm, ki smo jo upoštevali že v poglavju 4.2.1 (primer S2–O). Nato to vrednost ustrezno povečujemo oziroma zmanjšujemo. V prečni smeri je nosilnost stika pri sobni temperaturi v vseh primerih enaka $p_{n,max} = 0.59$ kN/cm. Rezultate opisane parametrične študije prikazuje slika 4.7a.

Kot vidimo na sliki 4.7a, se obtežno-deformacijski krivulji sovprežne plošče S2–O in sovprežne plošče z oznako S2–Oa, ki ustreza plošči z absolutno togim stikom, v vzdolžni smeri ujemata skoraj v celoti. To pomeni, da je izbrana vzdolžna togost stika zelo velika. Tudi ko vzdolžno togost stika plošče zmanjšamo na polovico prvotne vrednosti (primer S2–Ob), to nima vidnejšega vpliva na potek obtežno-deformacijske krivulje. Bistveno večji vpliv pa ima znižanje začetne vzdolžne nosilnosti stika na petino njene vrednosti (primer S2–Oc). Sedaj postanejo vzdolžni zdrsi med pločevino in ploščo tako izraziti, da se po približno 20 minutah požara stik poruši. V računski analizi privzamemo, da porušitev stika v vzdolžni smeri pomeni tudi porušitev v prečni smeri in obratno. Porušitev stika opazimo najprej ob pomični podpori plošče, kjer so zdrsi med slojema največji, nato pa se zaradi prerazporejanja kontaktne obtežbe popuščanje stika hitro razširi preko celotne kontaktne površine in sovprežni učinek se izgubi. Ker smo predpostavili, da predstavlja obravnavani nosilec val sovprežne plošče in sta torej skrajna robova plošče podprta, porušitev stika še ne predstavlja porušitve plošče. Pričakujemo pa lahko, da bo v takem primeru končna požarna odpornost sovprežne plošče S2–Oc opazneje nižja, kar potrdijo tudi računске analize (slika 4.7a).



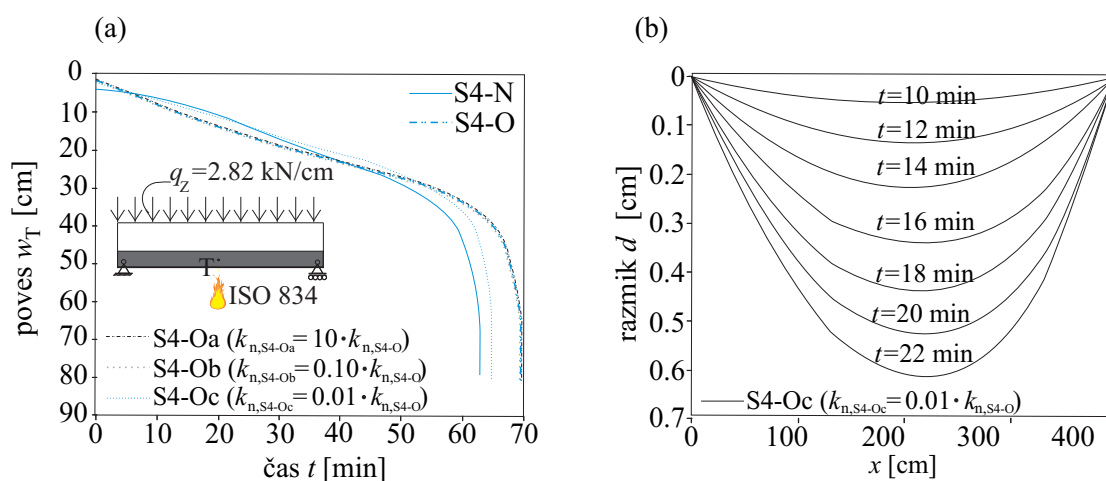
Slika 4.7: Analiza vpliva vzdolžne togosti stika. (a) Časovno spreminjanje prečnega pomika na sredini razpetine plošče. (b) Časovno spreminjanje zdrsov med slojema po dolžini ojačanega nosilca.

Figure 4.7: The analysis of the effect of the longitudinal contact stiffness. (a) Development of mid-span deflection over time. (b) The time development of the slip between the layers along the beam length.

Na sliki 4.7b prikazujemo časovno spreminjanje zdrsov med pločevino in betonsko ploščo po dolžini nosilca. Zdrse prikazujemo za primer z najpodajnejšim stikom S2–Oc. Kot lahko razberemo iz slike, so zdrsi ves čas največji na skrajnem desnem robu plošče ob pomični podpori.

4.2.3 Analiza vpliva prečne togosti stika

Podobno kot v poglavju 4.2.2 izvedemo parametrično študijo še za vpliv prečne togosti stika obravnavane sovprežne plošče. V izogib vplivom vzdolžne togosti stika, ki nas tokrat ne zanimajo, izberemo za vzdolžno nosilnost stika pri sobni temperaturi vrednost $p_{t,\max} = 5.9 \text{ kN/cm}$, ki predstavlja zelo tog stik (slika 4.7). V prečni smeri izberemo za začetno vrednost nosilnosti stika pri sobni temperaturi vrednost $p_{n,\max} = 0.59 \text{ kN/cm}$ (primer označimo z oznako S4-O). Izbrano vrednost v nadaljevanju najprej povečamo s faktorjem 10 (primer S4-Oa), nato pa jo zmanjšamo: najprej s faktorjem 10 (primer S4-Ob), nato pa s faktorjem 100 (primer S4-Oc). Pri tem opazujemo spreminjanje oblike obtežno-deformacijske krivulje plošče. Opozorimo, da so predpostavljene vrednosti prečne nosilnosti stika pri sobni temperaturi izbrane tako, da je pokazani vpliv prečne togosti stika čim bolj viden, in ne temeljijo na realnih eksperimentalnih podatkih. Rezultate parametrične študije prikazujemo na sliki 4.8a.



Slika 4.8: Analiza vpliva prečne togosti stika. (a) Časovni razvoj vertikalnega pomika na sredini razpetine nosilca. (b) Časovni razvoj razmikov med slojema po dolžini ojačanega nosilca.

Figure 4.8: The analysis of the effect of the transversal contact stiffness. (a) Development of mid-span deflection over time). (b) The time development of the uplift between the layers along the beam length.

Če je togost stika v prečni smeri zadostna, da se betonska plošča poruši prej, kot pa se poruši stik, potem prečna togost vidnejšega vpliva na opazovano obliko obtežno-deformacijske krivulje nima (na sliki 4.8a primeri S4-O, S4-Oa in S4-Ob). Nasprotno je v primeru, ko je stik v prečni smeri preveč podajen, kot se izkaže v primeru S4-Oc. Vrednost razmika med ploščo in pločevino tu v 24. minuti prekorači maksimalno dovoljeno vrednost 0.6 cm, končna nosilnost sovprežne plošče pa je, podobno kot v primeru S2-Oc, obravnavanem v prejšnjem poglavju, vidno manjša.

Analizo zaključimo s prikazom časovnega spreminjanja razmikov med pločevino in betonsko ploščo vzdolž dolžine nosilca (slika 4.8b). Razmike prikazujemo za primer z najpodajnejšim stikom S4-Oc. Medtem ko je krivulja razmikov pri nižjih temperaturah skoraj simetrična glede na sredino razpona nosilca, se mesto maksimalnega razmika s časom nekoliko pomakne v smeri proti desni, pomični podpori. Zaradi visokih temperatur, ki jim je plošča izpostavljena, postajajo pomiki namreč vse izrazitejši, zato je vidnejši tudi vpliv geometrijske nelinearnosti problema.

4.2.4 Vpliv robnih pogojev

V numeričnih analizah obravnavane sovprežne plošče (poglavje 4.2) smo doslej upoštevali, da veljajo za betonsko ploščo in pločevino na njunem skrajnem levem in desnem robu enaki robni pogoji. Pri sovprežnih ploščah se jeklena pločevina namreč običajno izvede že v fazi gradnje. Pri tem služi pločevina sprva kot opaž, po strditvi betona pa prevzame funkcijo zunanje natezne armature. Zaradi takšnega načina izvedbe je jasno, da je zgoraj opisana izbira robnih pogojev upravičena. Nasprotno bi veljalo v primeru, ko bi se pločevina betonski plošči oziroma nosilcu na sliki 4.4 dodajala naknadno, na primer v fazi renovacije konstrukcije ali sanacije poškodb (na primer razpok). V teh primerih bi pločevina služila kot zunanja natezna ojačitev, njeni robovi pa ne bi bili podprti.

Preglednica 4.3: Analiza vpliva robnih pogojev. Primerjava časov porušitve čistega in ojačanega nosilca v odvisnosti od prečne togosti stika in robnih pogojev.

Table 4.3: The analysis of the effects of boundary conditions. A comparison between the fire resistances of the plated and the non-plated beam for different normal contact stiffnesses and different boundary conditions.

$p_{n,max}$ [kN/cm]	čas porušitve stika	požarna odpornost	čas porušitve stika	požarna odpornost
	primer 'a' (pl. podprta) [min]	primer 'a' (pl. podprta) [min]	primer 'b' (pl. nepodprta) [min]	primer 'b' (pl. nepodprta) [min]
0.59	/	66	36	36
0.059	/	66	24	24
0.0059	22	57	7	7

Vpliv opisanih različnih možnih robnih pogojev preverimo na primeru sovprežne plošče iz poglavja 4.2.3, ko smo pri absolutni vzdolžni togosti stika opazovali vpliv njegove prečne togosti. Z numeričnimi analizami ugotovimo, da vplivajo robni pogoji pločevine v opazovanih primerih na hitrost naraščanja prečnega razmika med slojema sovprežne plošče. Ta je višja, kadar je pločevina nepodprta. V kolikor je pri tem prečna togost stika dovolj visoka, da se stik zaradi razmikov slojev ne poruši, robni pogoji pločevine na obliko obtežno-deformacijske krivulje in končno požarno odpornost sovprežne plošče vidneje ne vplivajo. Vidnejši pa je vpliv robnih pogojev v primerih, kadar je togost dovolj majhna in se stik poruši. V primeru, ko je pločevina podprta (v tabeli 4.3 primer 'a' pri vertikalni nosilnosti stika $p_{n,max} = 0.0059$ kN/cm), pločevina po porušitvi stika ostaja podprta, zato lahko h končni požarni odpornosti sovprežne plošče prištejemo tudi preostalo požarno nosilnost betonskega dela plošče, ki se izkoristi po porušitvi stika. Za požarno odpornost sovprežne plošče označimo v tem primeru čas, ko se poruši betonska plošča. Če robovi pločevine nasprotno niso podprti (v tabeli 4.3 vsi primeri pod oznako 'b'), se pločevina po porušitvi stika od plošče 'odlepi', požarna odpornost sovprežne plošče pa je zato enaka času, ko se poruši stik.

4.3 Analiza vpliva luščenja betona na požarno nosilnost bočno ojačanega prostoležečega armiranobetonskega nosilca

V zadnjem primeru, ki ga prikazujemo, analiziramo vpliv eksplozivnega luščenja betona na požarno odpornost bočno ojačanega prostoležečega armiranobetonskega nosilca iz poglavja 4.1 z nekoliko spremenjenimi vhodnimi podatki. Vhodni podatki, ki jih spremenimo, so naslednji: začetna količina vodne

pare v porah betona je $\tilde{\rho}_{V,0} = 0.0174 \text{ kg/m}^3$, (ustrezno 94% začetni relativni zračni vlažnosti), začetna poroznost betona je $p_{or}^0 = 0.094$, masa proste vode pri polni zasičenosti zraka v betonu in temperaturi $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ pa je $\bar{\rho}_{FW,0}^{sat} = 70 \text{ kg/m}^3$. Dodatno spremenimo tudi pozicijo armature betonskega nosilca, ki jo v smeri globalne koordinatne osi Z pomaknemo 1 cm navzven proti zunanjemu robu prereza. Velikost zunanje dvotočkovne mehanske obtežbe nosilca P je v tem primeru 40kN, upoštevana pa je močnejša kontaktna povezava ojačitve in nosilca (povezava z 8 vijaki).

Ker odgovarjajo izbrane lastnosti betona karakteristikam betona visoke trdnosti, bo velikost pornih tlakov, ki se bodo v nosilcu razvili med požarom, visoka, zato je visoka tudi verjetnost pojava eksplozivnega luščenja betona. Eksplozivnega luščenja betona z numeričnim modelom za požarno analizo kompozitnih linijskih konstrukcij, ki smo ga predstavili v tej doktorski disertaciji, zaradi večfaznosti numeričnega postopka (oziroma nepovezanosti toplotno-vlažnostne in mehanske faze analize) v splošnem ni mogoče zasledovati. Je pa po prepričanju nekaterih raziskovalcev vpliv 'mehanske' obtežbe v toplotno-vlažnostno analizo mogoče vpeljati posredno. Dwaikat in Kodur (2010) sta na primer predstavila empirično formulo, po kateri se mehanski in toplotno-vlažnostni vplivi med sabo prepletajo preko gradienta v začetni prepustnosti betona. Začetno prepustnost betona sta raziskovalca zapisala v odvisnosti od pozicije nevtralne osi pri mejnem stanju uporabnosti, in sicer kot:

$$K_0 = K_{top} \begin{cases} 10^{2y/h} & y \leq d_{neu} \\ (10^{2y/h})(10^{3(y-d_{neu})/(h-d_{neu})}) & y > d_{neu} \end{cases} \quad (4.1)$$

Tu se oznaka K_0 nanaša na začetno prepustnost betona pri sobni temperaturi, K_{top} je začetna prepustnost na vrhu obremenjenega prereza, h je višina prereza, y razdalja od zgornjega roba prereza, d_{neu} pa globina nevtralne osi pri mejnem stanju uporabnosti. Za vrednost K_{top} privzamemo v obravnavanem primeru vrednost $0.5 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$, globina nevtralne osi pa je pri mejnem stanju uporabnosti (stanje pred pričetkom požara) enaka 14 cm. Pri požarni obremenitvi betona se njegova prepustnost, kot Dwaikat in Kodur povzameta po predlogu Gawina (2002), nadalje spreminja v odvisnosti od temperature in pornih tlakov, in sicer kot:

$$K(T) = K_0 \left[10^{0.0025(T-T_0)} \left(\frac{P_{pore}}{P_0} \right)^{0.368} \right]. \quad (4.2)$$

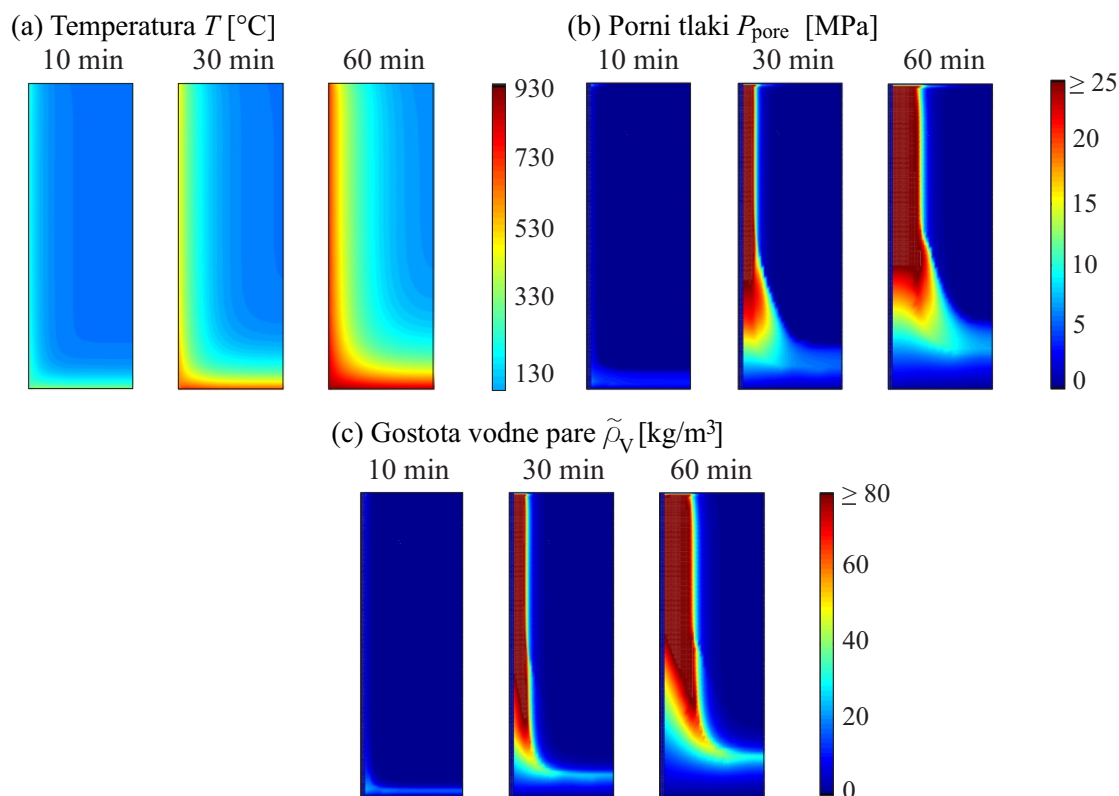
Tu sta P_0 in T_0 začetni porni tlak in začetna temperatura.

Ko enačbi (4.1) in (4.2) uporabimo v analizi toplotnega in masnega pretoka v požarni analizi betonske konstrukcije, uporabimo za zasledovanje luščenja betona kriterij:

$$p_{or} \cdot P_{pore} > f_{ct,T}. \quad (4.3)$$

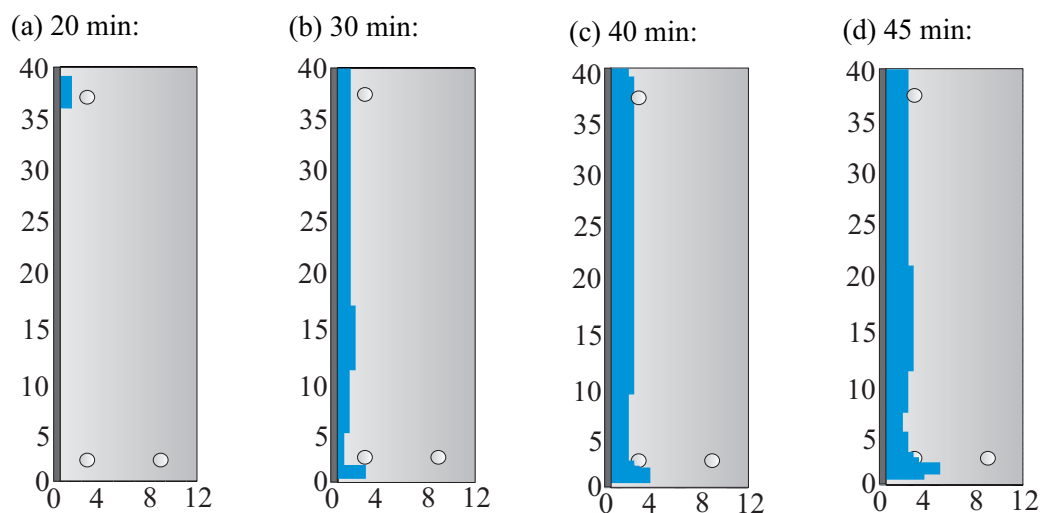
Tu je p_{or} poroznost betona, $f_{ct,T}$ pa njegova natezna trdnost. Temperaturno odvisno natezno trdnost betona določamo pri tem skladno z navedbami Dwaikata in Kodurja (2009). V obravnavanem primeru bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca je izbrana začetna vrednost natezne trdnosti betona pri sobni temperaturi 5 MPa.

Opisane predloge Dwaikata in Kodurja (2010) uporabimo v požarni analizi obravnavanega problema. V toplotno-vlažnostni fazi analize najprej določimo časovni razvoj temperatur, pornih tlakov in gostote vodne pare po prečnem prerezu nosilca, kot prikazuje slika 4.9. Še posebej je v tem primeru zanimiva razporeditev pornih tlakov na sliki 4.9b. Tu opazimo, da je pri obravnavanem nosilcu (oziroma pri kompozitnem nosilcu iz betona in jekla) za velikost pornih tlakov vzdolž stika med slojema nosilca po-



Slika 4.9: Analiza vpliva luščenja betona. Razporeditev: (a) temperatur, (b) pornih tlakov in (c) gostote vodne pare po prečnem prerezu nosilca za čase 10, 30 in 60 min.

Figure 4.9: The analysis of the effects of concrete spalling. Distribution of: (a) temperatures, (b) pore pressures, and (c) water vapour content over the cross-section at 10, 30, and 60 min.



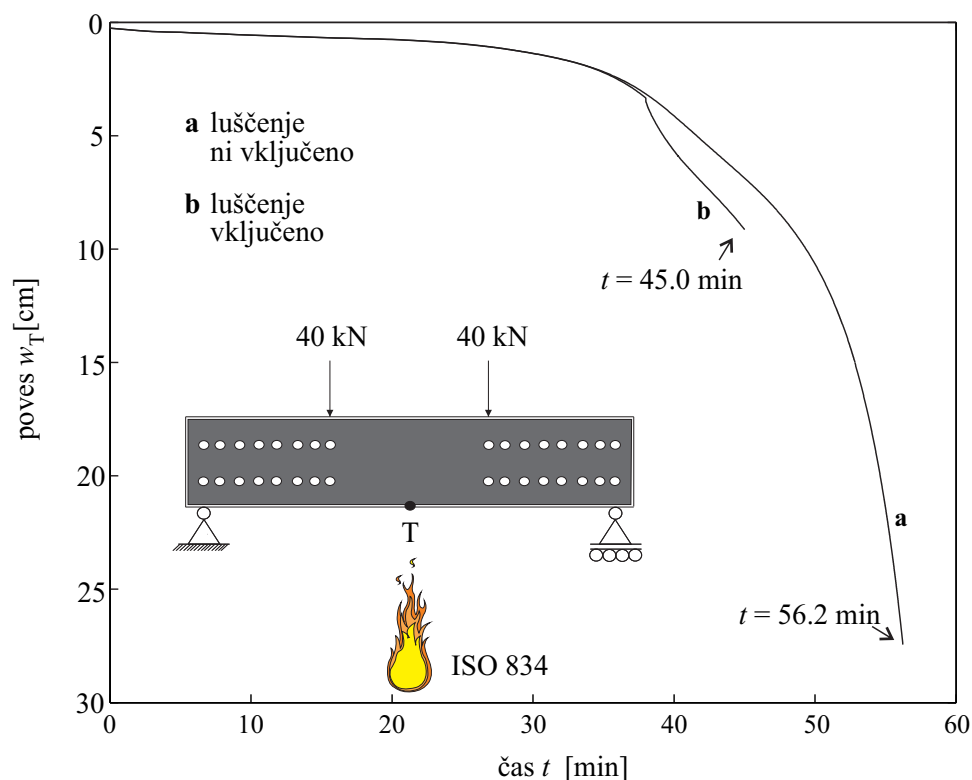
Slika 4.10: Analiza vpliva luščenja betona. Predviden scenarij luščenja.

Figure 4.10: The analysis of the effects of concrete spalling. Predicted spalling scenario.

memben tudi vpliv prepustnosti betona ob stiku. Pri tem lahko zaključimo, da je vpliv prepustnosti betona v primerjavi z vplivom paronepropustnosti jeklenega sloja dominantnejši, saj opazimo, da so kontaktni porni tlaki v zgornjem tlačnem območju prereza zelo visoki, v spodnjem nateznem (razpokanem) območju pa majhni.

Slika 4.10 prikazuje časovni razvoj območij luščenja, ki smo ga določili s kriterijem (4.3). Za območje luščenja smo pri tem v vsakem časovnem koraku privzeli območje tistih končnih elementov, pri katerih je bil ob opazovanem času kriterij luščenja izpolnjen v vseh štirih Gaussovih točkah elementa. Na velikost in hitrost širjenja območja luščenja je pri tem vplivala tudi naša predpostavka, da je dolžina sidranja veznega sredstva (vijaka) zadostna, da bočna ojačitev odpadanje odluščenega betona prepreči. Tako ostajajo geometrijske karakteristike prečnega prereza v toplotno-vlažnostnem delu požarne analize ves čas konstantne, luščenje betona pa zato še bolj izrazito.

V nadaljevanju prikažemo vpliv izračunanega razvoja območja luščenja na obliko obtežno-deformacijske krivulje nosilca oziroma njegovo požarno odpornost (slika 4.11). Da bi opazovani vpliv luščenja izolirali,



Slika 4.11: Analiza vpliva luščenja betona. Mehanski odziv nosilca, če je vpliv luščenja v računu: (a) zanemarjen in (b) upoštevan.

Figure 4.11: The analysis of the effects of concrete spalling. The mechanical response of the beam when concrete spalling is: (a) neglected and (b) considered in the analysis.

tudi tokrat vpliva pornih tlakov na napetostno-deformacijsko stanje v nosilcu ne upoštevamo, čeprav zaradi njihovih zelo visokih vrednosti (slika 4.9b) ta v tem primeru morda ni zanemarljiv. V trenutku, ko je kriterij luščenja (4.3) v nosilcu izpolnjen, se materialne karakteristike prizadetega območja prečnega prereza nosilca spremenijo, in bi jih bilo potrebno v mehanskem delu analize v splošnem določiti ponovno.

Prav tako bi materialne karakteristike prereza morali določiti ponovno vedno, kadar se območje eksplozivnega luščenja betona razširi. Da se temu izognemo, privzamemo v analizi v prizadetem območju nosilca minimalno nosilnost betona. Prav tako privzamemo minimalno nosilnost materiala tudi za jekleno armaturo betonskega nosilca, kadar je območje armaturnih palic znotraj območja luščenja. V obravnavanem primeru se to zgodi po približno 40 minutah od začetka požara (slika 4.10). Rezultati mehanske analize primera so predstavljeni na sliki 4.11, kjer je obtežno-deformacijska krivulja nosilca za primer, ko vpliva luščenja v mehanski analizi ne upoštevamo (primer 'a'), primerjana z obtežno-deformacijsko krivuljo za primer, ko je luščenje upoštevano (primer 'b'). Vpliv luščenja na mehanski odziv nosilca je očiten, saj pomeni izgubo približno 20% končne požarne odpornosti nosilca, očitna pa je tudi izguba duktilnosti.

5 Zaključki

V disertaciji smo predstavili nov numerični model za požarno analizo dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij iz betona in jekla z upoštevanjem vzdolžne in prečne podajnosti stika med slojema. Požarno analizo smo pri tem razdelili v tri fizikalno smiselne, matematično nepovezane faze. V prvi fazi, ki sicer ni tema te disertacije, smo za opis časovnega razvoja temperature v požarnem prostoru uporabljali požarne krivulje. S tem smo v analizo vpeljali predpostavko, da je temperatura po požarnem prostoru razporejena enakomerno. Drugi (toplotno-vlažnostni) in tretji (mehanski) fazi analize, ki sta bili osrednji temi disertacije, smo se v delu posvetili izčrpnije. Glede na temperature požarnega prostora, ki smo jih določili v prvi fazi požarne analize, smo v toplotno-vlažnostni fazi analizirali razvoj temperature v jeklenem in betonskem delu nosilca ter razvoj tlakov plinaste zmesi, gostote vodne pare in količine proste vode v betonskem delu nosilca. Za analize smo uporabljali računalniško orodje `MoistureHeat2`, ki smo ga pripravili v programskem okolju `MatLab`. `MoistureHeat2` je nova različica programa `MoistureHeat`, ki ga je predstavil Hozjan (2009). V primerjavi s programom `MoistureHeat`, ki je zasnovan na modelu Tencheva in sodelavcev (2001), temelji novi program `MoistureHeat2` na modelih Davieja in sodelavcev (2006 in 2010). Program pri obravnavi povezanega prevajanja toplote in vlage po betonu tako vključi tudi analizo vplivov kapilarnih tlakov, časovne odvisnosti prepustnosti kapljevinaste faze in difuzije adsorbirane vode, pri izračunu količin proste vode v porah betona pa omogoča izbiro modificiranih sorpcijskih krivulj. Za primere konstrukcij, izpostavljenih nevarnosti eksplozivnega luščenja betona, je v programu na voljo tudi nova aplikacija za prve približne ocene območij luščenja skladno s predlogom Dwaikata in Kodurja (2010), kjer se pri analizi prepustnosti betona upošteva vpliv napetostno-deformacijskega stanja v nosilcu pri sobni temperaturi. Osnovne enačbe problema se v programu rešujejo numerično z Galerkinovo metodo končnih elementov. Ustreznost predlaganega modela in ustreznost programa `MoistureHeat2` smo v delu ustrezno verificirali in validirali s primerjavo naših numeričnih rezultatov in eksperimentalnih rezultatov ter numeričnih rezultatov drugih raziskovalcev iz dostopne literature. Dodatno smo predstavili tudi nekaj parametričnih študij izbranih primerov. Ugotovili smo:

- Da je ob izbiri ustreznih materialnih parametrov betona (zlasti difuzijskih koeficientov, količine proste vode, predvsem pa prepustnosti betona) in njihove časovne odvisnosti predstavljeni numerični model primeren za natančno določanje razvoja oziroma razporeditve temperatur, proste vode, vodne pare in pornih tlakov v kompozitnih nosilcih iz betona in jekla pri požaru.
- Da imajo vlaga v betonu in z njo povezani pojavi, ki smo jih preučevali v tej disertaciji (kapilarni tlaki, prepustnost betona, relativni prepustnosti kapljevinaste in plinaste faze v betonu, difuzija adsorbirane vode, difuzija zraka v vodni pari, difuzija vodne pare v zraku in drugi) le manjši vpliv na časovno in krajevno razporeditev temperatur v betonskem delu opazovane konstrukcije.
- Da imajo vlaga v betonu in z njo povezani pojavi po drugi strani pomemben vpliv na razvoj pornih

tlakov, katerih pravilna določitev je izrednega pomena, kadar obravnavamo konstrukcije izpostavljene nevarnosti eksplozivnega luščenja betona.

- Da imata časovna odvisnost kapljevinate faze in difuzija adsorbirane vode, z vpeljavo katerih so Davie in sodelavci (2006) odpravili pomanjkljivosti modela Tencheva in sodelavcev (2001), opaznejši vpliv na razvoj pornih tlakov in gostot plinov v porah betona. Pri tem ima časovna odvisnost kapljevinate faze opaznejši vpliv pri vseh vrstah betonskih in kompozitnih betonskih konstrukcij, vpliv difuzije adsorbirane vode pa je pomembnejši predvsem, kadar je nivo pornih tlakov v porah ogrevanega betona nižji (na primer pri betonih običajne trdnosti in vlažnosti ter kjer temperaturne deformacije konstrukcije niso bistveno ovirane).
- Da ima tretja termodinamična količina, s katero so Davie in sodelavci (2006) dopolnili model Tencheva in sodelavcev (2001), to je kapilarni tlak, za vse vrste betonskih in kompozitnih betonskih konstrukcij pri povišanih temperaturah le zanemarljiv vpliv na razvoj pornih tlakov in gostot plinov med požarom.
- Da je za razvoj pornega tlaka in gostote plinov pomemben tudi pojav difuzije zraka v vodni pari oziroma vodne pare v zraku, zato so za zanesljivost rezultatov ključni tudi materialni podatki, povezani s tem pojavom.
- Da lahko na magnitudo in obliko krivulj časovnega in prostorskega razvoja termodinamičnih količin (z izjemo razvoja temperature) pomembneje vpliva tudi izbrana oblika sorpcijskih krivulj.
- Da je za zanesljivost napovedi pornih tlakov in gostot plinov v porah betona pri povišanih temperaturah še veliko pomembnejša pravilna izbira časovno odvisne prepustnosti betona, v zvezi s katero zasledimo v dostopni literaturi več različnih predlogov (Gawin in sodelavci, 2003, Tenchev in sodelavci, 2001, Davie in sodelavci, 2010, Dwaikat in Kodur, 2011).
- Da je bilo s primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov (analiza Khanovih jeklenih cevi z betonskimi polnili) v tem delu pokazano, da je za mehansko neobremenjene betonske elemente, kjer temperaturno raztezanje materiala ni ovirano, za časovno odvisno funkcijo prepustnosti betona primerna izbira predloga Tencheva in sodelavcev (2001).
- Da je bilo s parametričnimi študijami pri analizi betonske plošče Kalife in sodelavcev (2000) v tem delu pokazano, da morajo biti pri betonskih elementih, katerih temperaturno raztezanje je pri požaru opazneje ovirano, za zanesljivost rezultatov numeričnega modela v časovno odvisni funkciji prepustnosti betona upoštevani tudi vplivi napetostno-deformacijskega stanja v konstrukciji med požarom.

V tretji fazi predlaganega računskega modela smo glede na predpostavljeno mehansko obtežbo konstrukcije in glede na časovni razvoj temperatur v njej (izračunan v toplotno-vlažnostni fazi analize) določili še mehanski odziv konstrukcije med požarom. Za izvedbo tega dela požarne analize smo predlagali in predstavili novo družino deformacijskih končnih elementov, ki jih je v dostopni literaturi prvi predstavil Planinc (1998). Sistem osnovnih enačb predlaganega končnega elementa za analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev smo izpeljali s pomočjo modificiranega izreka o virtualnem delu (Planinc, 1998). Pri tem smo vsak sloj ločeno modelirali z geometrijsko nelinearnim modelom Reissnerjevega nosilca (Reissner, 1972), konstitucijski zakon stika med slojema pa zapisali v odvisnosti od vzdolžnih in prečnih zdrsov oziroma razmikov med slojema. Eksplicitno smo poleg mehanskih deformacij slojev upoštevali

tudi viskozne deformacije jekla, deformacije lezenja betona in prehodne deformacije betona ter kinematično utrjevanje materiala. Končni sistem osnovnih enačb problema smo reševali numerično z Galerkinovo metodo končnih elementov in s pomočjo računalniškega programa `CompositeBeam`, ki smo ga pripravili v programskem okolju `MatLab`. Ustreznost predlaganega modela ter ustreznost programa `CompositeBeam` smo v delu ustrezno verificirali in validirali, predstavili pa smo tudi rezultate nekaj parametričnih študij specifičnih primerov. Ugotovili smo:

- Da je predstavljeni numerični model primeren za natančno določanje napetostno-deformacijskega stanja dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij iz betona in jekla pri požaru.
- Da so pri tem uporabljeni novi deformacijski končni elementi zelo natančni in numerično zelo učinkoviti.
- Da je lahko v nekaterih primerih prispevek tankih jeklenih slojev kompozitnih nosilcev iz betona in jekla k njihovi požarni odpornosti opazen kljub hitremu poslabševanju mehanske odpornosti jekla pri visokih temperaturah.
- Da sta za požarno odpornost dvoslojnega kompozitnega nosilca zadostna vzdolžna in prečna togost stika odločilnega pomena, zlasti v smislu preprečevanja prezgodnje porušitve stika v eni ali drugi smeri oziroma zaradi zagotavljanja izkoriščenosti polne nosilnosti slojev.
- Da lahko luščenje betona pomembno zmanjša požarno odpornost bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca iz betona visoke trdnosti, očitno pa je tudi poslabšanje duktilnosti njegovega mehanskega odziva.

6 Povzetek

V doktorski disertaciji smo se ukvarjali s požarno analizo dvoslojnih kompozitnih linijskih konstrukcij iz betona in jekla z upoštevanjem vzdolžne in prečne podajnosti stika med slojema. Bistveni del disertacije predstavljajo osrednja tri poglavja.

Prvo bistveno poglavje je drugo poglavje. V njem smo predstavili predlagani nov numerični model in pripadajoča računalniška programa `MoistureHeat2` in `CompositeBeam`, ki smo ju pripravili v programskem jeziku `MatLab`. Program `MoistureHeat2` je namenjen temperaturno-vlažnostni fazi novega predlaganega modela, to je določanju časovne in krajevne razporeditve temperature, vode, vodne pare in pornih tlakov v obravnavani kompozitni konstrukciji. Prevajanje toplote po jeklenem nosilcu oziroma profilirani jekleni pločevini smo pri tem opisali s Fourierovo parcialno diferencialno enačbo prevajanja toplote po trdni homogeni snovi, prevajanje toplote in vlage po poroznem heterogenem betonskem delu konstrukcije pa z numeričnim modelom Davieja in sodelavcev (2006 in 2010). Slednji poleg prevajanja toplote po betonskem elementu zaradi kondukcije upošteva tudi vplive faznih sprememb snovi (izparevanja vode oziroma utekočinjanja vodne pare) ter dehidracije kemijsko vezane vode, dodatno pa vključi tudi vplive kapilarnih tlakov, časovno odvisne prepustnosti kapljevinate faze v betonu in difuzije adsorbirane vode. Za primere konstrukcij, izpostavljenih nevarnosti eksplozivnega luščenja betona, smo pri določanju prepustnosti betona upoštevali vpliv napetostno-deformacijskega stanja v nosilcu pri sobni temperaturi. Sistem nelinearnih parcialnih diferencialnih enačb problema smo končno rešili tako, da smo enačbe najprej diskretizirali po prostoru z vpeljavo Galerkinove metode končnih elementov, nato pa smo jih diskretizirali še po času. Časovno disretizacijo enačb smo pri tem izvedli tako, da smo celotni čas izpostavljenosti požaru razdelili na manjše časovne inkremente in v vsakem izmed njih uporabili metodo dvotočkovne direktne integracije.

Računalniški program `CompositeBeam` je nadalje namenjen mehanski fazi predlaganega numeričnega modela oziroma analizi napetostnega in deformacijskega stanja obravnavane konstrukcije ob sočasnem delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. Numerični model mehanske faze analize smo pri tem pripravili tako, da smo dvoslojni kompozitni nosilec najprej opisali z dvema ločenima geometrijsko nelinearnima modeloma Reissnerjevega ravninskega nosilca, nato pa ju vzdolž stika z ustreznimi enačbami stika povezali v kompozitno celoto. Pri tem smo poleg vzdolžne predpostavili tudi prečno podajnost stika, komponente konstitutivnega zakona stika pa zapisali v povprečni bazi med tangentnimi in normalnimi baznimi vektorji slojev na stiku. Sistem osnovnih algebrasko-diferencialnih enačb modela smo v nadaljevanju izpeljali z uporabo razširjenega izreka o virtualnem delu (Planinc, 1998), končni sistem diskretnih nelinearnih algebraskih enačb nove družine deformacijskih končnih elementov pa izpeljali z Galerkinovo metodo končnih elementov. Pri tej smo vzdolž referenčne osi elementa interpolirali le deformacijske količine (Planinc, 1998). Končni sistem diskretnih enačb problema smo rešili tako, da smo celotni opazovani čas požara tudi v opisani mehanski fazi požarne analize razdelili na časovne inkremente in v vsakem časovnem koraku za reševanje uporabili Newtonovo inkrementno-iteracijsko metodo.

Značilne fizikalne pojave betonskih in jeklenih konstrukcij pri povišanih temperaturah (kinematično utrjevanje materiala, napetostno neodvisne temperaturne deformacije jekla in betona ter napetostno odvisne mehanske deformacije, deformacije zaradi viskoznega lezenja jekla, deformacije zaradi lezenja betona in prehodne deformacije betona) smo v vsakem časovnem koraku opisali s pomočjo principa aditivnega razcepa prirastka geometrijske deformacije (Srpčič, 1991).

Ustreznost predstavljenega numeričnega modela in predstavljenih računalniških orodij *MoistureHeat2* in *CompositeBeam* za ugotavljanje togosti, duktilnosti in nosilnosti dvoslojnih kompozitnih nosilcev pri požaru smo v doktorski disertaciji predstavili v tretjem poglavju, kjer smo predlagani model verificirali in ga validirali. Pri tem smo naše numerične rezultate primerjali z rezultati komercialnega računalniškega programa za analize konstrukcij po metodi končnih elementov, *LUSAS*, z rezultati, ki so jih s svojimi lastnimi numeričnimi modeli izračunali drugi raziskovalci, predvsem pa z dostopnimi eksperimentalnimi rezultati. S preverbo ustreznosti predlaganega modela za toplotno-vlažnostno fazo požarne analize in v modelu uporabljenih numeričnih algoritmov smo ugotovili, da je ob ustreznem predpostavljenem časovnem razvoju materialnih parametrov betona (difuzijskih koeficientov, količine proste vode, predvsem pa prepustnosti betona) predlagani model primeren za natančno določanje temperature, vlage in pornih tlakov v betonskih in kompozitnih betonskih konstrukcijah. Učinkovitost in natančnost predlaganega modela in pripravljene računalniškega orodja (program *CompositeBeam*) sta bili izkazani tudi za mehanski del požarne analize.

Zadnji bistveni del disertacije (poglavje 4) smo posvetili parametričnim študijam izbranih specifičnih primerov kompozitnih konstrukcij. Tu smo raziskali primere, za katere smo po pregledu dostopne literature ugotovili, da so bili doslej raziskani slabše oziroma da v dostopni literaturi še niso bili predstavljeni. Tako smo raziskali prispevek tankih jeklenih ojačilnih lamel k požarni odpornosti bočno ojačanega nosilca, prispevek jeklene profilirane pločevine k požarni odpornosti sovprežne plošče, vplive vzdolžne in prečne togosti stika na mehanski odziv ojačanih nosilcev ter vpliv robnih pogojev. V zadnjem primeru smo za primer bočno ojačanega nosilca iz visokotrdnega betona na kratko predstavili tudi, kaj bi za njegov mehanski odziv pomenil predvideni scenarij eksplozivnega luščenja betona. Poglavje smo sklenili s tremi bistvenimi ugotovitvami, in sicer da: (i) je lahko v nekaterih primerih prispevek tankih jeklenih slojev kompozitnih nosilcev iz betona in jekla k njihovi požarni odpornosti opazen kljub hitremu poslabševanju mehanske odpornosti jekla pri visokih temperaturah, zato ga v mehanski fazi požarne analize velja upoštevati, (ii) je za požarno odpornost kompozitnega nosilca zadostna vzdolžna in prečna togost stika odločilnega pomena, zlasti v smislu preprečevanja prezgodnje porušitve stika oziroma zagotavljanja izkoriščenosti polne nosilnosti slojev in (iii) lahko luščenje betona pomembno zmanjša požarno odpornost bočno ojačanega armiranobetonskega nosilca iz betona visoke trdnosti, očitno pa je lahko tudi poslabšanje duktilnosti njegovega mehanskega odziva.

7 Summary

The dissertation has been dealing with the fire analysis of two-layered steel–concrete composite beams accounting for longitudinal and transversal partial interlayer connection. The essential part of the dissertation represent chapters 2–4.

Chapter 2 is the first of the essential chapters. Here the new proposed numerical model and the adequate `MoistureHeat2` and `CompositeBeam` computer softwares computed in the `MatLab` computing environment have been presented. The `MoistureHeat2` computer software deals with the hygro-thermal phase of the proposed numerical model and was set for determination of time and space distributions of temperatures, free water, water vapour and pore pressures in an arbitrary composite structure under arbitrary fire conditions. For the steel layers of the structure Fourier law of heat conduction was employed, whereas for the heterogeneous reinforced concrete beam the model of Davie *et al.* (2006 in 2010) was engaged. On top of analysing the heat transfer due to conduction processes the model of Davie also considers phenomena such as phase transitions (water evaporation and water vapour condensation), release of chemically bound water, capillary pressure and diffusion of adsorbed water. For structures endangered by the concrete spalling phenomenon, the stress–strain state in the beam at room temperature was accounted for in the calculations of the time–dependent permeability of the concrete. For obtaining the solution of the final system of non–linear partial differential equations of the problem, in the `MoistureHeat2` software a semi–discretisation procedure in space was employed first following the principles of the Galerkin–type finite element method. Next, a semi–discretisation of the equations in time was also performed. The total time of the fire exposure was divided into smaller time increments at first and a two–point direct integration method was further implemented for each of them.

Furthermore, the `CompositeBeam` software deals with the mechanical part of the proposed fire analysis and was set for the determination of the time–dependent stress–strain state of steel–concrete composite beams under fire conditions. In developing the model of this phase, the layers of the beam were first described separately, each by the kinematically exact planar beam theory of Reissner, and were further compositely connected by deriving the adequate equations of the contact connection. Not only a flexible longitudinal but also a flexible transversal partial interlayer connection was here considered and the components of the contact constitutive laws were described in an average base established from tangential and normal contact basis vectors. The system of governing algebraic–differential equations was later derived by implementing the modified principle of virtual work (Planinc, 1998) and the Galerkin–type finite element method. Strains were presented as the only interpolated unknown functions of the problem (Planinc, 1998) and the final system of discrete equations of the new group of strain–based finite elements was finally introduced. Also in the mechanical part of the fire analysis the total time of the fire exposure was divided into smaller time increments and the system of discrete non–linear algebraic equations of the problem was solved numerically engaging the Newton–Raphson method procedure. Specific material–related phenomena typical for high temperatures (i.e. kinematic hardening of the material, free

thermal strains, load-induced mechanical strains and load-induced specific strains due to viscous creep of steel and transient as well as creep deformations of concrete) were accounted for explicitly so that for each individual time increment the principle of additivity of strains was considered (Srpčič, 1991).

In chapter 3 of the dissertation the suitability of the proposed theory and the accuracy of the numerical algorithms engaged in the `MoistureHeat2` and `CompositeBeam` computer softwares were substantially explored. For this purpose present numerical results were compared against numerical results of the LUSAS commercial finite element analysis software as well as against the numerical results of other researchers found in literature. A substantial part of the validation was additionally performed by comparing present numerical results against available experimental data. The verification and validation of the hygro-thermal part of the proposed numerical model revealed that, when the right time-development of material parameters of the concrete is assumed (especially development of diffusion coefficients, free water contents, and permeability of the material), a high level of accuracy and reliability of `MoistureHeat2` numerical results for temperature, moisture and pore pressures development can be expected. The suitability of the theory was also proven for the mechanical part of the proposed numerical model and the `CompositeBeam` numerical results were recognized as reliable and accurate as well.

In the final essential part of the thesis (chapter 4) the focus was placed on parametric studies of some specific examples of two-layered composite beams. In this chapter examples were explored that were so far only rarely (or never) discussed in literature. A contribution of thin steel layers to fire resistance of steel-concrete side plated beams was investigated at first and the contribution of steel trapesoidal sheet to fire resistance of steel-concrete composite plates was also discussed. Simultaneously, the effects of the longitudinal and the transversal stiffness of the interlayer connection were obtained. For the steel-concrete composite plate also the effects of boundary conditions were investigated. In the last example a side-plated high strength concrete beam was presented and the effects of prospective scenario of concrete spalling during fire was determined. With the described parametric studies the following additional conclusions were established: (i) regardless of the rapid deterioration of the mechanical resistance of steel at high temperatures, in steel-concrete composite beams an important contribution of the steel layers of the beams is sometimes observed, (ii) for the fire resistance of the composite beams the effects of the longitudinal and the transversal contact stiffness are of greater importance when the full bearing capacity of the layers is to be exploited, (iii) spalling of concrete can substantially reduce the bearing capacity of side-plated high strength concrete beams and compromise the ductility of their mechanical response.

Literatura

- Adekola, A. O. 1968. *Partial interaction between elastically connected elements of a composite beam*. International Journal of Solids and Structures, 4, 11: 1125–1135.
- Ahmed, G. N., Huang, C. L. D., Best, C. H. 1991. *Heat and moisture transfer in concrete slabs*. International Journal of Heat and Mass Transfer, 22, 2: 257–266.
- Ahmed, G. N., Hurst, J. P. 1999. *Modeling Pore Pressure, Moisture and Temperature in High-Strength Concrete Columns Exposed to fire*. Fire Technology, 35, 3: 232–262.
- Alfano, G., Crisfield, M. A. 2001. *Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 50, 7: 1701–1736.
- Anderberg, Y. 1997. *Spalling Phenomena of HPC and OC*. Int. V: Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST Spec. Publ. 919, Gaithersburg, MD, 69–73.
- Meyer, C. A. 1983. *ASME steam tables: thermodynamic and transport properties of steam : comprising tables and charts for steam and water, calculated using the 1967 IFC formulation for industrial use in conformity with the 1963 international skeleton tables, as adopted by the Sixth International Conference on the Properties of Steam*. American Society of Mechanical Engineers, ASME Research Committee on Properties of Steam: 332 str.
- ASTM E119-12, 2012. *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. ASTM International, West Conshohocken, 34 str.
- Atkinson, A., Nickerson, A. K. 1984. *The diffusion of ions through water-saturated cement*. Journal of Materials Science, 19, 9: 3068–3078.
- Bailey, C. G. 2004. *Membrane action of slab/beam composite floor system in fire*. Engineering Structures, 26, 12: 1691–1703.
- Bamforth, P. B. 1987. *The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas*. Magazine of Concrete Research, 39, 138: 3–11.
- 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 and Concrete Research, 29, 8: 1225–1238.
- Bažant, Z. P., Kaplan, M. F. 1996. *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*. Longman, Harlow: 412 str.

- Beg, D., Skuber, P., Rugelj, T. 2008. *Nova profilirana pločevina za sovprežne stropove. Poročilo o pull-out testih*. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana: 17 str.
- Bergan, P. G., Holand, I. 1979. *Nonlinear finite element analysis of concrete structures*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 17, 18: 443–467.
- Bizri, H., Becker, J. M., Bresler, B. 1974. *FIRES-T3-Computer program for the FIRE RESPONSE of Structures- Thermal*. Technical Report Report No. UCB FRG 74-1, University of California, Berkeley.
- Bradford, M. A., Gilbert, R. I. 1992. *Composite beams with partial interaction under sustained loads*. ASCE Journal of Structural Engineering, 118, 7: 1871–1883.
- Bratina, S. 2003. *Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo*. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 159 str.
- Bratina, S., Čas, B., Saje, M., Planinc, I. 2005. *Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2*. Journal of Solids and Structures, 42, 21–22: 5715–5733.
- Bratina, S., Saje, M., Planinc, I. 2007. *The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire*. Engineering Structures, 29, 3: 418–430.
- BS 476, 2008. *Fire tests on building materials and structures*. British Standards Institution, London, 46 str.
- Cadorin, J. F., Franssen, J. M., 2003. *A tool to design steel elements submitted to compartment fires - OZone V2. Part 1: pre- and post-flashover compartment fire model*. Fire Safety Journal, 38, 5: 395–427.
- Cadorin, J. F., Pintea, D., Dotreppe, J. C., Franssen, J. M., 2003. *A tool to design steel elements submitted to compartment fires - OZone V2. Part 2: Methodology and application*. Fire Safety Journal, 38, 5: 429–451.
- Cadorin, J. F. 2003. *Compartment fire Models for Structural Engineering*. These doctora, Universe de Liege.
- Cengel, Y. A. 1998. *Heat transfer: A practical approach*. WCB/McGraw-Hill, Co., Boston: 1006 str.
- Chung, J. H., Consolazio, G. R. 2005. *Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures*. Cement and Concrete Research, 35, 3: 597–308.
- Construction metallique, 1976. *Methodes de prevision par le calcul du comportement au feu des structures en acier, Document technique unifie*.
- Čas, B., Saje, M., Planinc, I., 2004. *Non-linear finite element analysis of composite planar frames with an interlayer slip*. Computers and Structures, 82, 23–26: 1901–1912.
- Dal Pont, S., Schrefeler, B. A., Ehrlacher, A. 2005. *Intrinsic Permeability Evolution in High Temperature Concrete. An experimental and Numerical Analysis*. Transport in Porous Media, 60, 1: 43–74.
- 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*. Numerical Heat Transfer, Part A: Applications, 49, 8: 733–763.

- Davie, C. T., Pearce, C. J., Bičanić, N. 2010. *A fully generalised, coupled, multi-phase, hygro-thermo-mechanical model for concrete*. Materials and Structures, 43, 1: 13–33.
- Desayi, P., Krishnan, S. 1964. *Equation for the stress-strain curve of concrete*. Journal of American Concrete Institute, 61, 3: 345–350.
- Duh, D., Leskovar, R. T., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2006. *Validacija in avtomatizacija linijske mikroskopske analize kot metode za oceno ustreznosti vnešenih por v betonu*. Zbornik 28. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije. Bled, 19.–20. oktober 2006. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: 197–206.
- Dwaikat, M. B., Kodur, V. K. R. 2009. *Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems*. Fire Safety Journal, 44, 3: 425–434.
- Dwaikat, M. B., Kodur, V. K. R. 2010. *Fire induced spalling in high strength concrete beams*. Fire Technology, 46, 1: 251–274.
- Elghazouli, A. Y., Izzuddin, B. A., Richardson, A. J. 2010. *Numerical modelling of the structural fire behaviour of composite buildings*. Fire Safety Journal, 35, 4: 279–297.
- Fire spalling of self compacting concrete. <http://www.tunneltalk.com/TunnelTech-May12-Concrete-fire-spalling.php> (15. 2. 2013).
- Foster, S., Chaldna, M., Hsieh, C., Burgess, I., Plank, R. 2007. *Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire*. Fire Safety Journal, 42, 3: 183–199.
- Furbish, D. J. 1997. *Fluid physics in geology: an introduction to fluid motions on earth's surface and within its crust*. Oxford University Press, Oxford.
- Gara, F., Ranzi, G., Leoni, G. 2006. *Displacement based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical uplift*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 65, 8: 1197–1220.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2002. *Simulation of damage-permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature*. Communications in Numerical Methods in Engineering, 18, 2: 113–119.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2003. *Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation*. Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 192, 13–14: 1731–1771.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2006. *Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete*. Computer Methods In Applied Mechanics and Engineering, 195, 41–43: 5707–5729.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B. A. 2007. *Comments to the paper An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of thermal spalling by Rosen Tenchev and Phil Purnell [Int. J. Solids Struct. 42 (26) (2005) 6550–6565]*. International Journal of Solids and Structures, 44, 11–12: 4234–4237.
- Gawin, D., Pesavento, F. 2012. *An overview of modeling cement based materials at elevated temperatures with mechanics of multi-phase porous media*. Fire Technology, 48, 3: 753–793.

- Glavnik, A., Jug, A. 2010. *Priročnik o načrtovanju požarne varnosti*. Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana: 289 str.
- Greathead, R. J., 1986. *Containing Blast Furnace Slag as Affected by Temperature, Moisture and Time*. Ph.D. Thesis. King's College, University of London.
- Guo, S., Bailey, C. G. 2011. *Experimental behaviour of composite slabs during the heating and cooling fire stages*. Engineering Structures, 33, 2: 563–571.
- Guo, S. 2012. *Experimental and numerical study on restrained composite slab during heating and cooling*. Journal of Constructional Steel Research, 69, 1: 95–105.
- Harmathy, T. Z. 1967. *A Comprehensive Creep Model*. Journal of Basic Engineering, 89, 3: 496–502.
- Harmathy, T. Z. 1993. *Fire Safety Design and Concrete*. Longman, London: 412 str.
- Hertz, K. D. 2003. *Limits of spalling of fire-exposed concrete*. Fire Safety Journal, 38, 2: 103–116
- Hozjan, T., Turk, G., Srpčič, S. 2007. *Fire Analysis of Steel Frames with the use of Artificial Neural Networks*. Journal of Constructional Steel Research, 63, 10: 1396–1403
- Hozjan, T. 2009. *Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije*. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 117 str.
- Hozjan, T., Saje, M., Srpčič, S. 2011. *Fire analysis of steel-concrete composite beam with interlayer slip*. Computers and Structures, 89, 1–2: 189–200
- Huang, Z., Burgess, I. W., Plank, R. J. 1999. *The influence of shear connectors on the behaviour of composite steel-framed buildings in fire*. Journal of Constructional Steel Research, 51, 3: 219–237.
- Huang, Z. H., Burgess, I. W., Plank, R. J. 2000. *Three-dimensional analysis of composite steel-framed buildings in fire*. Journal of Structural Engineering, 126, 3: 389–397.
- Ichikawa, Y., England, G. L. 2004. *Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures*. Nuclear Engineering and Design, 228, 1–3: 245–259.
- ISO-834, 1975. *Fire resistance tests-elements of building construction*. International Standard Organization, Geneva.
- Kalifa, P., Menneteau, F.-D., Quenard, D. 2000. *Spalling and pore pressure in HP C at high temperatures*. Cement and Concrete Research, 30, 12: 1915–1927.
- Khan, S. A. 1990. *Pore Pressure and Moisture Migration in Concrete at High and Non-uniform Temperatures*. Ph.D. Thesis. King's College, University of London.
- Khoury, G. A. 2000. *Effect of fire on concrete and concrete structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, 2, 4: 429–447.
- Kodur, V. K. R., Ahmed, A. 2010. *Numerical Model for Tracing the Response of FRP-Strengthened RC Beams Exposed to Fire*. Journal of Composites for Construction, 14, 6: 730–742.
- Kolšek, J., Hozjan, T., Saje, M., Planinc, I. 2012. *Analytical solution of linear elastic beams cracked in flexure and strengthened with side plates*. Journal of Composite Materials, sprejeto v objavo.

- Krauberger, N. 2008. *Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij*. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 109 str.
- Kroflič, A., 2007. *Analiza obnašanja dvoslojnih elastičnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa in razmika*. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 111 str.
- Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Čas, B. 2010a. *Analytical solution of two-layer beam including interlayer slip and uplift*. Structural Engineering and Mechanics, 34, 6: 667–683.
- Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Turk, G., Čas, B. 2010b. *Non-linear analysis of two-layer timber beams considering interlayer slip and uplift*. Engineering Structures, 32, 6: 1617–1630.
- Lamont, S., Usmani, A. S., Drysdale, D. D. 2001. *Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire test*. Fire Safety Journal, 36, 8: 815–839.
- Lamont, S., Gillie, M., Usmani, A. S. 2007. *Composite steel-framed structures in fire with protected and unprotected edge beams*. Journal of Constructional Steel Research, 63, 8: 1138–1150.
- Li, L.-Y., Purkiss, J. 2005. *Stress strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures*. Fire Safety Journal, 40, 7: 669–686.
- Luikov, A. V. 1975. *Systems of differential equations of heat and mass transfer on capillary-porous bodies (review)*. International Journal of Heat and Mass Transfer, 18, 1: 1–14.
- Ma, Z. C., Makelainen, P. 2000. *Parametric temperature-time curves of medium compartment fires for structural design*. Fire Safety Journal, 34, 4: 361–375.
- Majorana, C. E., Salomoni, V. A., Mazzucco, G., Khoury, G. A. 2010. *An approach for modelling concrete spalling in finite strain*. Mathematics and Computers in Simulation, 80, 8: 1694–1712.
- Manfredi, G., Fabbrocino, G., Cosenza, E. 1999. *Modeling of steel–concrete composite beams under negative bending*. Journal of Engineering Mechanics, 125, 6: 654–662.
- Mehta, P. K. 1986. *Concrete: structure, properties, and materials*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey: 450 str.
- Milke, J. A. 1992. *Software review: temperature analysis of structures exposed to fire*. Fire Technology, 28, 2: 184–189.
- Nguyen, N. T., Oehlers, D. J., and Bradford, M. A. 2001. *An analytical model for reinforced concrete beams with bolted side plates accounting for longitudinal and transverse partial interaction*. International Journal of Solids and Structures, 38, 38–39: 6985–6996.
- Obeid, W., Mounajed, G., Alliche, A. 2001. *Mathematical formulation of thermo-higro-mechanical coupling problem in non-saturated porous material*. Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 190, 39: 5105–5122.
- Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., Fisher, J. W. 1971. *Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete*. AISC Engineering Journal, 8, 2: 55–64.

- Ožbolt, J., Periškić, G., Jelčić, M., Reinhardt, H. W. 2001. *Modelling of concrete exposed to high temperature*. V: Dehn, F. in Koenders, E. A. B. (ur.). V: Proceedings of the 1st International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure. Leipzig, MFPA Institute, 3. 5. september 2009: str. 461–469.
- Pearce, C. J., Nielsen, C. V., Bićanić, N. 2004. *Gradient enhanced thermo-mechanical damage model for concrete at high temperatures including transient thermal creep*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, 7–8: 715–735.
- 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 f.
- Pope, N. D., Bailey, C. G. 2006. *Quantitative comparison of FDS and parametric fire curves with post-flashover compartment fire test data*. Fire Safety Journal, 41, 2: 99–110.
- Ranzi, G., Gara, F., Ansourian, P. 2007. *General method of analysis for composite beams with longitudinal and transverse partial interaction*. Computers and Structures, 84, 31–32: 2373–2384.
- Schnabl, S. 2007. *Mehanska in požarna analiza kompozitnih nosilcev*. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 190 str.
- SIST EN 1991-1-2, 2004. *Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-2. del: Splošni vplivi - Vplivi požara na konstrukcije*. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 54 str.
- SIST EN 1992-1-2, 2005. *Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij*. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 94 str.
- SIST EN 1993-1-2, 2005. *Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Požarnoodporno projektiranje*. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana: 80 str.
- Simo, J. C., Hughes, T. J. R. 1998. *Computational inelasticity*. Springer: 412 str.
- Siu, W. H., Su, R. 2011. *Analysis of side-plated reinforced concrete beams with partial interaction*. Journal of Constructional Steel Research, 66, 1: 622–633.
- Srpčič, S. 1991. *Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije*. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 104 f.
- Sterner, E. S., Wickstrom, U. 1990. *TASEF-temperature analysis of structures exposed to fire*. Swedish National Testing Institute, Sweden.
- Su, R., Siu, W. H., Smith, S. 2010. *Effects of bolt-plate arrangements on steel plate strengthened reinforced concrete beams*. Engineering Structures, 32, 6: 1769–1778.
- Tenchev, R. T., Purkiss, J. A., Li, L. Y. 2001. *Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire*. Numerical Heat Transfer, Part A: Applications, 39, 7: 685–710.
- Tenchev, R., Purnell, P. 2005. *An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling*. International Journal of Solids and Structures, 42, 26: 6550–6565.

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].* International Journal of Solids and Structures, 44, 11–12: 4238–4241.

Tunnel fire protection: The effect of fire - Concrete spalling. <http://www.promat-tunnel.com/en/concrete-spalling-effect-standard-fire-tests.aspx> (16. 2. 2013).

Turk, G., 1987. *Programska oprema za račun nelinearnega in nestacionarnega prevajanja toplote z upoštevanjem raznih robnih pogojev in notranjega vira toplote zaradi hidratacije cementa.* Diplom-ska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 95 f.

Ulm, F. J, Coussy, O., Bažant, Z. P. 1999a. *The Čhunnel”fire. I: Chemoplastic softening in rapidly heated concrete.* Journal of Engineering Mechanics ASCE, 125, 3: 272–282.

Ulm, F. J, Coussy, O., Bažant, Z. P. 1999b. *The Čhunnel”fire. II: Analysis of concrete damage.* Journal of Engineering Mechanics ASCE, 125, 3: 283–289.

Vodák, F., Cerný, R. 1997. *Thermophysical properties of concrete for nuclear-safety related structures.* Cement and Concrete Research, 27, 3: 415–426.

Williams–Leir, G. 1983. *Creep of structural steel in fire: Analytical expressions.* Fire and Materials, 7, 2: 73–78.

Xu, R., Wu, Y. F. 2007. *Two-dimensional analytical solutions of simply supported composite beams with interlayer slips.* International Journal of Solids and Structures, 44, 1: 165–175.

Zakon o graditvi objektov/ZGO-1. UL RS št. 110/2002.