

OCENA POŽARNE ODPORNOSTI ŽELEZNIŠKEGA MOSTU ČEZ GLINŠČICO V SKLOPU IZGRADNJE DRUGEGA TIRA DIVAČA–KOPER S POMOČJO NAPREDNE RAČUNSKE METODE

ESTIMATION OF FIRE RESISTANCE OF THE RAILWAY BRIDGE OVER GLINŠČICA AS PART OF THE CONSTRUCTION OF THE SECOND TRACK DIVAČA–KOPER USING AN ADVANCED CALCULATION METHOD

izr. prof. dr. Sebastijan Bratina, univ. dipl. inž.
grad.

sebastijan.bratina@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.

tomaz.hozjan@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo
in geodezijo,
Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 614.3:625.1(497.4)

Povzetek | V članku predstavimo napredno računsko metodo za oceno požarne odpornosti betonskih konstrukcij. Metoda, skladna z Evrokodi, vključuje naslednje relevantne korake projektne požarne analize: (i) izbiro za projektiranje merodajnih požarnih scenarijev in določitev ustreznih projektnih potekov požarov, (ii) izračun razvoja temperaturnega polja konstrukcijskih elementov in (iii) izračun mehanskega obnašanja konstrukcije, izpostavljene požaru. Uporabo napredne računske metode prikažemo na primeru ocene požarne odpornosti železniškega mostu čez Glinščico, ki smo jo izdelali za projektanta KO-BIRO, d. o. o. Most bo izveden kot prednapeta betonska konstrukcija. Za drugi in tretji korak projektne analize uporabimo lasten matematični model in pripadajoča računalniška programa HEATKO in NFIRA, ki sta bila razvita v okviru raziskovalnih projektov na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani.

Ključne besede: požarna odpornost, napredna metoda, betonska konstrukcija, železniški most čez Glinščico, programa HEATKO in NFIRA

Summary | The paper presents an advanced calculation method for estimating the fire resistance of concrete structures. According to the Eurocode, the following relevant steps of structural fire design analysis should be considered: (i) selection of the relevant design fire scenarios and determination of the corresponding design fires, (ii) calculation of the temperature evolution in the structural members, and (iii) calculation of the mechanical behaviour of the structure exposed to fire. The application of the advanced calculation method is presented on the example of the fire resistance assessment of the railway bridge over Glinščica, which was carried out in cooperation with the design office

KO-BIRO, Ltd. The railway bridge is designed as a prestressed concrete structure. For the second and third steps of the structural fire design analysis, self-developed mathematical models and the related computer software HEATKO and NFIRA were used. The mentioned software was developed within the research projects at the Faculty of Civil Engineering and Geodesy, University of Ljubljana.

Key words: fire resistance, advanced method, concrete construction, railway bridge over Glinščica, HEATKO and NFIRA software

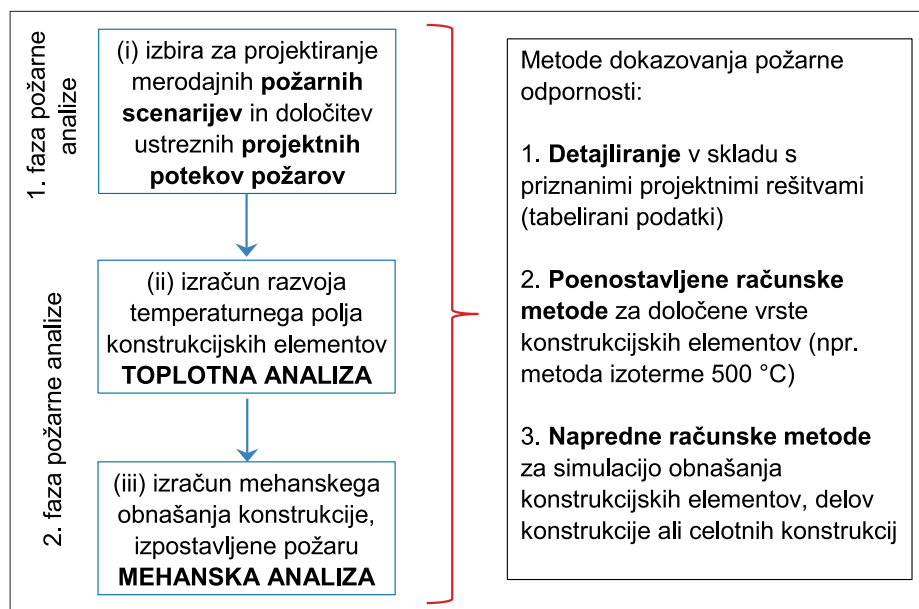
1 • UVOD

Požarno odpornost gradbenih konstrukcij v splošnem lahko ocenimo na dva načina, s preizkusi oziroma eksperimenti ali s pomočjo računskih metod. Eksperimentalno ocenjevanje požarne odpornosti gradbenih konstrukcij poteka v požarnih laboratorijih, izjemoma pa tudi v naravnem merilu na konkretnem objektu. Na ta način moramo iz eksperimentalnih rezultatov na relativno maloštevilnih vzorcih sklepati na požarno odpornost gradbenih konstrukcij v celoti, kar pa je dokaj nezanesljivo. Splošnejši način ocene požarne odpornosti gradbenih konstrukcij pa poteka s pomočjo ustreznih matematičnih modelov oziroma računskih metod. Kot vemo, je matematično modeliranje interakcije med požarom in konstrukcijo v splošnem zelo kompleksna naloga. V primeru betonskih konstrukcij so vzrok temu zahtevni in med seboj povezani kemijski, hidrološki, toplotni in mehanski procesi, ki se odvijajo v betonu pri povišanih temperaturah (Bratina, 2003). Praviloma je modeliranje teh pojavov razdeljeno v dve ločeni fazi. V prvi fazi najprej določimo časovno in krajevno razporeditev temperature v neposredni okolici obravnavane konstrukcije (korak (i) na sliki 1). V drugi fazi požarne analize pa z uporabo teh rezultatov določimo še časovno in krajevno razporeditev temperature ter napetostno in deformacijsko stanje v konstrukciji oziroma njenem delu med požarom. V večini primerov tudi to fazo požarne analize ločimo na toplotni (korak (ii) na sliki 1) in mehanski del (korak (iii) na sliki 1).

Naj pri tem omenimo, da je za natančno določitev razporeditve temperatur po betonski konstrukciji treba upoštevati tudi vpliv transporta tekočin in kemičnih procesov v betonu. Take požarne analize, ki jih privzeti evropski standardi Evrokod (npr. za betonske konstrukcije je to SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005)) imenujejo **napredne računske metode**, so še vedno matematično zelo zahtevne in jih pri projektiranju požarne odpornosti gradbe-

nih konstrukcij redko uporabljamo. Pogosteje uporabljamo **poenostavljene računske metode**, ki pa so namenjene le približni oceni požarne odpornosti enostavnih konstrukcijskih elementov, kot so nosilci, plošče, stene in stebri. Takšne metode zasledimo v strokovni literaturi in v številnih tehničnih predpisih, tudi Evrokodih (npr. (SIST, 2005)). Vse te metode se razlikujejo predvsem v optimiziranju raz-

zajamejo z reduciranjem dimenzij prečnega prereza oziroma zmanjšanjem trdnostih karakteristik materialov. Najpreprostejša metoda dokazovanja požarne odpornosti konstrukcijskih elementov pa je t. i. **detajliranje** v skladu s priznanimi projektnimi rešitvami (npr. za betonske konstrukcije glej (SIST, 2005)). Skladno s to metodo moramo zagotoviti najmanjše dimenzije elementov oziroma najmanjše osne oddaljenosti ojačilne armature od zunanjih površin v primeru armiranobetonskih konstrukcij. Vrednosti so podane v obliki tabel in so bile razvite na empirični podlagi za izbrane



Slika 1 • Relevantni koraki projektne analize za oceno požarne odpornosti betonskih konstrukcij in različne metode dokazovanja ((SIST, 2004a), (SIST, 2005)).

merja med natančnostjo metode in njihovo preprostostjo. Posamezni koraki projektne analize so ustrezno poenostavljeni, in sicer: konstrukcijski elementi so lahko izpostavljeni le določenim projektnim potekom požarom (npr. standardna krivulja temperatura-čas v SIST EN 1991-1-2:2004 (SIST, 2004a)), toplotna analiza je omejena le na določitev razvoja temperature po karakterističnem prečnem prerezu, v okviru mehanske analize pa odpornost elementa določimo na podlagi poenostavljenih računskih postopkov, ki vplive požara

projektne požare in enostavne konstrukcijske elemente (stebri, nosilci, plošče). Običajno sta predpisana tudi nivo obtežbe in kvaliteta betona in armature. Skladno s tem je uporaba tovrstnih tabel precej omejena in redko uporabna v današnji praksi.

Članek ima poleg uvoda in zaključkov še štiri poglavja. V drugem poglavju podrobneje predstavimo poglobljene značilnosti relevantnih korakov projektne požarne analize v primeru naprednih računskih metod. V tretjem poglavju bomo s pomočjo napredne

računske metode ocenili požarno odpornost železniškega mostu čez Glinščico. Ocenimo smo pripravili v okviru študije, ki smo jo izdelali za projektanta KO-BIRO, d. o. o., iz

Maribora (Bratina, 2020). Pri tem smo za izvedbo drugega in tretjega koraka projektne analize uporabili lasten matematični model in pripadajoča računalniška programa

HEATKO (Hozjan, 2009) in NFIRA (Bratina, 2007), ki delujeta v programskem okolju MATLAB (MathWorks, 2016). Ugotovitve bomo predstavili v sklepnem poglavju.

2 • NAPREDNA RAČUNSKA METODA POŽARNE ANALIZE

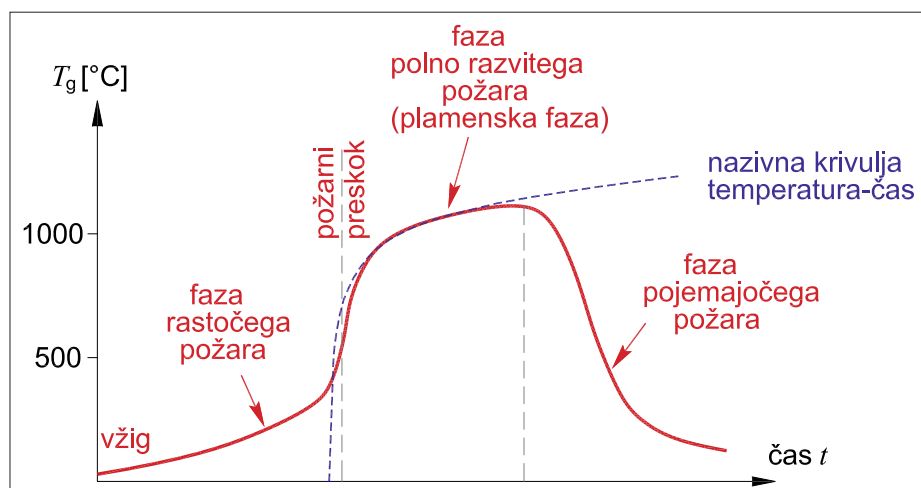
V tem poglavju predstavimo poglavitne značilnosti relevantnih korakov projektne analize v primeru, ko požarno analizo konstrukcije ali njenega dela izvedemo s pomočjo napredne računske metode.

2.1 Požarni scenarij oziroma projektni požar

Požarni scenarij predstavlja kvalitativni opis poteka požara s časovno opredeljenimi ključ-

definira proces vžiga in širjenja (rasti) požara, stopnjo polno razvitega požara ter stopnjo pojemanja požara, upoštevajoč lastnosti okolice in sistema zgradbe, ki vplivajo na potek požara (glej sliko 2) (SIST, 2004a).

Temperatura požarnega prostora T_g in njeno časovno spreminjanje sta odvisna od mnogih parametrov, med katerimi so pomembni zlasti



Slika 2 • Požarni scenarij.

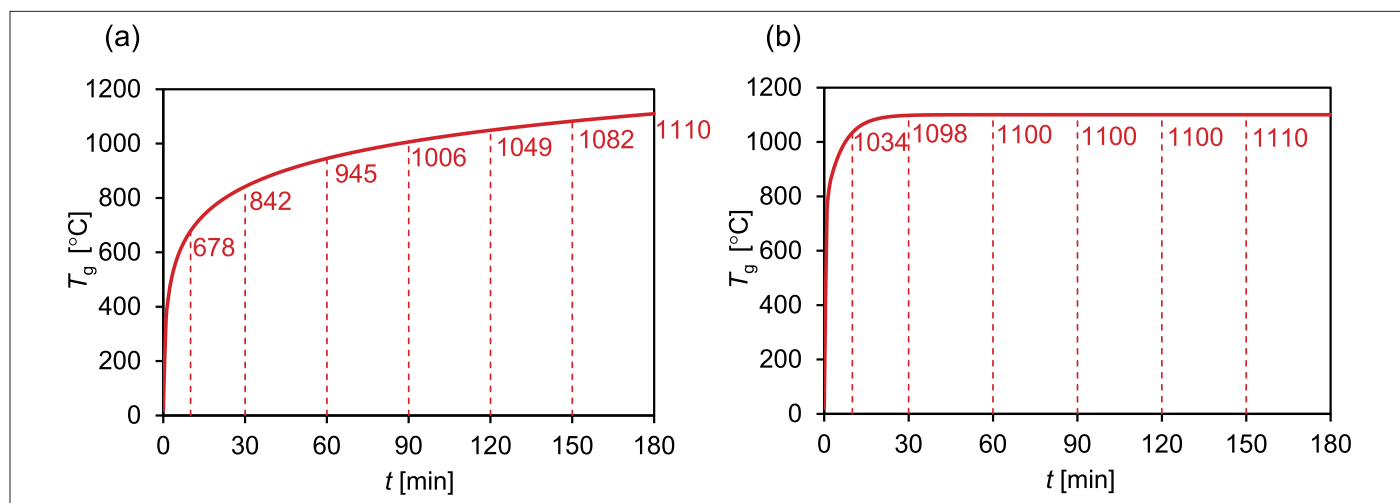
nimi dogodki, ki označujejo požar in ga razlikujejo od drugih možnih požarov. Navadno

vrsta, količina in razporeditev gorljivih snovi v prostoru, dimenzije prostora, velikost in razpo-

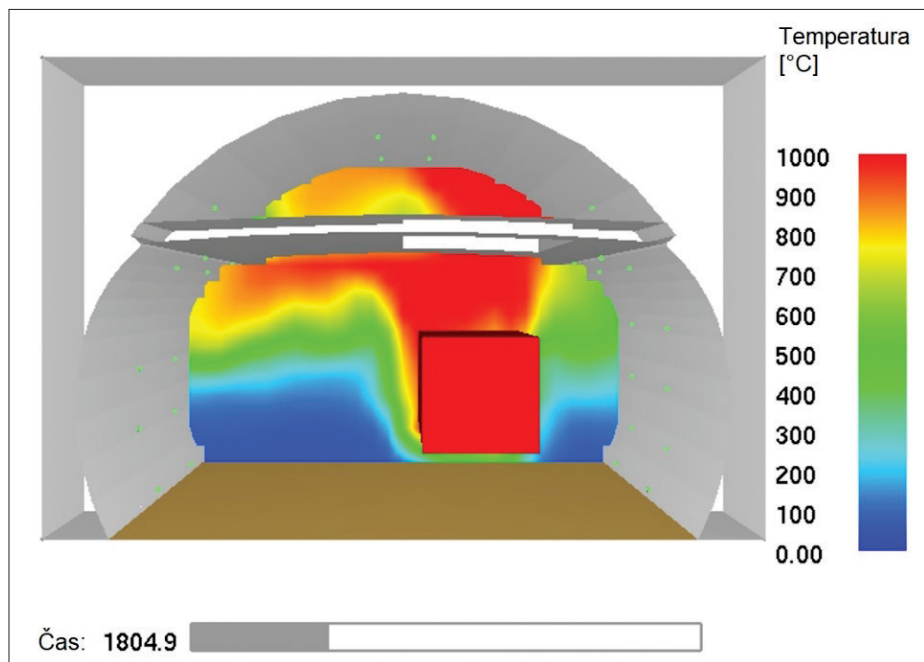
reditev odprtín, termične lastnosti konstrukcije, relativna vlažnost okoliškega prostora, zračni pritisk, intenzivnost zračenja in drugi.

Pri požarno varnem projektiranju betonskih konstrukcij skladno s privzetim evropskim standardom SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005) uporabimo t. i. projektni požar, ki ga ocenimo za vsak požarni scenarij. Intenziteto požara lahko predstavimo na poenostavljen način, in sicer v obliki **nazivnih krivulj temperatura-čas**, ki podajajo temperaturo plinov v okolici površine elementa le kot funkcijo časa (npr. standardna krivulja temperatura-čas oziroma ogljikovodikova krivulja (SIST, 2004a), glej sliko 3), to pomeni, da predpostavimo enakomerno porazdelitev temperature plinov po požarnem prostoru.

Razvoj temperature v požarnem prostoru pa lahko določimo tudi z uporabo ustreznega **modela naravnega požara** s fizikalno določenimi toplotnimi vplivi. Ločimo poenostavljene in natančnejše modele naravnih požarov. Poenostavljeni požarni modeli temeljijo na posebnih fizikalnih parametrih z omejeno možnostjo uporabe (npr. parametrična krivulja temperatura-čas), natančnejši požarni modeli pa uporabljajo kompleksne numerične metode za reševanje sistema parcialnih diferencialnih enačb, s katerimi matematično opišemo fizikalne in kemijske pojave v prostoru med požarom (npr. hidrodinamični računski modeli oz. modeli CFD – »computational fluid dynamic«). S takšnimi modeli lahko določimo



Slika 3 • Nazivni krivulji temperatura-čas (SIST, 2004a): (a) standardna krivulja, ki predstavlja model polno razvitega požara v sektorju in opisuje gorenje lesa, (b) ogljikovodikova krivulja, ki opisuje gorenje nafte in plinov.



Slika 4 • Porazdelitev temperatur v požarnem prostoru, določena s CFD-modelom (FDS, 2016).

časovni in prostorski razvoj temperature in dimnih plinov v požarnem prostoru (glej sliko 4) (SIST, 2004a).

2.2 Toplotna analiza

Toplotno analizo konstrukcije ali njenega dela izvedemo za določeno časovno obdobje, brez faze ohlajanja oziroma z njo. V splošnem moramo za določitev časovnega spreminjanja temperature v konstrukciji, ki je izpostavljena požaru, upoštevati vse tri načine prenosa toplote:

- sevanje oziroma radiacijo, pri čemer se energija prenaša z elektromagnetnim valovanjem,
- konvekcijo, pri kateri se energija prenaša z gibanjem snovi z različnimi temperaturami, in
- prevajanje ali kondukcijo, pri čemer potuje energija v obliki toplote skozi snov z mest z višjo temperaturo na mesta z nižjo.

Pri običajnih gradbenih konstrukcijah iz betona, jekla ali lesa se med požarom največ toplote po konstrukciji prenaša s kondukcijo. To opišemo s parcialno diferencialno enačbo za prevajanje toplote, znane kot Fourierjeva parcialna diferencialna enačba za prenos toplote po trdni snovi (Özişik, 1985):

$$V: \frac{\partial}{\partial x_i} (\lambda_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j}) + Q - \rho c \frac{\partial T}{\partial t} = 0,$$

$$(i, j = x, y, z) \quad (1)$$

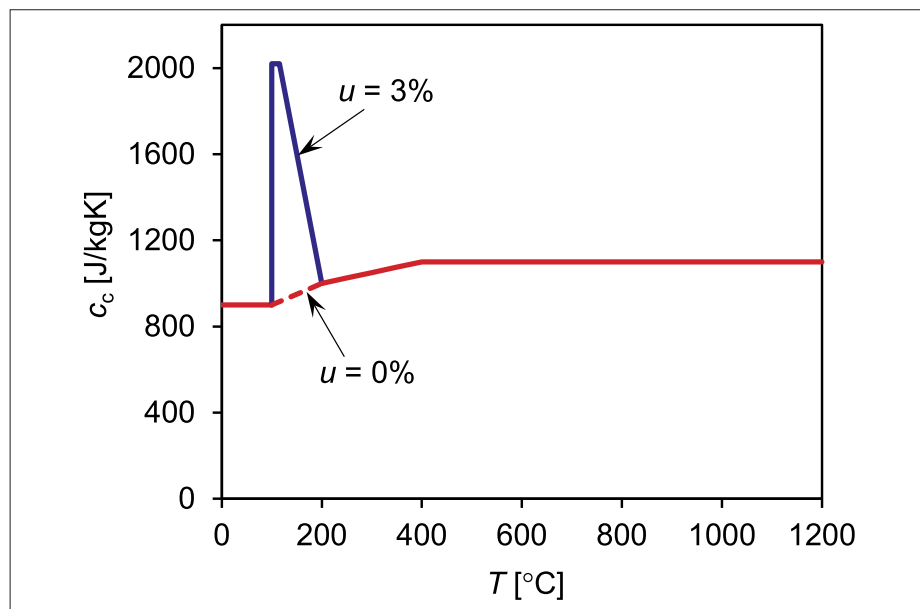
V enačbi (1) s T označimo temperaturo posamezne točke elementa konstrukcije pri času t , λ_{ij} so komponente prevodnostnega tenzorja

snovi (v primeru izotropnega in homogenega materiala je $\lambda_{ij} = \lambda$), Q je specifični prostorninski toplotni tok, ρ je gostota snovi, c specifična toplota snovi, V pa označimo obravnavano območje elementa. Pri tem so toplotne lastnosti materialov v splošnem temperaturno odvisne (npr. zmanjševanje gostote betona je posledica izparevanja vode). Prehod toplote skozi zunanjo površino konstrukcije zaradi konvekcije in radiacije v požarnem prostoru pa upoštevamo z ustreznimi robnimi pogoji. Analitično rešitev osnovne enačbe nestacio-

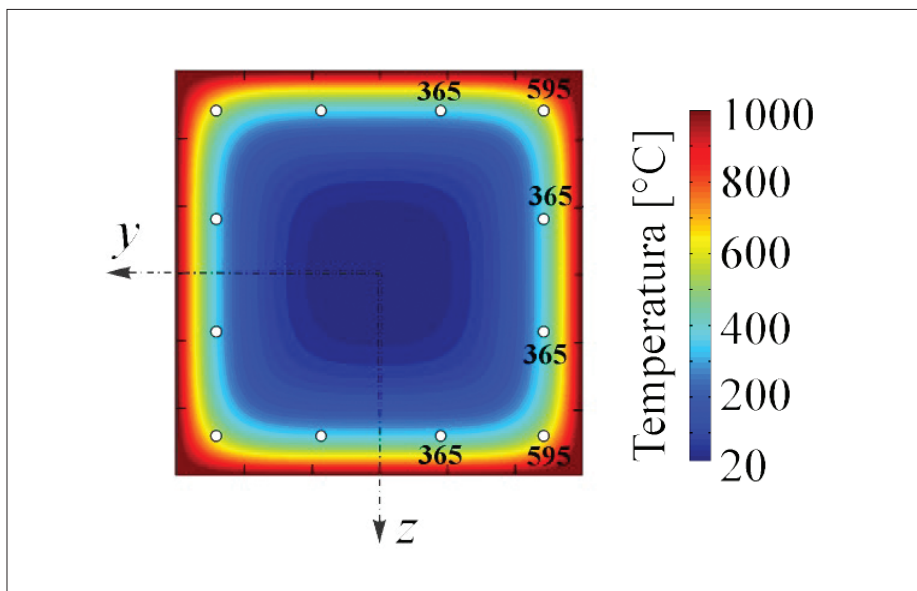
narnega prostorskega prevajanja toplote s pripadajočimi robnimi in začetnimi pogoji poznamo le za najenostavnejše enodimenzionalne ali dvodimenzionalne probleme. V splošnem pa sistem rešimo z uporabo numeričnih metod, in sicer z metodo končnih elementov, z diferenčno metodo ali pa z empiričnimi formulami, ki so na voljo v literaturi.

Poleg prenosa toplote po konstrukciji med požarom se v poroznih materialih, kamor uvrščamo tudi beton, hkrati pretakajo tudi kapljavine in zmesi plinov, sočasno pa potekajo tudi številni kemijski procesi. Takšna povezana kemijsko-temperaturno-vlažnostna analiza, kot jo običajno imenujemo, je za vsakdanjo inženirsko prakso prezahtevna, zato upoštevamo vpliv transporta tekočin in kemičnih procesov na časovno razporeditev temperatur po konstrukciji le posredno. Primer takšne poenostavitve je povečanje specifične toplote betona v temperaturnem območju med 100 in 200 °C, s katerim posredno upoštevamo vpliv izparevanja vode na upočasnjeno razvoj temperatur v betonu. Na sliki 5 prikazujemo tako korigirano temperaturno odvisnost specifične toplote betona cc skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005).

Pri običajni stopnji armiranja (do 4 % ploščine prečnega prereza) lahko vpliv armature na časovno spreminjanje temperatur v armiranobetonski konstrukciji zanemarimo. Pri tem privzamemo, da je temperatura v armaturi enaka temperaturi v betonu na mestu armature (SIST, 2005).



Slika 5 • Temperaturno odvisna specifična toplota betona pri vsebnosti vlage $u = 0\%$ oziroma 3% teže betona (SIST, 2005).



Slika 6 • Razporeditev temperatur po karakterističnem prečnem prerezu konstrukcije (Hozjan, 2009). Privzamemo, da je temperatura v armaturi enaka temperaturi v betonu na mestu armature.

Pri določanju časovne in krajevne razporeditve temperatur v konstrukciji med požarom pa ne naredimo velike napake, če predpostavimo, da je temperatura celotnega požarnega prostora ali pa vsaj dela na območju obravnavane konstrukcije enakomerna, kar bistveno poenostavi toplotno analizo. V tem primeru izračunamo časovno razporeditev temperature med požarom le v prečnem prerezu obravnavanega dela konstrukcije. Primer takšnega temperaturnega polja prikazujemo na sliki 6.

Spreminjanje temperaturnega polja konstrukcije predstavlja pri mehanski analizi konstrukcije temperaturno obtežbo.

2.3 Mehanska analiza

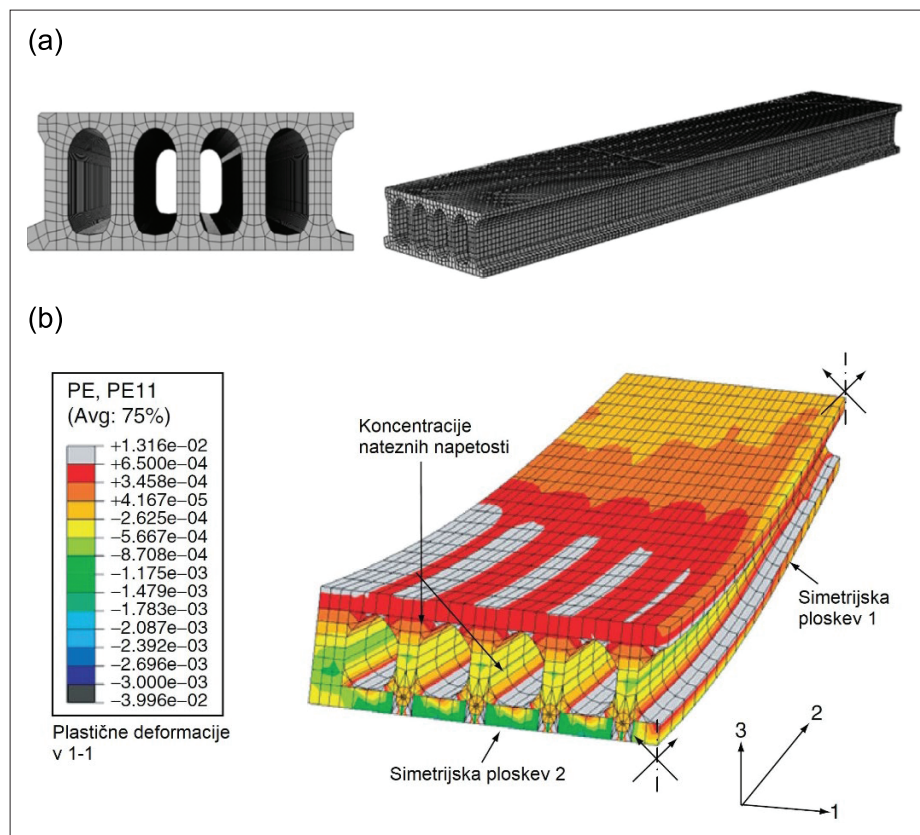
V tretjem, zadnjem koraku požarne analize izvedemo mehansko analizo konstrukcije ali njenega dela, ki je izpostavljen sočasnemu delovanju mehanske in temperaturne obtežbe. Mehansko analizo izvedemo za enak časovni interval, kakor je bil upoštevan v toplotni analizi. Modeli mehanskega obnašanja konstrukcijskih elementov pri povišanih temperaturah so nelinearni. Poleg obremenitev zaradi vplivov kratkotrajne statične obtežbe moramo v analizi upoštevati tudi obremenitve, ki so posledica vsiljenega in preprečenega raztezanja ter deformacij zaradi temperaturnih sprememb pri izpostavljenosti požaru.

Za določitev napetostnega in deformacijskega stanja ojačanih betonskih konstrukcij (armiranih oz. prednapetih), ki so izpostavljene požaru, večina raziskovalcev uporablja

metodo končnih elementov. Točnejše analize odziva ojačanih betonskih konstrukcij pri požarni obtežbi temeljijo na uporabi končnih 3D-elementov (npr. (Aguado, 2016), (Ellobody, 2014)). Takšne analize so zaradi pot-

rebne velikega števila prostostnih stopenj omejene le na najenostavnejše konstrukcije oziroma za analizo detajlov (glej sliko 7). Za običajno inženirsko prakso so za sedaj primernejše metode, ki so zasnovane na teorijah nosilcev in plošč (npr. (Cai, 2003)). Takšne metode so običajne tudi pri analizi odziva jeklenih konstrukcij pri požarni obtežbi (npr. (Tan, 2002)). Obstoječe računske metode poleg materialne nelinearnosti upoštevajo tudi geometrijsko nelinearnost konstrukcije, običajno na poenostavljen način v obliki teorije 2. reda.

Pomembna predpostavka, ki jo zasledimo v literaturi (npr. (Harmathy, 1993), (SIST, 2005)), je aditivni razcep geometrijske deformacije ϵ , tj. specifične spremembe dolžine poljubnega materialnega vlakna, na nape-
tostno odvisne mehanske deformacije ϵ_{σ} ,
na temperaturne deformacije ϵ_{th} , viskozne
deformacije ϵ_{cr} in t. i. prehodne deformacije
 ϵ_{tr} (le pri betonskem vlaknu). Huang (Huang,
1997) v svojem delu navaja, da prehodne
deformacije (ang. transient strain) nastopijo
pri prvem hitrem segrevanju in osuševanju
tlačno obremenjenega betona in so trajne ter
nepovratne. Med viskozne deformacije poleg



Slika 7 • Primer uporabe končnih 3D-elementov pri analizi odziva ojačanih betonskih konstrukcij pri požarni obtežbi: (a) računski model plošče (Aguado, 2016), (b) rezultati analize plošče (Ellobody, 2014).

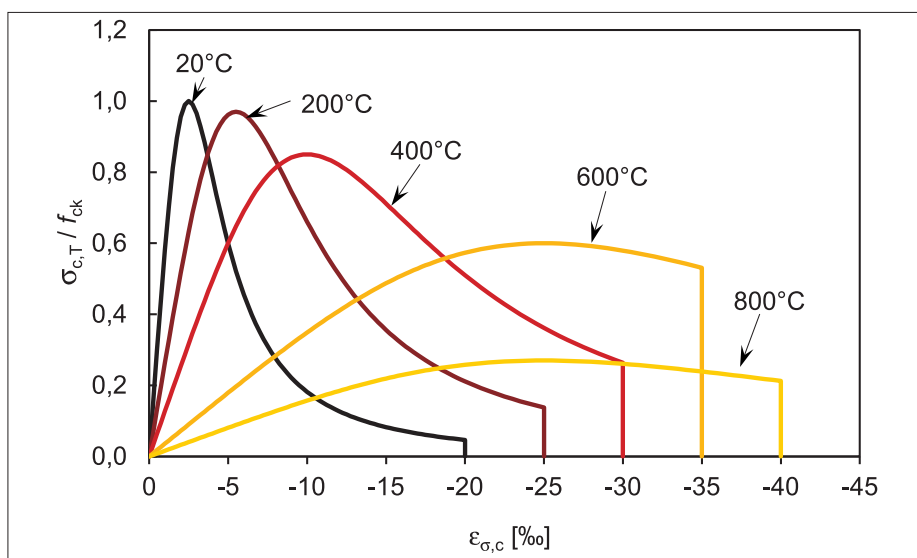
lezenja betona pri povišanih temperaturah uvrstimo tudi viskozno lezenje jekla. Pri tem pojavu gre za izrazito povečanje deformabilnosti jekla, še posebej če temperatura jekla doseže oziroma preseže vrednost 400 °C (Harmathy, 1967).

Dodaten pojav, ki ima pomemben vpliv na požarno odpornost ojačanih betonskih konstrukcij, je eksplozivno luščenje betona. Kot poročajo raziskovalci, je razumevanje pojava še relativno skromno (npr. (Majorana, 2010)). Ta oblika luščenja se pojavi že v začetni fazi požara (5–30 min.) (Savov, 2005). Eksplozivno luščenje betona je v glavnem posledica dveh procesov in sicer termomehanskega procesa, pri katerem se pojavijo napetosti zaradi spreminjanja temperaturnih deformacij znotraj materiala, in toplotno-vlažnostnega procesa, pri katerem prihaja do luščenja lezenja betona pri povišanih temperaturah uvrstimo tudi viskozno lezenje jekla. Pri tem pojavu gre za izrazito povečanje deformabilnosti jekla, še posebej če temperatura jekla doseže oziroma preseže vrednost 400 °C (Harmathy, 1967).

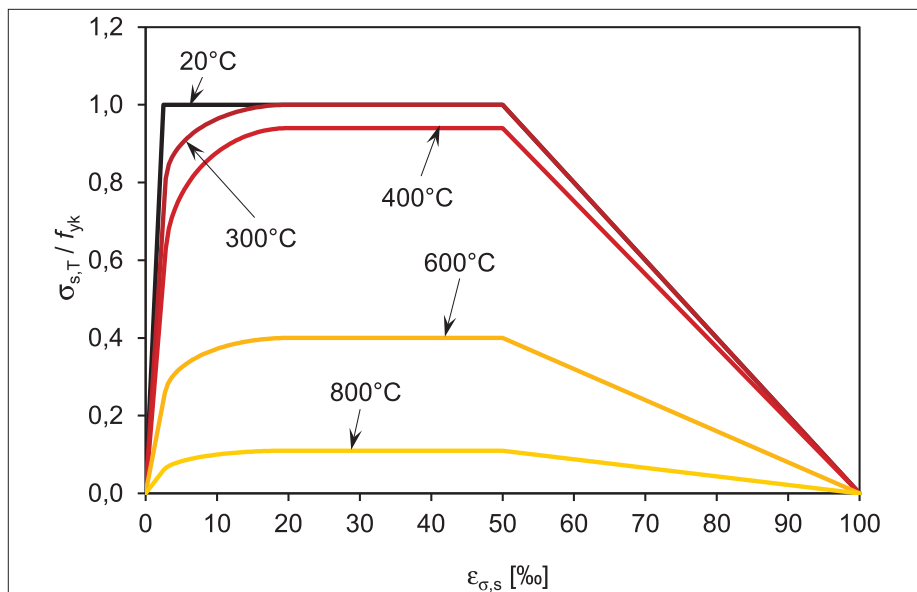
Dodaten pojav, ki ima pomemben vpliv na požarno odpornost ojačanih betonskih konstrukcij, je eksplozivno luščenje betona. Kot poročajo raziskovalci, je razumevanje pojava še relativno skromno (npr. (Majorana, 2010)). Ta oblika luščenja se pojavi že v začetni fazi požara (5–30 min.) (Savov, 2005). Eksplozivno luščenje betona je v glavnem posledica dveh procesov in sicer termomehanskega procesa, pri katerem se pojavijo napetosti zaradi spreminjanja temperaturnih deformacij znotraj materiala, in toplotno-vlažnostnega procesa, pri katerem prihaja do luščenja betona zaradi razvoja parnih tlakov v porah betona (Zeiml, 2008). Večina raziskovalcev upošteva vpliv eksplozivnega luščenja na požarno odpornost konstrukcij le posredno, in sicer v obliki redukcijskih faktorjev oziroma s spremenjeno geometrijo dela konstrukcije zaradi odpadlega betona.

2.3.1 Mehanske lastnosti materialov pri povišanih temperaturah

Bistven korak pri natančnem modeliranju mehanskega odziva vseh vrst konstrukcij med požarom je izbira pravilnega materialnega modela. Najpogostejše predpostavimo materialni model v obliki zveze med napetostjo in deformacijo. Ob predpostavki, da so posamezna materialna vlakna izpostavljena le enoosnemu napetostnemu stanju, se pri formulaciji konstitucijskih zakonov navežemo



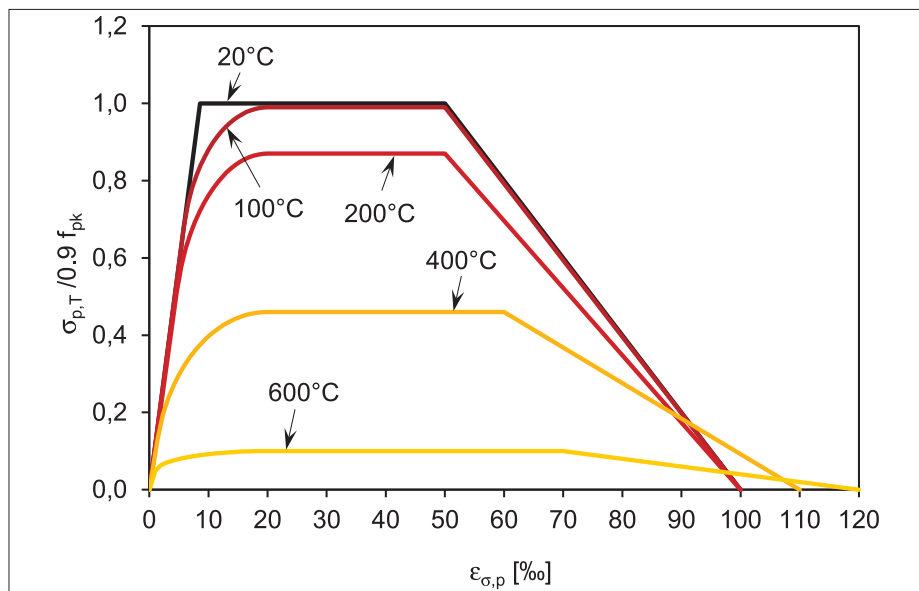
Slika 8 • Temperaturno odvisna sovisnost med napetostjo in deformacijami za tlačno obremenjeni beton z apnenčevim agregatom skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005).



Slika 9 • Temperaturno odvisna sovisnost med napetostjo in deformacijo za hladno obdelano jeklo za armiranje (razreda N) skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005).

neposredno na rezultate enoosnih preizkusov. Pri tem s σ označimo vzdolžno normalno napetost vlakna, z ϵ_{σ} pa mehansko deformacijo vlakna. Na slikah 8 do 10 prikazujemo matematične modele sovisnosti med napetostjo in deformacijo enoosno obremenjenega betona pod vplivom tlačnih napetosti, jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005). Temperaturno odvisni materialni parametri betona so: tlačna trdnost $f_{c,T}$, deformacija pri tlačni trdnosti $\epsilon_{c1,T}$ in mejna tlačna deformacija $\epsilon_{cu1,T}$ za

armaturo: elastični modul $E_{s,T}$, meja proporcionalnosti $f_{sp,T}$ in največja napetost $f_{sy,T}$, za jeklo za prednapenjanje pa: elastični modul $E_{p,T}$, meja proporcionalnosti $f_{pp,T}$, največja napetost $f_{py,T}$, deformacija pri največji napetosti $\epsilon_{pt,T}$ in mejna deformacija $\epsilon_{pu,T}$.



Slika 10 • Temperaturno odvisna sovisnost med napetostjo in deformacijo hladno obdelanega jekla za prednapenjanje skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005).

3 • UPORABA NAPREDNE RAČUNSKE METODE NA PRIMERU ŽELEZNIŠKEGA MOSTU ČEZ GLINŠČICO

Uporabo napredne računske metode prikazemo na primeru ocene požarne odpornosti železniškega mostu čez Glinščico v sklopu izgradnje drugega tira Divača–Koper, ki smo jo izdelali za naročnika 2TDK, d. o. o. (Bratina, 2020). Most premošča dolino Glinščice kot kontinuirana škatlasta konstrukcija z razponi 70 + 45 + 100 m, ki je v polju podprta z dve-

ma relativno kratkima stebroma s pravokotnim prečnim prerezmom. Prekladna konstrukcija je naknadno prednapeta s 94 kable. Razporeditev kablov in armature povzamemo iz projektne dokumentacije, prav tako tudi podatke o mehanskih lastnostih uporabljenih materialov, in sicer: beton trdnostnega razreda C50/60 (z apnenčevim agregatom) za preklado oziroma

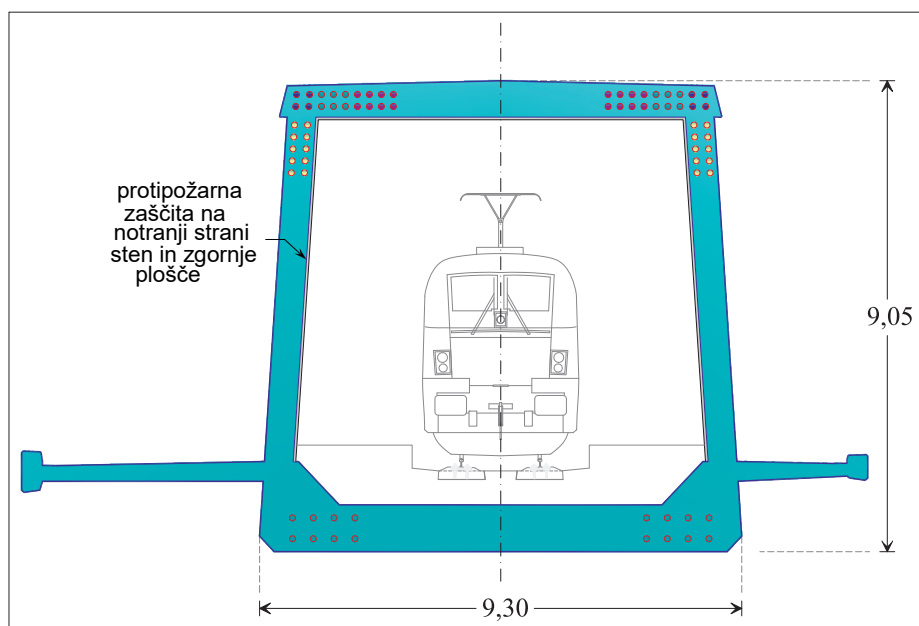
C40/50 za stebra, jeklo za armiranje B500, kable za prednapenjanje z nazivno trdnostjo Y1860 ($f_{pk} = 186 \text{ kN/cm}^2$). V požarni analizi poleg temperaturne obtežbe upoštevamo tudi lastno in stalno obtežbo konstrukcije ter prometno obtežbo (ustrezno reducirana obtežna shema LM71, ki predstavlja statični vpliv navpične obtežbe zaradi običajnega železniškega prometa in je povzeta iz SIST EN 1991-2:2004 (SIST, 2004b)).

Na sliki 11 prikazemo karakteristični prečni prezm prekladne konstrukcije z razporeditvijo kablov. Na notranji strani obeh sten in zgornje plošče je dodatno izvedena protipožarna zaščita v obliki mikroarmiranega betona s polipropilenskimi vlakni debeline 5 cm.

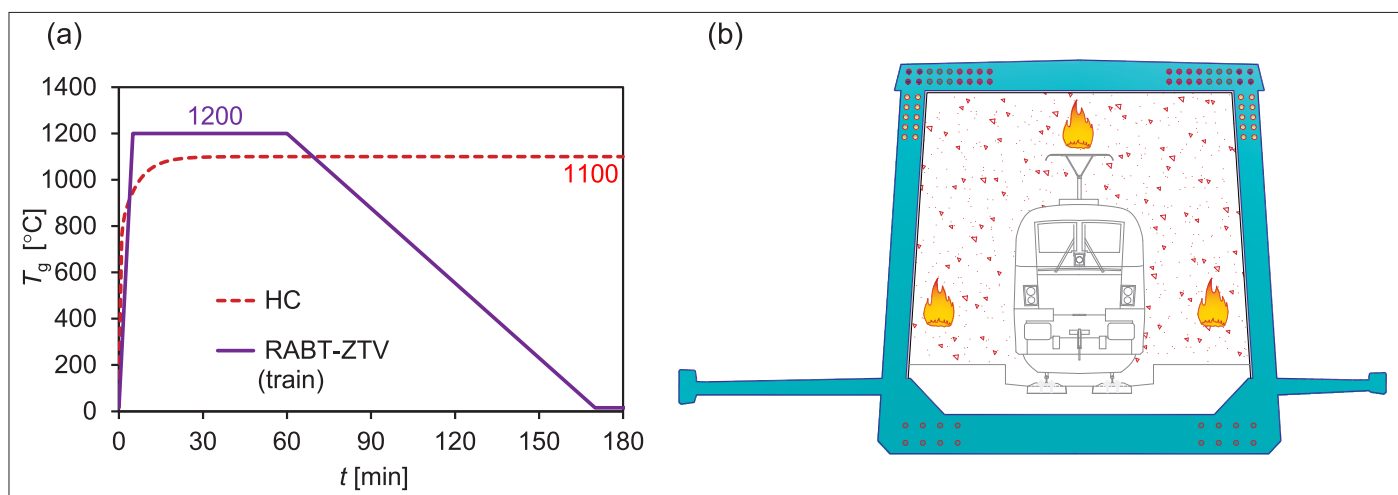
V nadaljevanju za vse tri korake projektne analize podrobneje predstavimo upoštevane predpostavke in rezultate analize.

3.1 Predviden požarni scenarij in projektni požar

V okviru določanja požarne odpornosti železniškega mostu čez Glinščico z napredno računsko metodo obravnavamo požarni scenarij, pri katerem pride do gorenja celotne vlakovne kompozicije. Pri tem predpostavimo, da se požar razširi vzdolž celotne portalne konstrukcije, kar predstavlja najbolj neugoden scenarij za obremenitev mostne konstrukcije. Intenziteto požara v notranjosti portala predstavimo na poenostavljen način, in sicer v obliki nazivne krivulje temperatura-čas, s katero podamo le časovni razvoj temperature plinov v cevi, to pomeni, da predpostavimo



Slika 11 • Karakteristični prečni prezm prekladne konstrukcije (dimenzije v metrih).



Slika 12 • (a) Upoštevan projekti požar v obliki požarne krivulje RABZ-ZTV (train), (b) Površina zgornje plošče in stene preklade je neposredno izpostavljena povišanim temperaturam.

enakomerno porazdelitev temperature plinov po požarnem prostoru. Skladno z navodili s strani naročnika upoštevamo nazivno požarno krivuljo RABZ-ZTV (train). To je nemška karakteristična požarna krivulja za železniške predore, ki je bila razvita na podlagi rezultatov testiranj v naravnem merilu v okviru več projektov (glej npr. (Fehervari, 2008)). Po tej krivulji temperatura plinov že po 5 minutah doseže 1200 °C. Najvišja temperatura se ohranja do 60. minute. Sledi faza ohlajanja, ki traja 110 minut in v kateri se temperatura plinov enakomerno zmanjšuje. Časovni razvoj temperature za to krivuljo prikazujemo na sliki 12(a) in ga primerjamo z razvojem pri ogljikovodikovi (HC) požarni krivulji, ki jo podaja standard SIST EN 1991-1-2:2004 (SIST, 2004a) in opisuje gorenje ogljikovodikov. Dodatno predpostavimo, da požarna zaščita na notranji strani zgornje plošče in sten prekladne konstrukcije v zgodnji fazi požara odpade (konservativna ocena), tako da je površina konstrukcije neposredno izpostavljena povišanim temperaturam, kot to prikazujemo na sliki 12(b). Spodnja plošča pri tem ni neposredno izpostavljena požaru.

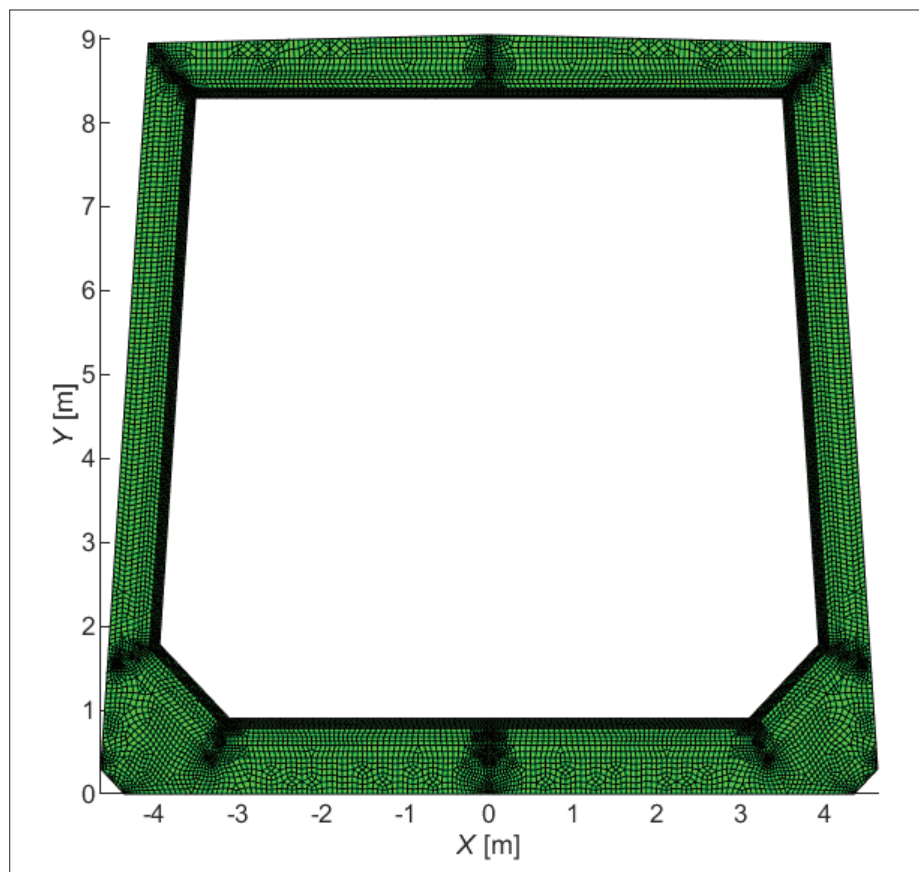
3.2 Toplotna analiza

Kljub temu da se pri požarni krivulji RABZ-ZTV (train) požarni prostor ohladi na začetno temperaturo že po 170 minutah (glej sliko 12(a)), toplotno analizo konstrukcije izvedemo za časovno obdobje 500 min., saj prenos toplote po konstrukciji poteka tudi po koncu požara.

Ob predpostavki, da se požar razširi po notranosti celotne portalne konstrukcije in je zato temperatura celotnega prostora enakomerna, se pri določanju časovne in krajevne razporeditve temperatur v prekladni konstrukciji

omejimo le na račun temperaturnega polja po karakterističnem prečnem prerezu. Pri tem uporabimo računalniški program HEATKO (Hozjan, 2009), ki deluje v programskem okolju MATLAB (MathWorks, 2016) in je bil razvit v okviru raziskovalnega dela na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. V programu osnovno enačbo nestacionarnega prevajanja

toplote (glej izraz (1)) s pripadajočimi robnimi in začetnimi pogoji rešujemo z metodo končnih elementov. Vpliv armature in kablov na časovno spreminjanje temperatur po prečnem prerezu zanemarimo. Pri tem privzamemo, da je temperatura v armaturi/kablilih enaka temperaturi v betonu na mestu armature/kablov. V analizi upoštevamo toplotne lastnosti betona



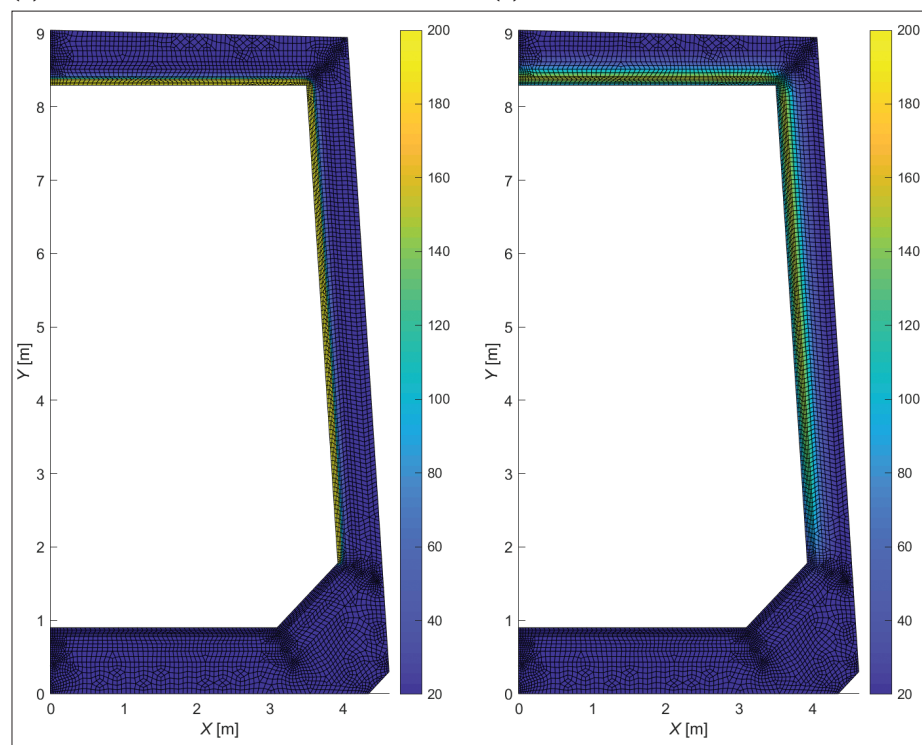
Slika 13 • Mreža končnih elementov za račun temperaturnega polja po prečnem prerezu prekladne konstrukcije v programu HEATKO (Hozjan, 2009).

(prevodnost, gostota, specifična toplota) skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005). Ob upoštevanju simetrije polovico prečnega prereza prekladne konstrukcije modeliramo s 5356 4-vozličnimi izoparametričnimi končnimi elementi (slika 13).

3.2.1 Rezultati toplotne analize

Rezultate toplotne analize prikažemo v obliki temperaturnih polj po prečnem prerezu pri različnih časih trajanja požarne analize (glej sliko 14). Pri prikazovanju temperatur upoštevamo simetrijo.

(a) $t = 60$ min



Slika 14 • Razporeditev temperatur po prečnem prerezu prekladne konstrukcije pri različnih časih trajanja požarne analize, izračunan s programom HEATKO (Hozjan, 2009).

3.3 Mehanska analiza

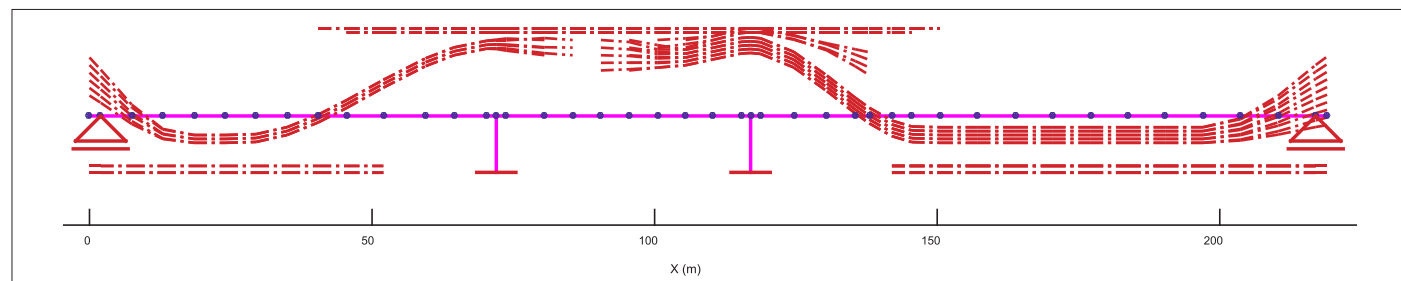
Tretji korak požarne analize izvedemo z uporabo razvitega matematičnega modela in pripadajočega računalniškega programa

NFIRA (Bratina, 2007), ki deluje v programskem okolju MATLAB (MathWorks, 2016). Uporabljeni matematični model, ki je bil razvit v okviru raziskovalnih projektov na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, je zasnovan na Reissnerjevi teoriji linijskih nosilcev (Reissner, 1972) in omogoča upoštevanje tako materialne kot geometrijske nelinearnosti. Pri izpeljavi modela so bile upoštevane naslednje bistvene predpostavke: ravninsko deformiranje konstrukcije, znana Bernoullijeva predpostavka o ravnih prečnih

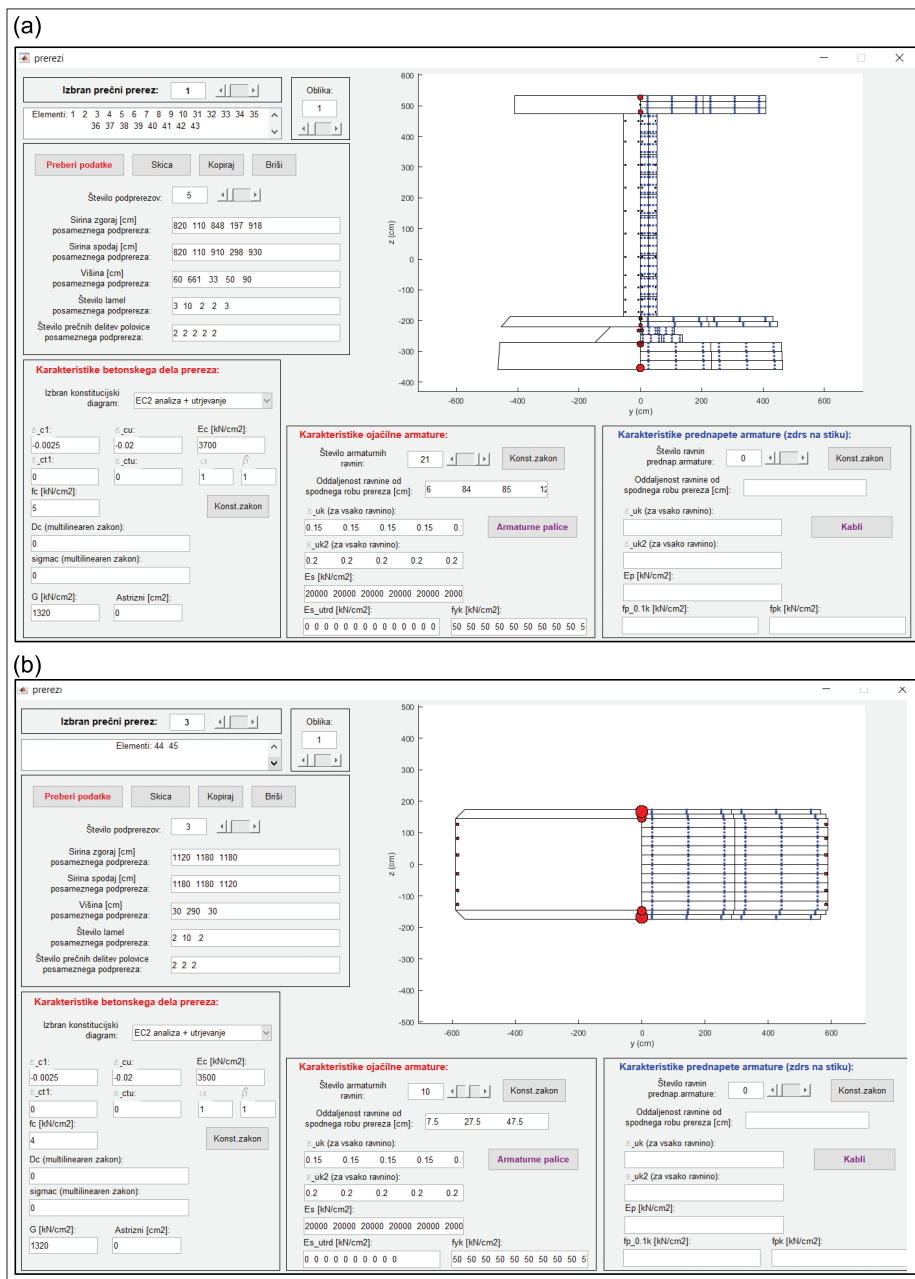
štrevane so temperaturno odvisne lastnosti materialov ter aditivni razcep geometrijske deformacije, armaturne palice in kabli so ves čas trajanja požarne analize polno povezani z betonom, vpliv prednapetja je upoštevan na poenostavljen način, in sicer z nadomestno točkovno (npr. na obeh koncih) oziroma linijsko obtežbo (vzdolž kabelske linije), poljubna kratkotrajna statična obtežba deluje v ravnini deformiranja nosilca. Primernost in natančnost uporabljene napredne računske metode za analizo mehanskega odziva ojačanih konstrukcij na sočasen vpliv statične in požarne obtežbe je bila že večkrat preverjena in potrjena s primerjavo računskih rezultatov z rezultati dobro dokumentiranih eksperimentov v literaturi ((Bratina, 2007), (Pečenko, 2019)).

Mostno konstrukcijo modeliramo s 45 linijskimi končnimi elementi. Pri tem prekladno konstrukcijo modeliramo s 43 elementi (najkrajši ima dolžino 1,75 m, najdaljši pa 7,5 m), vsak stebra pa s po enim elementom. Celotna dolžina idealiziranega modela znaša 219 m. Stebra toga vpnejo v podlago, prekladno konstrukcijo pa na obeh koncih podpremo vrtljivo pomično. Idealiziran računski model mostne konstrukcije prikazujemo na sliki 15. Škatlasta prekladna konstrukcija je naknadno prednapeta s 94 kabli, ki so simetrično razporejeni po prečnem prerezu. Od tega je 26 ravnih kablov v spodnji plošči, 28 ravnih kablov se nahaja v zgornji plošči, 20 ukrivljenih kablov pa poteka v stenah škatlastega prereza preklade. Nobeden izmed kablov ne poteka po celotni dolžini prekladne konstrukcije. Njihova razporeditev je shematsko prikazana na sliki 15. Pred začetkom analize upoštevamo, da je napetost v posameznem kablju konstantna. Vrednosti povzamemo iz projektne dokumentacije in so od $\sigma_{p,1} = 112,5$ do 120 kN/cm². Vsi kabli imajo enak prečni prerez, ki je $A_{p,1} = 28,5$ cm².

Glede razporeditve in količine vzdolžne armature v prekladi upoštevamo dve različni



Slika 15 • Idealiziran računski model mostne konstrukcije s shematskim prikazom poteka kablov vzdolž preklade, povzet iz programa NFIRA (Bratina, 2007).



Slika 16 • Ukazno okno iz programa NFIRA (Bratina, 2007), s pomočjo katerega podajamo ustrezno prilagojeno geometrijo: (a) prečnega prereza prekladne konstrukcije s prvo shemo razporeditve armature (prevladuje armatura v spodnji plošči) oziroma (b) stebra.

shemi razporeditve: pri prvi shemi prevladuje armatura v spodnji plošči preklade (na dolžini od 0 do 52 m in od 142 do 219 m), pri drugi shemi pa v zgornji plošči (od 52 do 142 m). V obeh stebrih upoštevamo enako razporeditev navpične armature. Na sliki 16 prikazujemo ukazno okno iz programa NFIRA (Bratina, 2007), s pomočjo katerega podamo ustrezno prilagojeno geometrijo prečnega prereza. Na sliki 16(a) so prikazani podatki za prečni prerez preklade s prvo shemo razporeditve armature, na sliki 16(b) pa za prečni prerez stebra. Pri vseh

prerezih je upoštevana simetrija glede na navpično os.

V prečnih prerezech, prikazanih na sliki 16, rdeči krogi predstavljajo posamezno oziroma skupino vzdolžnih armaturnih palic, modri krogi pa so integracijske točke, ki jih uporabimo pri numeričnem računu rezultante tlačnih napetosti po površini betonskega prereza. Za zagotovitev zadostne natančnosti računa prečni prerez razdelimo na ustrezno število lamel. Pri računu prispevkov armature in kablov le-te obravnavamo točkovno.

3.3.1 Mehanske lastnosti materialov pri povišanih temperaturah

Temperaturno odvisne sovisnosti med normalno napetostjo in deformacijo enosno obremenjenega betona pod vplivom tlačnih napetosti ($\sigma_c - \epsilon_{\sigma,c}$), jekla za armiranje ($\sigma_s - \epsilon_{\sigma,s}$) oziroma jekla za prednapenjanje ($\sigma_p - \epsilon_{\sigma,p}$) upoštevamo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005). Sovisnosti smo prikazali že na slikah od 8 do 10. Za materialni model betona med ohlajanjem privzamemo, da je enak tistemu, ki ustreza najvišji predhodno doseženi temperaturi v fazi segrevanja, saj je smiselno predpostaviti, da se zaradi mehanskih in kemičnih sprememb v betonu njegove mehanske lastnosti ne povrnejo. Za materialni model jekla za armiranje oziroma jekla za prednapenjanje med ohlajanjem pa privzamemo, da se mehanske lastnosti povrnejo v celoti.

V analizi poleg napetostno odvisnih mehanskih deformacij ϵ_{σ} skladno s priporočili iz SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005) ter tuje dostopne literature upoštevamo tudi temperaturne deformacije ϵ_{th} , viskozne deformacije zaradi lezenja betona $\epsilon_{cr,c}$ oziroma viskozne deformacije jekla $\epsilon_{cr,s(p)}$ in prehodne deformacije betona $\epsilon_{tr,c}$. Zvezo med njimi določa že omejenji aditivni razcep geometrijske deformacije materialnega vlakna, in sicer:

$$\text{beton: } \epsilon_c = \epsilon_{\sigma,c} + \epsilon_{th,c} + \epsilon_{cr,c} + \epsilon_{tr,c}, \quad (2)$$

$$\text{armatura: } \epsilon_s = \epsilon_{\sigma,s} + \epsilon_{th,s} + \epsilon_{cr,s}, \quad (3)$$

$$\text{kabli: } \epsilon_p = \epsilon_{\sigma,p} + \epsilon_{th,p} + \epsilon_{cr,p}. \quad (4)$$

Temperaturne deformacije ϵ_{th} betona in jekla za armiranje oziroma jekla za prednapenjanje upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 (SIST, 2005). Predpostavimo, da so temperaturne deformacije med ohlajanjem v celoti povrnejo.

Deformacija lezenja betona pri povišanih temperaturah $\epsilon_{cr,c}$ je v splošnem odvisna od nivoja napetosti, časa in temperature. V okviru predstavljenega matematičnega modela upoštevamo lezenje betona skladno z modelom po Harmathyju (Harmathy, 1993):

$$\epsilon_{cr,c} = \beta_1 \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \sqrt{t} \cdot e^{d(T-293)}. \quad (5)$$

V izrazu (5) je σ_c napetost, t čas, f_{ct} pa tlačna trdnost betona pri povišani temperaturi T . Parametra β_1 in d sta empirični konstanti materiala in ju določimo z metodo najmanjših kvadratov glede na rezultate meritev lezenja, ki jih je podal Cruz (Cruz, 1968). Model uporabimo tako v fazi segrevanja kot v fazi ohlajanja betona.

Viskozneza lezenja jekla za armiranje oziroma jekla za prednapenjanje pa v analizi ne upoštevamo, saj se izkaže, da temperature v armaturi oziroma kablilih ne presežejo 400 °C.

Za določitev prispevka prehodnih deformacij v betonu uporabimo model, ki ga je predstavil Anderberg s sodelavci (Anderberg, 1976). Skladno s tem modelom prehodne deformacije betona izračunamo s pomočjo naslednjih dveh empiričnih izrazov:

$$\epsilon_{tr,c} = k_2 \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \epsilon_{th,c} \quad \text{za } T \leq 550 \text{ °C}, \quad (6)$$

$$\frac{\partial \epsilon_{tr,c}}{\partial T} = 0.0001 \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \quad \text{za } T > 550 \text{ °C}, \quad (7)$$

kjer je k_2 parameter materiala. V analizi za k_2 izberemo vrednost 2,0. Prehodne deformacije so nepovratne.

V nadaljevanju prikažemo rezultate mehanskega odziva mostne konstrukcije pri sočasnem delovanju statične in požarne obtežbe, pri katerem se temperatura plinov v škati prekladne konstrukcije spreminja skladno s požarno krivuljo RABT-ZTV (train).

3.3.2 Rezultati mehanske analize

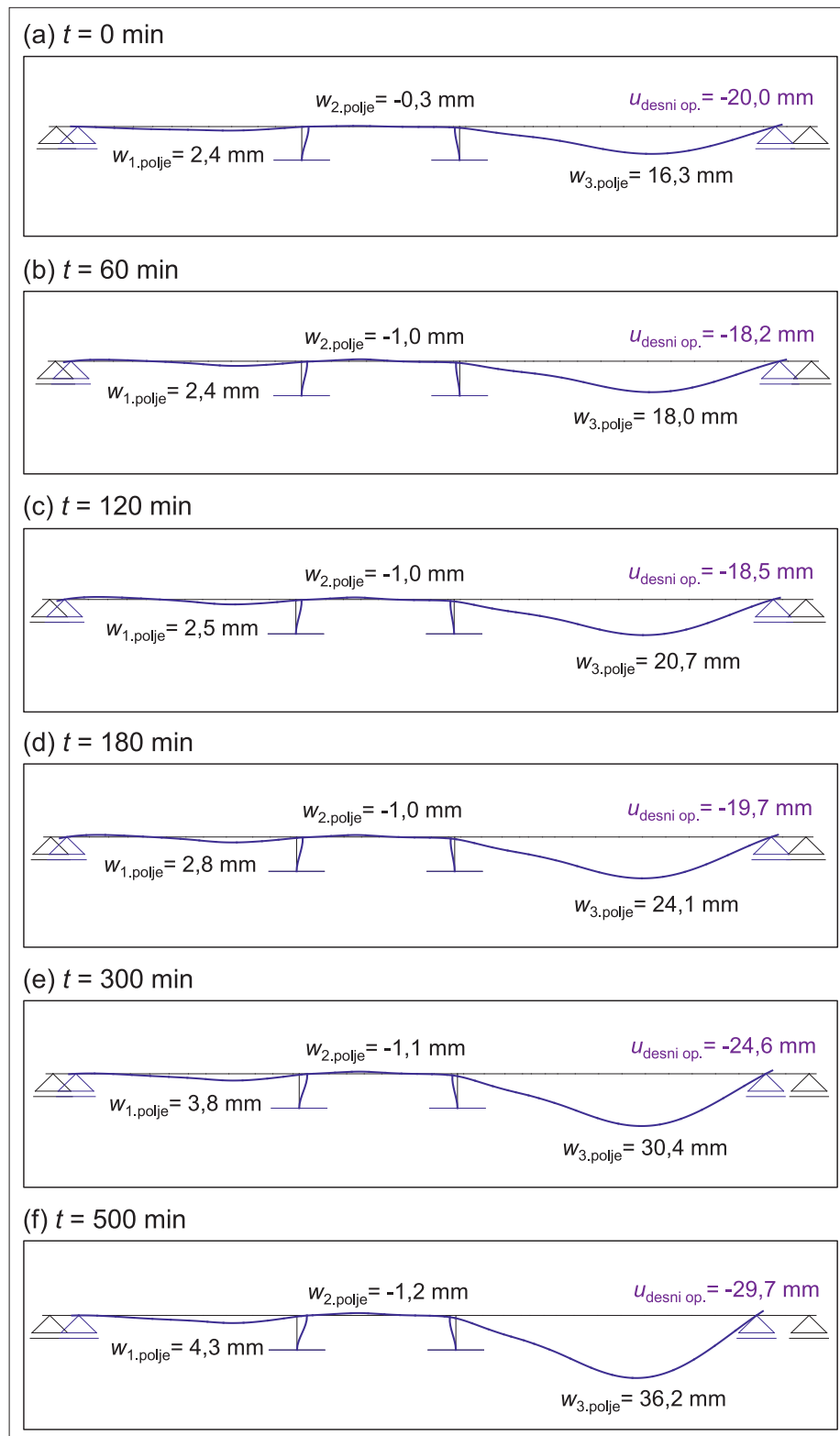
Na sliki 17 prikazujemo deformiranje mostne konstrukcije pri različnih časih trajanja požarne analize. Naj pri tem omenimo, da se skladno z RABT-ZTV požarno krivuljo prostor že po 170 minutah ohladi za začetnih 20 °C (glej sliko 12(a)). Pri vsakem času je pripisan navpični pomik preklade v posameznem polju ($w_{1,polje}$ pri $x = 45,5$ m, $w_{2,polje}$ pri $x = 90,5$ m, $w_{3,polje}$ pri $x = 177,1$ m) oziroma vodoravni pomik preklade ob desnem krajnem oporniku ($u_{desni op.}$ pri $x = 217$ m).

Ugotovimo, da konstrukcija »preživi« požar. Največje računske pomike konstrukcije zaznamo v tretjem polju, ki ima tudi največjo razpetino. Po 500 minutah analize je računski pomik $w_{3,polje}$ 2,2-krat večji kot pred nastopom požara in se počasi stabilizira, čeprav je temperatura v notranjosti zaprte prekladne konstrukcije že po 170 minutah enaka začetni temperaturi 20 °C. To nazorno prikazuje tudi slika 18, na kateri so prikazani časovni razvoji navpičnih pomikov v vseh treh poljih preklade. Povečevanje pomikov je najverjetneje posledica velike masivnosti prekladne konstrukcije in njenega počasnega ohlajanja. Sicer so navpični pomiki v prvem in drugem polju preklade ves čas trajanja požarne analize precej manjši od 1 cm.

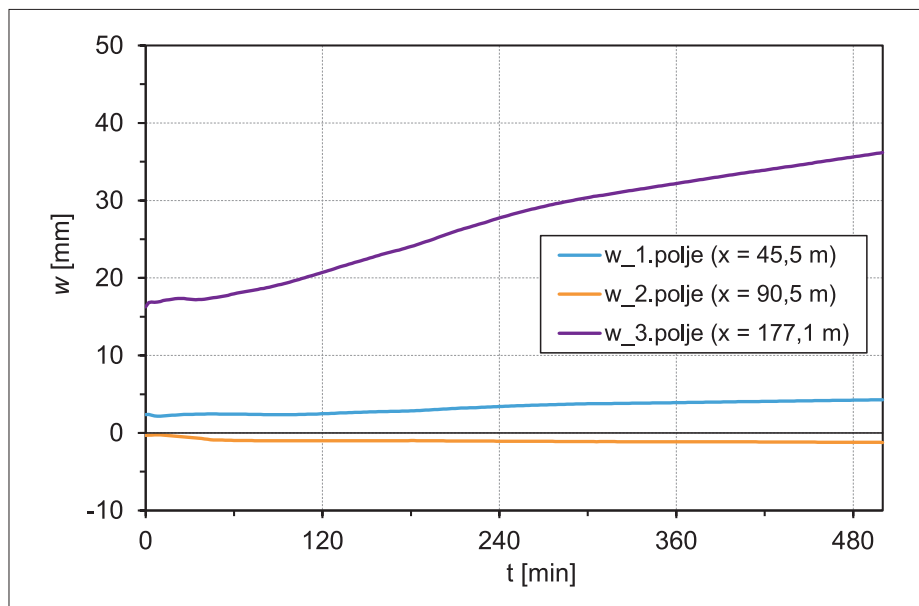
Relativno majhne spremembe deformiranja konstrukcije med obravnavano požarno analizo so posledica zelo majhnih temperaturnih sprememb v kablilih, ki se nahajajo dovolj

globoko v betonu, tako da požarna obtežba nima pomembnega vpliva na stopnjo prednapetja prekladne konstrukcije. To je razvidno s slik 19(b) do (d), ki prikazujejo

časovni razvoj temperatur T_p in napetosti σ_p v toplotno najbolj obremenjenih kablilih v zgornji plošči oziroma v steni preklade, medtem ko slika 19(a) prikazuje stanje v



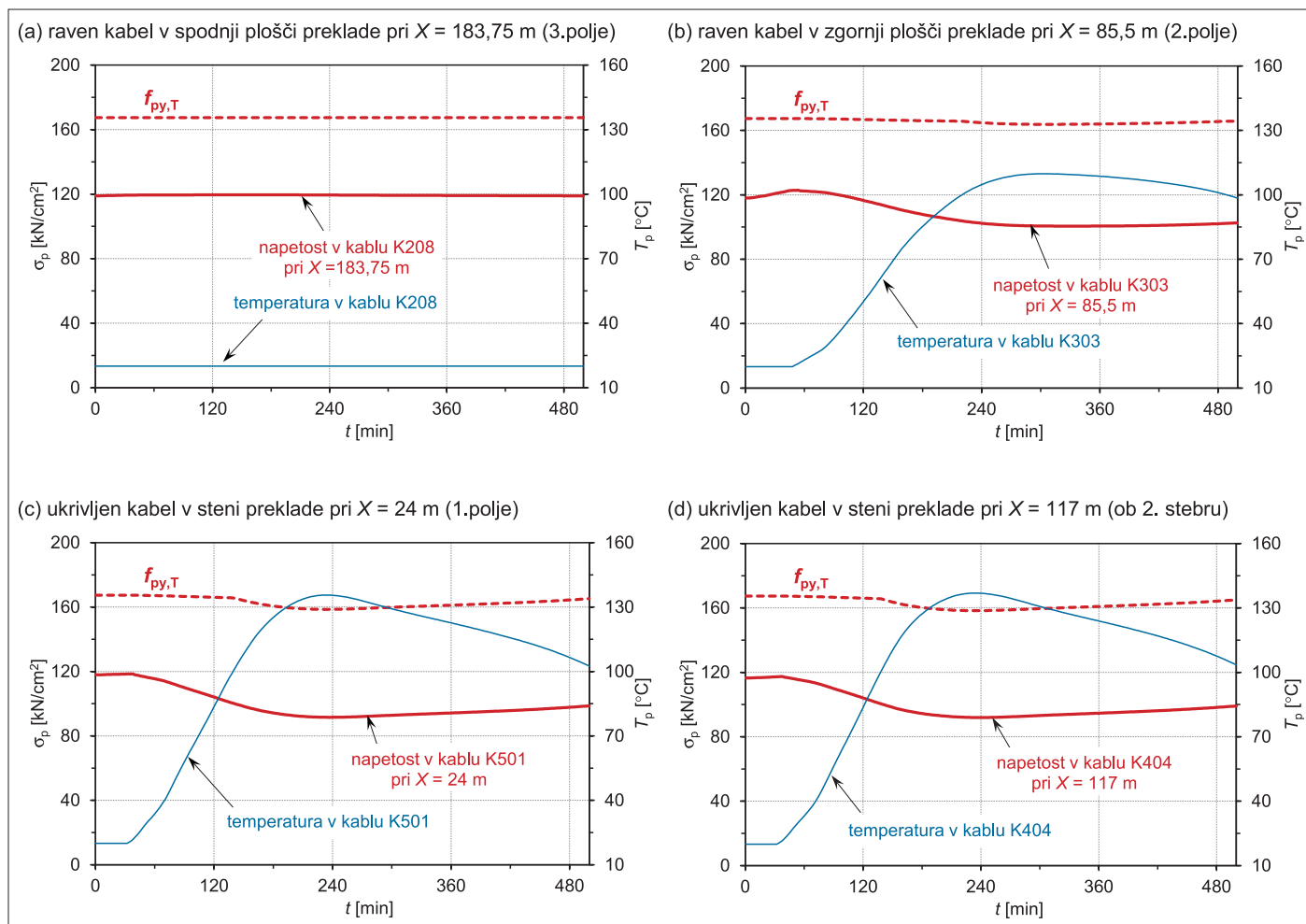
Slika 17 • Deformiranje mostne konstrukcije pri različnih trajanjih požarne analize v primeru izpostavljenosti požaru skladno z požarno krivuljo RABT-ZTV (train). Pomiki so 500-krat povečani.



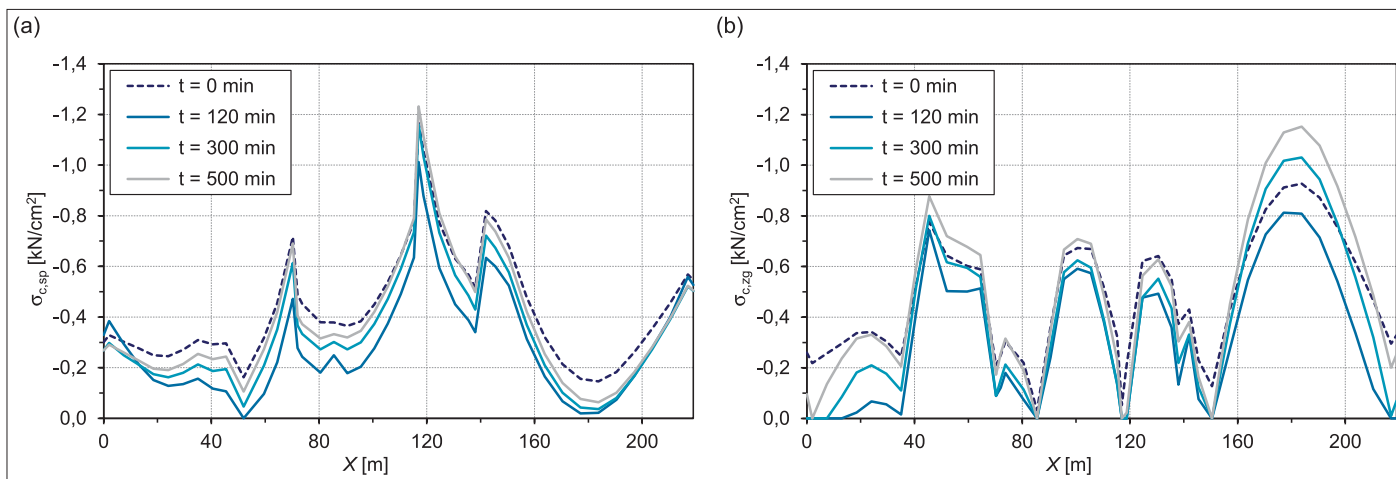
Slika 18 • Časovni razvoj navpičnih pomikov v poljih prekladne konstrukcije.

ravnem kablu v spodnji plošči, ki požaru ni neposredno izpostavljen. Ugotovimo, da pride med požarno analizo le do manjših sprememb napetosti v kablji. Dodatno ugotovimo, da so napetosti v kablji ves čas trajanja požarne analize precej manjše od pripadajoče temperaturno odvisne največje napetosti oz. trdnosti $f_{py,T}$.

Zgoraj podani ugotovitvi pritrjuje tudi slika 20, ki prikazuje razvoj tlačnih napetosti v betonu na spodnji oziroma zgornji površini v osi škafastega prečnega prereza vzdolž prekladne konstrukcije pri različnih trajanjih požarne analize. Med požarno analizo se natezne obremenitve v betonu pojavijo le na omejenih območjih vzdolž preklade, to je tam, kjer so napetosti $\sigma_c = 0 \text{ kN/cm}^2$. Tlačne napetosti pa le na dveh območjih presežejo vrednost $1,0 \text{ kN/cm}^2$ ($20\% f_{ck}$), in sicer na spodnjem robu prečnega prereza ob drugem stebri oziroma na zgornjem robu prečnega prereza v tretjem polju prekladne konstrukcije.



Slika 19 • Časovni razvoj temperatur in napetosti v izbranih kablji v prekladni konstrukciji.



Slika 20 • Razvoj tlačnih napetosti v betonu na: (a) spodnji oziroma (b) zgornji površini v osi škatlastega prečnega prereza vzdolž prekladne konstrukcije pri različnih trajanjih požarne analize.

4 • SKLEP

S pomočjo napredne računske metode skladno z Evrokodi smo ocenili požarno odpornost železniškega mostu čez Glinščico v sklopu izgradnje drugega tira Divača–Koper. Projektno požarno analizo smo izvedli v treh korakih: v prvem koraku smo določili

ustrezni projektni potek požara, v drugem koraku smo izračunali razvoj temperaturnega polja po prekladni konstrukciji, v zadnjem koraku pa smo izračunali mehanski odziv konstrukcije, sočasno izpostavljene statični in požarni obtežbi. Za drugi in tretji korak

projektne analize smo uporabili računalniška programa HEATKO in NFIRA, ki sta bila razvita na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Rezultati projektne požarne analize so pokazali, da je konstrukcija sposobna sočasno prevzeti statično in požarno obremenitev v primeru izpostavljenosti požaru skladno s požarno krivuljo RABT-ZTV (train).

5 • ZAHVALA

Predstavljeni rezultati so pridobljeni v okviru Projektne naloge KM-Poz-06/20, izdelane na UL FGG, za kar se projektantu, podjetju Projektiranje in inženiring KO-BIRO, d. o. o., in

naročniku 2TDK, d. o. o., iskreno zahvaljujemo. V analizi so bili uporabljeni matematični modeli in pripadajoči računalniški programi, ki so nastali v sklopu dela programskih

skupin Gradbene konstrukcije in gradbena fizika (P2-0158) ter Mehanika konstrukcij (P2-0260), ki ju financira Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za finančno pomoč se ji iskreno zahvaljujemo.

6 • LITERATURA

- Anderberg, Y., Thelandersson, S., Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2. Experimental investigation and material behaviour model, Lund Institute of Tehnology, Sweden, 1976.
- Aguado, J., Albero, V., Espinos, A., Hospitaler, A., & Romero, M., A 3D finite element model for predicting the fire behaviour of hollow-core slabs, Engineering Structures, 108, 12–27, 2016.
- Bratina, S., Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2003.
- Bratina, S., Planinc, I., NFIRA (Nonlinear FIRE Anaysis) - program za nelinearno analizo odziva betonskih konstrukcij med požarom, FGG, Univerza v Ljubljani, 2007.
- Bratina, S., Saje, M., Planinc, I., The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire, Engineering Structures, 29(3), 418–430, 2007.
- Bratina, S., Hozjan, T., Ocena požarne odpornosti železniškega portala (mostu) za prečkanje doline Glinščice z uporabo naprednih metod, Projektna naloga KM-Poz-06/20, Projektiranje in inženiring KO-BIRO d.o.o., 2020.
- Cai, J., Burgess, I., Plank, R., A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions, Engineering Structures, 25(6), 817–833, 2003.

- Cruz, C.R., Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures, *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 10(3), 36–42, 1968.
- Ellobody, E., Advanced analysis of prestressed hollow core concrete slabs exposed to different fires, *Advances in Structural Engineering*, 17(9), 1281–1298, 2014.
- Fehervari, S., Characteristics of tunnel fires, *Concrete Structures*, 56–60, 2008.
- FDS, Fire Dynamics Simulator (FDS) and Smokeview (SMV), http://code.google.com/p/fds-smv/wiki/Downloads_Overview?tm=2, 2016.
- Harmathy, T.Z., A comprehensive creep model, *Journal of Basic Engineering*, 89, 496–502, 1967.
- Harmathy T.Z., *Fire Safety Design and Concrete*, London: Longman, 1993.
- Hozjan, T., HEATKO – program za 2D analizo prevajanja toplote po mediju, FGG, Univerza v Ljubljani, 2009.
- Huang, Z., Platten, A., Nonlinear finite element analysis of planar reinforced concrete members subjected to fires, *ACI Structural Journal*, 94(3), 272–282, 1997.
- Majorana, C.E., Salomoni, V.A., Mazzucco, G., Khoury, G.A., An approach for modelling concrete spalling in finite strain, *Mathematics and Computers in Simulation*, 80, 1694–1712, 2010.
- MathWorks, MATLAB R2016b, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States, 2016.
- Özişik, M.N., *Heat Transfer: A Basic Approach*, McGraw-Hill, New York, 1985.
- Pečenko, R., Hozjan, T., Planinc, I., Bratina, S., A computational model for prestressed concrete hollow-core slab under natural fire, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2019.
- Reissner, E., On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem, *Journal of Applied Mathematics and Physics (ZAMP)*, 23, 795–804, 1972.
- Savov K., Lackner R., Mang H.A., Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load, *Fire Safety Journal*, 40, 745–763, 2005.
- SIST, SIST EN 1991-1-2: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – Del 1-2: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije, izpostavljene požaru, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004a.
- SIST, SIST EN 1991-2: 2004, Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004b.
- SIST, SIST EN 1992-1-2: 2005, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-2: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.
- Tan, K.H., Ting, S.K., Huang, Z.F., Visco-elasto-plastic analysis of steel frames in fire, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 128 (1), 105–114, 2002.
- Zeiml, M., Lackner, R., Mang, H.A., Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading, *Acta Geotechnica*, 3, 295–308, 2008.