

# POSTOPKI ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI PREDNAPETIH VOTLIH PLOŠČ

## PROCEDURES TO DETERMINE FIRE RESISTANCE OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS

asist. dr. Robert Pečenko, univ. dipl. inž. grad.

robert.pecenko@fgg.uni-lj.si

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

Znanstveni članek

UDK 614.841.2:624.072.2

**Povzetek** | Članek prikazuje uporabo poenostavljenega in naprednega načina določitve požarne odpornosti prednapete votle plošče. Poenostavljen način temelji na uporabi metode izoterme 500 °C, ki jo podaja SIST EN 1992-1-2:2005 in spada med uveljavljene postopke za določitev požarne odpornosti nosilcev, izpostavljenih standardnemu požaru. Drugi, napredni način, ki predstavlja osrednji del prispevka, pa je razdeljen na dva dela. Najprej uporabimo napredni toplotno-vlažnostni model za določitev temperaturnega polja v karakterističnem prečnem prerezu plošče. Nato določimo napetostno-deformacijsko stanje plošče med požarom na osnovi geometrijsko in materialno nelinearnega modela nosilca z upoštevanje zamika med betonom in kabli. Na podlagi parametrične študije je bilo ugotovljeno, da upoštevanje zdrsa med betonom in kabli bistveno vpliva na odziv in požarno odpornost prednapete votle plošče.

Ključne besede: prednapeta votla plošča, požar, napredna računska metoda, zdrs med kabli in betonom

**Summary** | This paper presents different procedures to determine fire safety of prestressed hollow core slab. The simplified approach is based on the method isotherm 500°C, which is given in SIST EN 1992-1-2:2005. The main part of the paper is focused on the advanced calculation method that consists of two parts. Firstly, the advanced hygro-thermal model is used to determine the temperature field in the characteristic cross-section of the concrete hollow-core slab during fire. Secondly, stress-strain state of prestressed hollow-core slab is determined based on the geometrically and materially non-linear beam model, where also slip between concrete and tendon is considered. Parametric study demonstrated that slip modelling between concrete and tendon is essential to accurately estimate the behaviour and fire resistance of prestressed hollow-core slab.

Key words: prestressed hollow-core slab, fire, advanced computational method, bond stress-slip

### 1 • UVOD

Prednapeta votla plošča (v nadaljevanju PVP ali plošča) je najpogosteje uporabljen prefabricirani betonski element pri gradnji stropnih konstrukcij. Uporablja se zlasti pri stavbah,

pri čemer je na seizmično izpostavljenih območjih zahtevnejša. Zaradi hitre proizvodnje in vgradnje, manjše porabe materiala, nizke porabe energije pri proizvodnji ter nizke trans-

portne teže se njena prednost v primerjavi s konvencionalnimi betonskimi elementi izraža predvsem v ekonomičnosti. Pri vsakodnevem projektiranju omenjenega konstrukcijskega elementa je poleg zagotovitve varnosti v običajnih pogojih uporabe treba zagotoviti tudi ustrezno požarno varnost plošče. Za njeno natančno določitev je treba poznati

obnašanje materialov v požaru, iz katerih je plošča sestavljena, tj. betona in jekla za prednapenjanje.

V betonu so pri povišanih temperaturah prisotni različni kemijski in fizikalni procesi. Poleg prevajanja toplote zaradi konvekcije in kondukcije pri betonu poteka tudi gibanje vode, vodne pare ter zraka po porah betona. Dodatno se izloča tudi kemijsko vezana voda, ki polni prostor v porah v obliki proste vode. Pri betonih z majhno poroznostjo in prepustnostjo to vodi v visoke porne flake, ki lahko v povezavi z oviranimi temperaturnimi deformacijami povzročijo luščenje betona ((Gawin, 2006), (Majorana, 2010)). Poleg tega je beton pri temperaturah, višjih od 600 °C, izrazito podvržen lezenju, prihaja pa tudi do razkroja betona. Takšen beton je iz konstrukcijskega vidika neuporaben. Tudi za jeklo za prednapenjanje je znano, da se s temperaturo spreminjajo

njegove mehanske lastnosti. Materialni model, ki ga predlaga SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), tako pri 400 °C upošteva padec trdnosti jekla za prednapenjanje za več kot polovico. Poleg tega pa se pri povišanih temperaturah pojavi še tako imenovano viskozno lezenje jekla. To se prične pri približno 400 °C, hitrost lezenja pa je odvisna od vrste jekla in nivoja napetosti. S tem smo našli le nekaj fenomenov, ki se pojavljajo pri požaru. Zaradi tega je določitev požarne varnosti razmeroma kompleksen proces. Načinov je več, trend pa se vedno bolj usmerja v določanje odziva konstrukcij ter njenih sestavnih delov s pomočjo naprednih in zahtevnih numeričnih modelov, ki pa niso nujno primerni za vsakdanjo uporabo. Ravno zaradi zahtevnosti numeričnih modelov Evrokod predlaga tudi poenostavljene računske postopke, s katerimi na poenostavljen način določimo požarno odpornost betonskih ele-

mentov. Pri tem je treba omeniti, da ti postopki ne dajejo vpogleda v obnašanje konstrukcije med požarom.

Članek prikazuje uporabo različnih metod za določitev odziva in požarne odpornosti prednapete votle plošče, izpostavljene požaru. Glavni del prispevka se osredotoča na napredno računsko metodo, ki je razdeljena v dva dela. V prvem delu na podlagi naprednega toplotno-vlažnostnega modela določimo razvoj temperatur po plošči. V drugem delu pa je predstavljen materialno ter geometrijsko nelinearni mehanski model ravninskega nosilca, na osnovi katerega določimo odziv plošče pri požaru. Poleg napredne metode je prikazana tudi uporaba poenostavljene metode izoterme 500 °C v skladu s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), ki je uveljavljeno računsko orodje za določitev požarne odpornosti betonskih nosilcev pri požaru.

## 2 • TOPLOTNO-MEHANSKA ANALIZA

Za analizo obnašanja konstrukcije ali njenega dela v požaru uporabimo t. i. napredno računsko metodo, kjer lahko skladno z Evrokodom toplotno analizo opravimo neodvisno od mehanske analize, saj predpostavimo, da dovedeno mehansko delo bistveno ne vpliva na toplotni odziv konstrukcije. Pri toplotni analizi obravnavamo povezan problem prenosa toplote in vlage, saj ima slednja zaradi izparevanja proste in kemijsko vezane vode velik vpliv na razvoj temperatur v betonu med požarom. Rezultat tega dela analize je časovno odvisno temperaturno polje po konstrukciji, ki predstavlja toplotno obtežbo v nadaljnji mehanski analizi. S pomočjo slednje določimo požarno odpornost ter odziv plošče, izpostavljene sočasni mehanski in toplotni obtežbi. V nadaljevanju predstavimo toplotno-vlažnostno analizo ter podrobneje mehansko analizo, ki je bila razvita v okviru doktorske disertacije (Krauberger, 2008). Na kratko prikažemo še poenostavljeno metodo izoterme 500 °C, ki jo podaja standard SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005).

### 2.1. Toplotno-vlažnostna analiza

Osnovne enačbe za povezan prenos toplote in vlage sestavljata sistem konfinitetnih enačb za ohranitev mase (prosta voda, vodna para in zrak) ter enačba za ohranitev energije, in sicer:

ohranitev mase proste vode:

$$\frac{\partial(\varepsilon_{FW}\rho_{FW})}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_{FW} - \dot{\varepsilon}_{FW} + \frac{\partial(\varepsilon_D\rho_{FW})}{\partial t}, \quad (1)$$

ohranitev mase vodne pare:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_v)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_v + \dot{\varepsilon}_{FW}, \quad (2)$$

ohranitev mase zraka:

$$\frac{\partial(\varepsilon_G\tilde{\rho}_A)}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{J}_A, \quad (3)$$

ohranitev energije:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = -\nabla \cdot (-k\nabla T) - (\rho c \mathbf{v}) \cdot \nabla T - \lambda_E \left( \dot{\varepsilon}_{FW} + \frac{\partial(\varepsilon_D\rho_{FW})}{\partial t} \right). \quad (4)$$

V enačbah (1)–(4)  $\mathbf{J}_i$  predstavlja masni tok, pri čemer  $i$  označuje različno fazo: FW je prosta voda, V je vodna para ter A je zrak.  $\tilde{\rho}_v$  ter  $\tilde{\rho}_A$  označujeta maso faz, normiranih na enoto volumna plinske mešanice,  $\tilde{\rho}_{FW}$  pa je gostota vode. Veličine  $\varepsilon_{FW}\rho_{FW}$ ,  $\varepsilon_G\tilde{\rho}_v$  in  $\varepsilon_G\tilde{\rho}_A$  tako predstavljajo maso proste vode, vodne pare in zraka, normirano na enoto volumna betona. Veličino izparjene proste vode označujemo z  $\dot{\varepsilon}_{FW}$ ,  $t$  je čas in  $\nabla$  je nabra operator. V energijski enačbi  $\rho c$  predstavlja toplotno kapaciteto betona,  $k$  je njegova toplotna prevodnost,  $\rho c \mathbf{v}$  je notranja energija vlage zaradi toka tekočin,  $\lambda_E$  in  $\lambda_D$  sta latentni toploti izparevanja oz. dehidracije proste oz. kemijsko vezane

vode,  $\varepsilon_D\rho_{FW}$  je masa vezane vode, ki se sprosti zaradi dehidracije,  $T$  pa predstavlja temperaturo.

Prehod toplote skozi zunanje površine plošče predpišemo na osnovi toplotnega površinskega pretoka, ki ga določa enačba:

$$\mathbf{n} \cdot \nabla T \equiv \frac{\partial T}{\partial n} = \frac{h_{qr}}{k} (T_\infty - T), \quad (5)$$

kjer je  $\mathbf{n}$  enotski vektor normale na zunanji površini betona,  $T_\infty$  je temperatura okolice,  $h_{qr}$  pa predstavlja toplotni prestopni koeficient, ki je sestavljen iz konvekcijskega dela  $h_c$  ter radiacijskega dela  $h_r$ . Konvekcijski del je odvisen od prestopnega koeficienta  $\alpha_\sigma$  radiacijski del pa od emisivnosti površine elementa  $\varepsilon_m$ .

Površinski masni pretok upoštevamo na osnovi izmenjave vodne pare med betonom in okolico, kar zapišemo z naslednjo enačbo:

$$\mathbf{n} \cdot \mathbf{J}_v = -\beta(\tilde{\rho}_{v,\infty} - \tilde{\rho}_v), \quad (6)$$

kjer  $\beta$  predstavlja masni prestopni koeficient (Cengel, 1998),  $\tilde{\rho}_{v,\infty}$  pa gostoto vodne pare v okolici.

Na stiku med betonom in okolico upoštevamo tudi, da je pritisk v porah enak pritisku okolice

$$P_{G,\infty} : P_G = P_{G,\infty}. \quad (7)$$

#### 2.1.1. Temperatura zraka v odprtinah

Prednapeta votla plošča v svoji geometriji vsebuje odprtino. Da bi v toplotni analizi zajeli vpliv odprtine na razvoj temperatur po prečnem prerezu plošče, celoten prečni prerez razdelimo na dva podsistema. Prvega predstavlja trdni del prečnega prereza, druge-

ga pa zrak znotraj odprtine. Na mejni ploskvi med tema dvema podsistemoma predpišemo specifični toplotni pretok (Velikanje, 1993), kjer upoštevamo samo toplotni pretok zaradi konvekcije:

$$q = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z), \quad (8)$$

pri tem je  $T_{st}$  temperatura stene odprtine,  $T_z$  temperatura zraka v odprtini,  $\alpha_c$  pa prestopni koeficient.

Predpostavimo, da je temperatura zraka v odprtini konstantna, in toplotni tok  $dQ$  skozi robno ploskev odprtine velikosti  $1 \times ds$ , zapišemo z enačbo (9), pri čemer je  $ds$  element ločne dolžine robne ploskve.

$$dQ = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z) \cdot ds. \quad (9)$$

Z integracijo po notranjem robu odprtine in ob predpostavki, da je  $T_z = \text{konst}$ , lahko toplotni tok, ki se izmenja po celotnem notranjem robu odprtine, zapišemo:

$$Q = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds, \quad (10)$$

kjer je  $L$  notranji obseg odprtine.

Če predpostavimo, da je sprememba temperature zraka dovolj hitra, jo lahko obravnavamo kot adiabatno, to pomeni, da se nič toplotne ne izmenja z okolico. V tem primeru lahko spremembo notranje energije zraka v odprtini zapišemo kot:

$$Q \cdot dt = m \cdot c_v \cdot dT_z, \quad (11)$$

kjer  $m$  predstavlja maso zraka,  $c_v$  je specifična toplota zraka pri stalnem volumnu (odprtine so zaprte, zato ni spremembe volumna zraka) ter  $dT_z$  je sprememba temperature zraka.

Maso zraka izrazimo na enoto dolžine z njegovo gostoto  $\rho$  in prostornino  $V$  ter po ureditvi dobimo:

$$Q = \rho \cdot V \cdot c_v \cdot \frac{dT_z}{dt} = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds. \quad (12)$$

Enačba (12) predstavlja izhodišče pri računu temperature zraka znotraj odprtine.

### 2.1.2. Reševanje enačb povezanega toplotno-vlažnostnega problema

Nelinearne parcialne diferencialne enačbe (1)–(4) skupaj z ustreznimi robnimi pogoji (5)–(7) ter enačbo za določitev temperature v odprtini (12) rešimo numerično z metodo končnih elementov. Računski model je razvit v programskem okolju Matlab. Matematični postopki za izpeljavo sistema diferencialnih enačb, izraženih z osnovnimi neznankami ( $T$ ,  $P_e$ ,  $\bar{p}_v$ ), ter formulacija teh enačb v metodo končnih elementov so natančneje prikazani v (Hozjan, 2009).

## 2.2. Mehanska analiza

### 2.2.1. Napredna računsko metoda

V tem poglavju predstavljamo osnovne enačbe za določitev napetostno-deformacijskega stanja prednapete votle plošče ob sočasnem delovanju statične in požarne obtežbe. Prednapeto votlo ploščo opišemo z geometrijsko točnim Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca (Reissner, 1972), ki ga ločeno uporabimo za betonski del plošče, in kable za prednapenjanje, pri čemer na stiku med betonom in kabli upoštevamo zamik. Poleg tega model za kable poenostavimo v model vrvi. Ker je običajno dolžina plošče bistveno večja od njene višine, vpliv strižne deformacije na deformiranje plošče zanemarimo (Sprčić, 2003).

Obravnavamo prednapeti betonski nosilec začetnega razpona  $L$  ter konstantnega prečnega prereza  $A_c$ , ki vsebuje  $n_p$  kablov za prednapenjanje s prečnim prerezom  $A_p^k$  ( $k = 1, 2, \dots, n_p$ ). Veličine, označene z  $(\bullet)_c$  in  $(\bullet)_p^k$ , so značilne za betonski del nosilca oziroma  $k$ -ti kabel za prednapenjanje. Deformiranje nosilca opazujemo v ravnini  $X, Z$  evklidskega prostora s kartezijskim pravokotnim koordinatnim sistemom  $(X, Y, Z)$ . Referenčna os nosilca je v težišču betonskega dela prereza. Poljubna delca betonskega dela in  $k$ -tega kabla za prednapenjanje sta opisana z lokalnimi koordinatami za beton  $(x_c, y_c, z_c)$  ter  $k$ -ti kabel  $(x_p^k, y_p^k, z_p^k)$ . Pripadajoči enotski vektorji  $e_x, e_y, e_z$  ter  $e_x^p, e_y^p, e_z^p$  predstavljajo bazo materialnega koordinatnega sistema. Prednapeti betonski nosilec je podvržen konservativni, časovno neodvisni mehanski obtežbi ter časovno odvisnemu temperaturnemu polju po prečnem prerezu.

V skladu z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca lahko kinematične enačbe zapišemo na naslednji način:

$$1 + u_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) \cos \varphi_c = 0, \quad (13)$$

$$w_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) \sin \varphi_c = 0, \quad (14)$$

$$\varphi_c' - \kappa_c = 0, \quad (15)$$

$$1 + u_p^{k'} - (1 + \varepsilon_p^k) \cos \varphi_c = 0. \quad (16)$$

Veličine  $u_c, w_c$  ter  $\varphi_c$  predstavljajo horizontalni in vertikalni pomik poljubne točke referenčne osi betonskega dela nosilca ter zasuk prečnega prereza nosilca. Veličine  $u_c', w_c'$  ter  $\varphi_c'$  predstavljajo njihove odvode po materialni koordinati  $x_c$ . Podobno predstavlja  $u_p^k$  horizontalni pomik  $k$ -tega kabla za prednapenjanje,  $u_p^{k'}$  pa njegov odvod po materialni koordinati  $x_p^k$ . Z  $\varepsilon_{c0}$  in  $\kappa_c$  označujemo specifično spremembo dolžine in psevdoukrivljenost

referenčne osi betonskega dela nosilca,  $\varepsilon_p^k$  pa predstavlja specifično spremembo dolžine  $k$ -tega kabla za prednapenjanje.

Drugi sklop enačb predstavljajo ravnotežne enačbe, ki med seboj povezujejo notranje statične veličine prednapetega betonskega nosilca ter zunanjo obtežbo. Upoštevamo, da na nosilec delujeta konservativna linijska obtežba  $q_c = q_{x,c} E_x + q_{z,c} E_z$  ter linijska momentna obtežba  $m_c = m_{y,c} E_y$ . Poleg tega se na stiku med betonom in prednapetimi kabli pojavi kontaktna obtežba. Kabli delujejo na betonski del nosilca s kontaktno linijsko obtežbo  $p_c^k = p_{x,c}^k E_x + p_{z,c}^k E_z$  ter linijskim momentom  $h_c^k = p_{x,c}^k z_c^k E_y$ . Ker so kabli za prednapenjanje obravnavana kot vrvi, betonski del preza nanje vpliva le s kontaktno linijsko obtežbo  $p_p^k = p_{x,p}^k e_{x,p} + p_{z,p}^k e_{z,p} = p_{x,p}^k E_x + p_{z,p}^k E_z$ . Ravnotežne enačbe so naslednje:

$$R_{x,c}' + q_{x,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{x,c} = (N_c \cos \varphi_c + Q_c \sin \varphi_c)' + q_{x,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{x,c} = 0, \quad (17)$$

$$R_{z,c}' + q_{z,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{z,c} = (Q_c \cos \varphi_c - N_c \sin \varphi_c)' + q_{z,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{z,c} = 0, \quad (18)$$

$$M_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) Q_c + m_{y,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{x,c} z_c^k = 0, \quad (19)$$

$$N_p^{k'} + p_{t,p}^k = 0. \quad (20)$$

$$N_p^k \left( \frac{1 + \varepsilon_p^k}{1 + \varepsilon_{c0} + z_c^k \kappa_c} \right) + p_{n,p}^k = 0. \quad (21)$$

V enačbah (17) in (18) sta  $R_{x,c}$  in  $R_{z,c}$  ravnotežna horizontalna in vertikalna komponenta notranjih statičnih veličin  $N_c$  in  $Q_c$ ,  $M_c$  je notranji statični moment,  $p_{t,p}^k$  in  $p_{n,p}^k$  pa sta komponenti kontaktnega obtežnega vektorja, definirane v materialni bazi.

Ravnotežne veličine ( $N_c, M_c, N_p^k$ ) so povezane s konstitutivnimi veličinami ( $N_{c,c}, M_{c,c}, N_{c,p}^k$ ) prek konstitucijskih enačb:

$$N_c = N_{c,c}(D_{\sigma,c}, T) = \int_{A_c} \sigma_c(D_{\sigma,c}, T) dA_c, \quad (22)$$

$$M_c = M_{c,c}(D_{\sigma,c}, T) = \int_{A_c} \sigma_c(D_{\sigma,c}, T) z dA_c, \quad (23)$$

$$N_p^k = N_{c,p}^k(D_{\sigma,p}^k, T) = \sigma_p^k(D_{\sigma,p}^k, T) A_p^k. \quad (24)$$

V zgornjih enačbah predstavlja  $A_p^k$  prečni presek  $k$ -tega kabla za prednapenjanje.  $\sigma_c(D_{\sigma,c}, T)$  in  $\sigma_p^k(D_{\sigma,p}^k, T)$  označujeta vzdolžno napetost v betonu ter jeklu za prednapenjanje, ki sta odvisni od mehanske deformacije betonskega dela nosilca  $D_{\sigma,c}$  in  $k$ -tega kabla za prednapenjanje  $D_{\sigma,p}^k$ . Napetosti so z deformacijskimi veličinami povezane preko naslednjih zvez:

$$\sigma_c = f_c(D_{\sigma,c}, T), \quad (25)$$

$$\sigma_p = f_p(D_{\sigma,p}^k, T). \quad (26)$$

Funkciji ( $f_c$  in  $f_p$ ) predstavljata tako imenovano napetostno-deformacijsko zvezo, ki jo običajno določamo eksperimentalno.

Poleg kinematičnih, ravnotežnih in konstitucijskih enačb v formulacijo mehanskega modela nosilca vpeljemo še vezne enačbe, s katerimi zajamemo interakcijo med betonom in kabli. V predstavljenem matematičnem modelu upoštevamo, da se beton in kabli na stiku samo zamaknejo, hkrati pa še dodatno poenostavimo, da je debelina kablov za prednapenjanje enaka 0, tako da materialni koordinati  $z_c^k$  in  $z_p^k$  sovpadata, kot je razvidno s slike 1. Predpostavimo, da sta vektorja, ki opisujeta deformiran položaj poljubnega delca na stiku, enaka:  $R_c = R_p^k$ . (27)

$$s_p^k = \int_0^{x_c^k} (1 + \varepsilon_p^k) dx. \quad (32)$$

Ob vstavitvi enačb (31) in (32) v enačbo (30) dobimo končni izraz za zamik na stiku med betonom in  $k$ -tim prednapetim kablom ((Čas, 2004), (Krauberger, 2008)):

$$\Delta^k(x_c) = \int_{x_p^k}^{x_c^k} (1 + \varepsilon_p^k) dx. \quad (33)$$

Poleg zamika moramo poznati tudi zveze med komponentami kontaktne linijske obtežbe:

$$p_{x,c}^k = -p_{x,p}^k. \quad (34)$$

$$p_{z,c}^k = -p_{z,p}^k. \quad (35)$$

Zveze med komponentami kontaktne linijske obtežbe v različnih bazah pa določimo kot:

kjer  $p_{t,c}^k$  in  $p_{n,c}^k$  predstavljata strižno in normalno komponento kontaktnega napetostnega vektorja, s katero  $k$ -ti prednapeti kabel deluje na betonski del nosilca. Ob upoštevanju, da so zamiki na stiku majhni (Čas, 2004), velja tudi naslednja zveza:

$$p_{t,p}^k = -p_{t,c}^k \text{ in } p_{n,p}^k = -p_{n,c}^k, \quad (38)$$

kjer  $p_{t,p}^k$  in  $p_{n,p}^k$  predstavljata strižno in normalno komponento kontaktnega napetostnega vektorja, s katero beton deluje na  $k$ -ti prednapeti kabel.

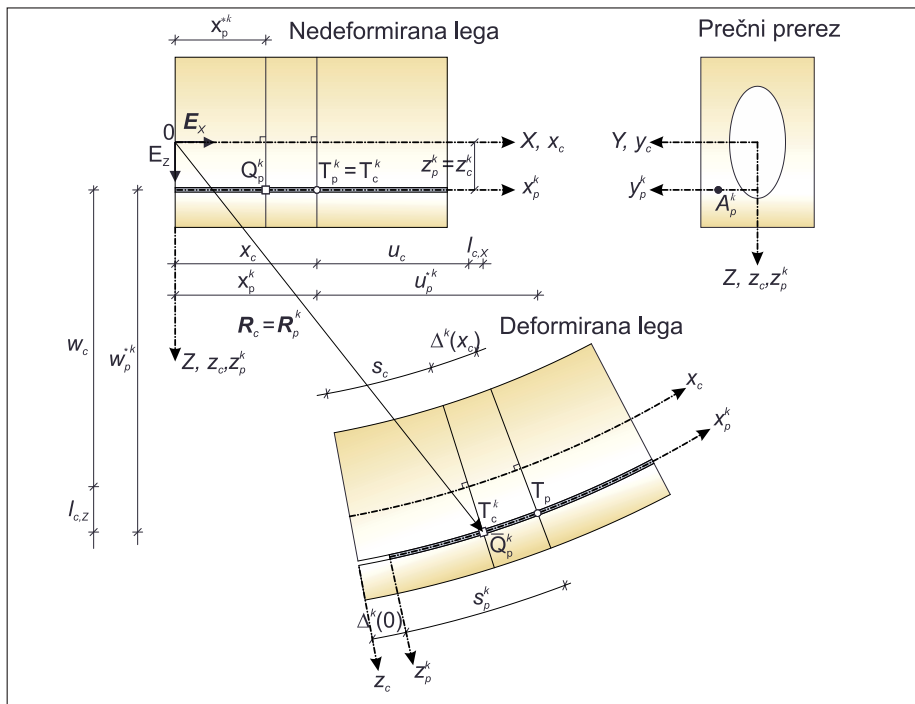
Zvezo med strižno komponento kontaktne linijske obtežbe ( $p_{t,c}^k$ ) in zamikom na stiku med betonom in kabli za prednapenjanje podajamo v obliki konstitucijskega zakona, ki ga v splošnem zapišemo kot:

$$p_{t,c}^k = G_{t,c}^k(\Delta^k, p_{n,c}^k, T, \dots). \quad (39)$$

Konstitucijski zakon stika je odvisen od zamika, normalne komponente kontaktne linijske obtežbe, temperature ter številnih drugih parametrov. Podobno kot konstitucijsko zvezo med napetostmi in deformacijami določimo tudi ta zakon s pomočjo eksperimentov. V predstavljenem mehanskem modelu uporabimo konstitucijski zakon stika, primeren za povišane temperature, ki ga je v svoji doktorski disertaciji predstavila Kraubergerjeva (Krauberger, 2008) in je prikazan na sliki 2b. Njen konstitucijski model temelji na modelu, ki sta ga predlagala Keuser in Mehlhorn (Keuser, 1983), in je prikazan na sliki 2a.

Na sliki 2 predstavlja  $\theta_0$  začetno togost stika,  $\tau_0$  je strižna napetost na meji elastičnosti,  $\tau_1$  je trdnost stika,  $\Delta_0$  in  $\Delta_1$  sta zamika na meji elastičnosti in trdnosti stika,  $\Delta_{II}$  in  $\Delta_{III}$  pa zamika v območju mehčanja.

Za določitev napetostno-deformacijskega stanja prednapete votle plošče, izpostavljene požaru, moramo sistem kinematičnih, ravnotežnih, konstitucijskih in veznih enačb dopolniti s pripadajočimi robnimi pogoji:



Slika 1 • Nedeformirana ter deformirana lega prednapetega betonskega nosilca.

V komponenti obliki zavzame enačba (27) naslednjo obliko:

$$x_c + u_c + x_c^k \sin \varphi_c = x_p^k + u_p^k, \quad (28)$$

$$w_c + z_c^k \cos \varphi_c = w_p^k. \quad (29)$$

Geometrijski pomen zdrsa je nazorno prikazan na sliki 1 in ga zapišemo na naslednji način:

$$\Delta^k(x_c) = \Delta^k(0) + s_c - s_p^k. \quad (30)$$

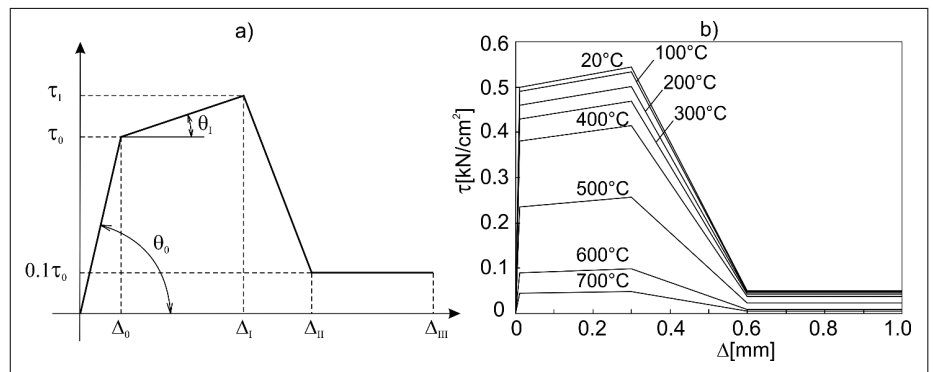
V zgornji enačbi  $\Delta^k(0)$  predstavlja skrček kablov za prednapenjanje,  $\Delta^k(x_c)$  zdrsa na stiku med kabli in betonom,  $s_c$  in  $s_p^k$  sta deformirani dolžini od začetnega delca betonskega dela nosilca oz. kablov za prednapenjanje na stiku do izbranega delca.

Deformirani dolžini določimo kot:

$$s_c = \int_0^{x_c} (1 + \varepsilon_{c0} + z_c^k \kappa_c) dx, \quad (31)$$

$$p_{x,c}^k = p_{t,c}^k \cos \varphi_c + p_{n,c}^k \sin \varphi_c. \quad (36)$$

$$p_{z,c}^k = -p_{t,c}^k \sin \varphi_c + p_{n,c}^k \cos \varphi_c, \quad (37)$$



Slika 2 • Konstitucijski zakon stika med betonom in jeklom za prednapenjanje pri a) sobni temperaturi (Keuser, 1983) in b) pri povišanih temperaturah (Krauberger, 2008).



$$\begin{aligned}
 -S_{1,c} - R_{x,c}(0) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{1,c} = u_c(0), & (40) \\
 -S_{2,c} - R_{z,c}(0) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{2,c} = w_c(0), & (41) \\
 -S_{3,c} - M_c(0) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{3,c} = \varphi_c(0), & (42) \\
 -S_{4,c} - R_{x,c}(L) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{4,c} = u_c(L), & (43) \\
 -S_{5,c} - R_{z,c}(L) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{5,c} = w_c(L), & (44) \\
 -S_{6,c} - M_c(L) &= 0 \quad \text{oz.} \quad u_{6,c} = \varphi_c(L). & (45)
 \end{aligned}$$

### Aditivni razcep prirastka geometrijske deformacije

Vpliv spremenjenih mehanskih lastnosti betona in jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah v predstavljenem mehanskem modelu formalno upoštevamo z aditivnim razcepom prirastka geometrijskih deformacij  $\Delta D_c$  in  $\Delta D_p^k$  na prirastke mehanske deformacije  $\Delta D_{\sigma}$ , temperaturne deformacije  $\Delta D_{th}$ , deformacije lezenja  $\Delta D_{cr}$  ter pri betonu na prirastek prehodne deformacije  $\Delta D_{tr,c}$ :

$$\Delta D_c = \Delta D_{\sigma,c} + \Delta D_{th,c} + \Delta D_{cr,c} + \Delta D_{tr,c}, \quad (41)$$

jeklo za prednapenjanje:

$$\Delta D_p^k = \Delta D_{\sigma,p} + \Delta D_{th,p} + \Delta D_{cr,p}. \quad (42)$$

Prirastki deformacij so implicitno ali eksplicitno odvisni od temperature, v modelu pa so upoštevani prek konstitucijskih veličin  $N_{c,c}$ ,  $M_{c,c}$  in  $N_{c,p}$ . Bolj natančen opis aditivnega razcepa je prikazan v (Hozjan, 2010) in (Krauberger, 2008).

### Reševanje sistema osnovnih enačb

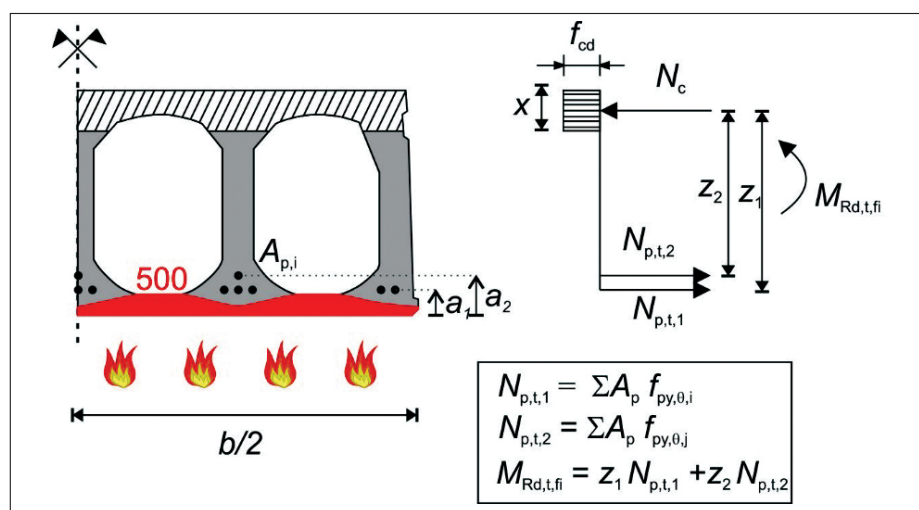
Osnovne enačbe, ki smo jih prikazali v prejšnjem razdelku, predstavljajo sistem nelinearnih algebrskih diferencialnih enačb, katerih analitično rešitev je težko določiti. Zaradi tega sistem enačb rešimo numerično z metodo končnih elementov. Uporabimo deformacijsko metodo končnih elementov, pri kateri formulacija metode temelji na interpolaciji deformacijskih veličin (Planinc, 1998). Sistem Euler-Lagrangevih enačb za deformacijski končni element je izpeljan na podlagi modificiranega izreka o virtualnem delu. Za rešitev sistema Euler-Lagrangevih enačb celotni čas požarne analize  $[0, t^{kon}]$  razdelimo na večje število časovnih prirastkov  $[t^{i-1}, t^i]$ , kjer rešitev iščemo znotraj vsakega časovnega koraka z Newtonovo iteracijsko metodo, ki jo je v svoji disertaciji podrobneje opisal Bratina

(Bratina, 2003). Pri času  $t^i$  dobimo rešitev na podlagi znanih kinematičnih, deformacijskih in ravnotežnih veličin pri času  $t^{i-1}$  ter temperaturne in mehanske obtežbe pri času  $t^i$ . Izpeljava geometrijsko točnega končnega elementa za prednapete nosilce je v svoji doktorski nalogi predstavila Kraubergerjeva (Krauberger, 2008).

### 2.2.2. Metoda izoterme 500 °C

Metodo izoterme 500 °C uvrščamo v skupino poenostavljenih računskih metod za dokazovanje požarne varnosti. Uporabna je za armirane in prednapete betonske elemente pri osni, upogibni in kombinirani osno-upogibni obremenitvi. Metoda je primerna za beton z nizko vsebnostjo vlage ter za običajno stopnjo armiranja in je kalibrirana na standardno in parametrično požarno krivuljo. Metoda temelji na predpostavki, da se del betonskega pre-

Postopek določitve požarne odpornosti prednapete votle plošče z metodo izoterme 500 °C je naslednji. Najprej določimo nosilnost kablov pri povišanih temperaturah in območje betona, kjer je temperatura nižja od 500 °C. Nato na podlagi ravnotežja osnih sil v prečnem prerezu izračunamo lego nevtralne osi. Pri tem upoštevamo, da so napetosti v tlačno obremenjenem delu prečnega prereza konstantne in so enake tlačni trdnosti betona pri 20 °C. Iskano upogibno odpornost prereza pri povišanih temperaturah izračunamo z vsoto prispevka betonskega dela in prispevka prednapetih kablov oz. armature. Čas, pri katerem postane projektna upogibna odpornost prereza manjša od projektnega vpliva pri požarnem projektnem stanju, imenujemo požarna odpornost obravnavane prednapete plošče. Način izračuna je shematično prikazan na sliki 3.



Slika 3 • Model izoterme 500 °C.

reza s temperaturo, višjo od 500 °C, (poškodovani beton) pri računu nosilnosti prereza ne upošteva, medtem ko beton s temperaturo pod 500 °C ohrani polno nosilnost. Prispevke prednapetih kablov oz. armaturnih palic k požarni odpornosti prečnega prereza upoštevamo skladno s temperaturno odvisnimi redukcijskimi faktorji trdnosti, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005).

Na sliki 3 oznaki  $N_{p,t,1}$  in  $N_{p,t,2}$  predstavljata največji možni sili v kablju za prednapenjanje (v primeru dveh kabelskih pozicij),  $N_c$  je rezultirajoča tlačna sila v betonu,  $f_{py,\theta}$  pa je reducirana trdnost kablov. Projektno upogibno odpornost  $M_{Rd,t,fi}$  izračunamo na podlagi produkta rezultirajočih sil ( $N_{p,t,1}$  in  $N_{p,t,2}$ ) v prečnem prerezu ter njunih ročic ( $z_1$  in  $z_2$ ).

ljena standardnemu požaru, preizkus pa je bil opravljen v naravnem merilu. Razpetina plošče je znašala 5,46 m, vanjo pa je bilo vgrajenih dvanajst vrvi nazivnega premera 5 mm ter štiri kable nazivnega premera 9.5 mm. Vrvi in kable so bili položeni v različnih ravninah, pri čemer je krovni sloj do prve ravnine vrvi znašal 22,5 mm, razdalje do ostalih

## 3 • RAČUNSKI PRIMERI

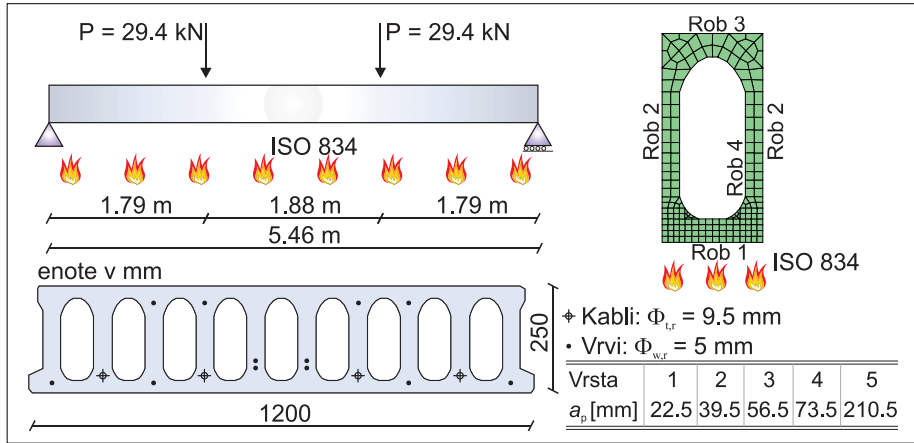
### 3.1. Validacija numeričnega modela z eksperimentom

Napredno računsko metodo, predstavljeno v razdelku 2.2, validiramo z eksperimentom,

ki ga je opravil Aguado s sodelavci (Aguado, 2012), kjer so obravnavali odziv prednapete votle plošče ob hkratnem delovanju statične ter požarne obtežbe. Plošča je bila izpostav-

ravnin ( $a_r$ ) pa so podane na sliki 4. Plošča je bila skupaj z lastno težo obtežena z dvema točkovnima obtežbama velikosti 29,4 kN, ki delujeta v smeri gravitacije. Geometrijski podatki plošče ter mreža končnih elementov za toplotno analizo so prikazani na sliki 4.

izpostavljenem robu znašata faktor emisivnosti in prestopni koeficient 0,7 ter 25 W/m<sup>2</sup>K. Na robovih 3 in 4 upoštevamo prestopni konveksijski koeficient 9 W/m<sup>2</sup>K, vpliv radiacije pa zanemarimo. Na simetrijski ravnini (rob 2) toplotnega ter masnega toka ne predpišemo.



Slika 4 • Geometrija prednapete votle plošče (Aguado, 2008) in diskretizacija prečnega prereza za toplotno analizo.

### 3.1.1. Toplotno-vlažnostna analiza

Plošča je standardnemu požaru izpostavljena s spodnje strani, zato lahko zaradi simetrije

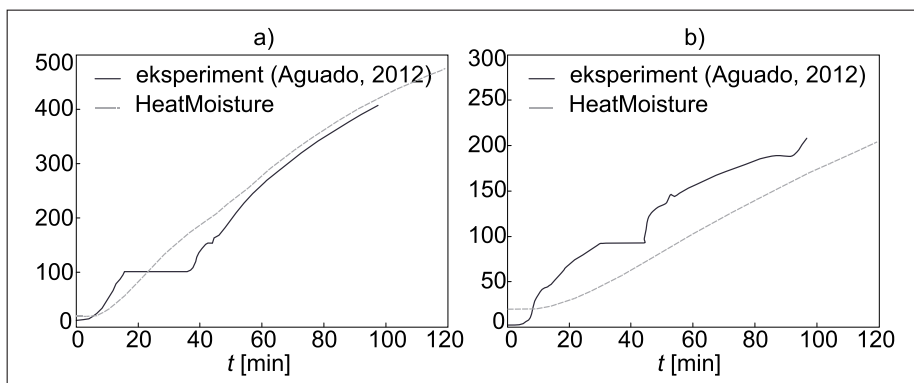
Toplotno prevodnost, specifično toplotno ter gostoto betona pri povišanih temperaturah upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2

Rob 1	Rob 2	Rob 3	Rob 4
$q_T = q_T(T_{ISO})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$q_T = q_T(T = 20^\circ\text{C})$	$q_T = q_T(T_2)$
$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$	$P_G = 0.1 \text{ MPa}$
$qv = qv(\tilde{\rho}_{v,\infty})$	$\frac{\partial \tilde{\rho}_v}{\partial n} = 0$	$qv = qv(\tilde{\rho}_{v,\infty})$	$qv = qv(\tilde{\rho}_{v,\infty})$

Preglednica 1 • Vhodni podatki za mehansko analizo.

obravnavamo le devetino prečnega prereza, kot je prikazano na sliki 4. Mrežo končnih elementov sestavlja 184 štirivozliščnih končnih elementov ter 240 vozlišč in je zaradi večje natančnosti izračuna na spodnjem robu bolj zgoščena. Robni pogoji na robovih 1–4 so prikazani v preglednici 1. Na spodnjem

(SIST, 2005), kjer za toplotno prevodnost upoštevamo spodnjo mejo. Ostali podatki, potrebni za toplotno-vlažnostno analizo, so: gostota cementa  $\rho_{cem} = 300 \text{ kg/m}^3$ , začetna temperatura  $T_0 = 20^\circ\text{C}$ , začetni pritisk v porah  $P_{G,0} = 0,1 \text{ MPa}$ , začetna koncentracija vodne



Slika 5 • Razvoj temperatur: a) na mestu kablov, b) znotraj odprtine.

pare  $\tilde{\rho}_{v,0} = 0,0111 \text{ kg/m}^3$ , koncentracija vodne pare na robu  $\tilde{\rho}_{v,\infty} = 0,0089 \text{ kg/m}^3$ , začetna količina proste vode  $\tilde{\rho}_{FW}^0 = 50 \text{ kg/m}^3$ , začetna prepustnost betona  $K_0 = 1 \times 10^{-16}$ , začetna poroznost betona  $p_{or}^0 = 0.1$ .

Za ustrezno validacijo toplotno-vlažnostnega modela med seboj primerjamo numerično izračunani ter eksperimentalno izmerjeni razvoj temperatur v različnih delih prečnega prereza plošče. Na sliki 5a prikazujemo razvoj temperature v drugi vrsti kablov (39,5 mm od spodnjega roba). Kot je razvidno, pride do večjih odstopanj v časovnem intervalu od 15 do 40 minut. Razlog za to je izparevanje proste vode v betonu, zaradi česar je v eksperimentu opazen plato pri 100 °C. V modelu HeatMoisture je izparevanje vode tudi upoštevano, vendar takšnega lokaliziranega platoja ni mogoče doseči, se pa ta vpliv vidi na globalni ravni, tj. v naklonu krivulje, ki ponazarja razvoj temperature. To je še posebej izrazito od časa 60 minut naprej, kjer primerjani razvoj temperatur dobro sovpadajo. Na sliki 5b je podan razvoj temperature znotraj odprtine. Numerično določen razvoj temperatur je počasnejši v primerjavi z izmerjenimi vrednostmi, razlog za to pa je neupoštevanje vpliva radiacije na razvoj temperatur znotraj luknje.

### 3.1.2. Napredna mehanska analiza

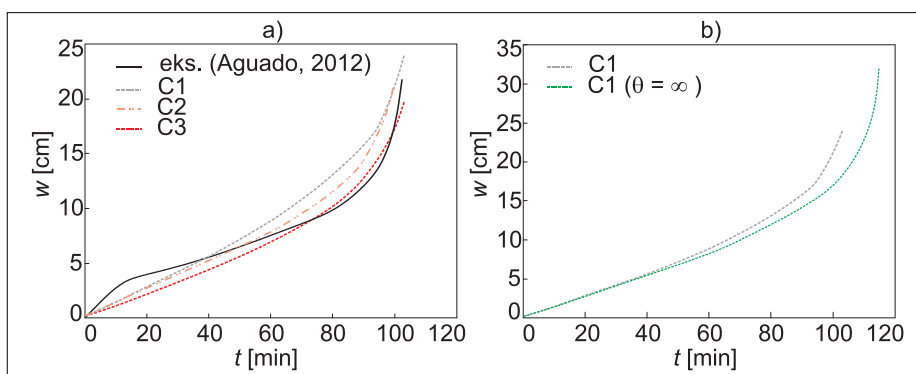
Pri mehanski analizi upoštevamo model prostoležečega nosilca z razponom 5,46 m. Ploščo modeliramo z desetimi linijskimi končnimi elementi. Za račun napetosti v betonskem delu prečnega prereza plošče devetino prečnega prereza razdelimo na 23 pravokotnih polj. Znotraj vsakega polja izračunamo prispevek napetosti s pomočjo 3-točkovne Gaussove ploskovne integracijske sheme. Tako je skupno število integracijskih točk 207. Kable za prednapetje obravnavamo točkovno. Konstitucijski zakon betona ter jekla za prednapetje pri povišanih temperaturah je privzet skladno s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), pri čemer karakteristična tlačna trdnost betona znaša 5,5 kN/cm<sup>2</sup>, natezna trdnost kablov pa je  $f_{p,0.1,k} / f_{pk} = 167/186 \text{ kN/cm}^2$ . V uporabljenem konstitucijskem zakonu jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah je deformacija lezenja jekla že zajeta. Zaradi tega eksplicitno upoštevanje inkrementa deformacije lezenja jekla ni potrebna ( $\Delta D_{or,p} = 0$ ). Prirastek prehodne deformacije betona upoštevamo skladno z modelom Anderberga in Thelanderssona (Anderberg, 1976). Prirastek temperaturne deformacije betona

in jekla izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005). Inkrement deformacije lezenja betona pa je določen na podlagi formulacije, podane v (Harmathy, 1967). Za mehansko analizo naredimo več primerov, kjer upoštevamo različne prirastke deformacij, kot je prikazano v preglednici 2. V vseh primerih upoštevamo naslednje vrednosti parametrov stika:  $\tau_0 = 0.5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\tau_1 = 0.545 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\Delta_0 = 0.1 \text{ mm}$ ,  $\Delta_1 = 3 \text{ mm}$ ,  $\Delta_{II} = 6 \text{ mm}$ ,  $\Delta_{III} = 10 \text{ mm}$ .

Primer	Prirastek deformacije		
	$\Delta D_{in}$	$\Delta D_{cr,c}$	$\Delta D_{tr,c}$
C1	✓	✗	✗
C2	✓	✓	✗
C3	✓	✓	✓

Preglednica 2 • Upoštevanje različnih prirastkov deformacij.

Za ustrezno validacijo mehanskega modela med seboj primerjamo razvoj navpičnega pomika na sredini razpona plošče, določene eksperimentalno in numerično (slika 6a), dodatno pa prikazujemo še vpliv različnih inkrementov deformacij. Kot se izkaže, se eksperimentalno izmerjenemu pomiku najbolj približamo, ko v modelu upoštevamo vse inkremente deformacij (primer C3), kar je tudi pričakovano, saj na ta način zajamemo bistvene fizikalne fenomene v plošči med požarom. Primerjava med numeričnim izračunom C3 ter eksperimentom razkriva, da do nekaj odstopanj v razvoju pomika pride v prvi fazi požara (prvih 20 minut). Kot je navedeno v (Aguado, 2012), ogrevanje plošče s spodnje strani povzroči velik temperaturni gradient po višini prečnega prereza plošče. Posledično v stojini plošče nastopijo natezne deformacije ter s tem povezana razpokanost stojine. Zaradi tega v eksperimentu pomiki hitro naraščajo v tej fazi požara. V predstavljenem mehanskem modelu vpliv razpokanosti na togost plošče ni upoštevan. Zato je razlika v razvoju izmerjenega in izračunanega pomika pričakovana. V drugi fazi požara (od 20. do 80. minute) je odziv plošče odvisen predvsem od zmanjšanja mehanskih lastnosti betona in jekla za prednapenjanje zaradi povišanih temperatur v prečnem prerezu plošče. V tej fazi se izmerjeni in izračunani pomik dobro ujemata. V tretji fazi požara (po 80 minutah) začne vertikalno pomik bistveno hitreje naraščati v primerjavi s prvima dvema fazama. Razlog za to je pojav visokih temperatur ( $T > 400 \text{ }^\circ\text{C}$ ) na mestu kablov in s tem povezanega viskoznega lezenja kablov, ki



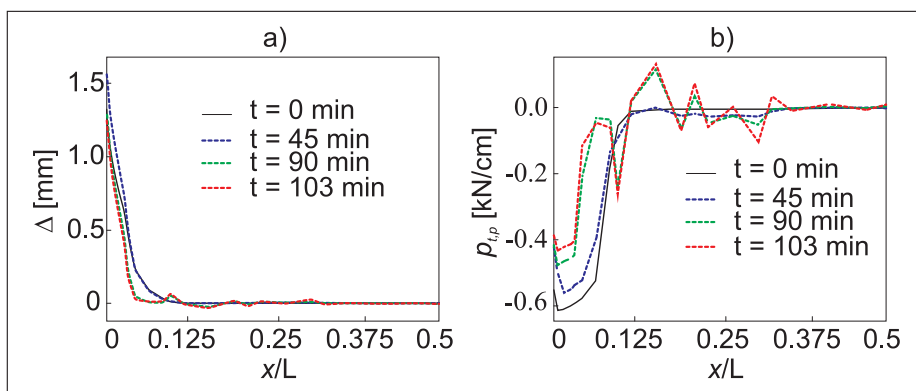
Slika 6 • a) Razvoj navpičnega pomika na sredini razpona plošče. b) Vpliv podajnosti stika na razvoj pomika za primer C1.

ima prevladujoč vpliv na obnašanje plošče v tej fazi. Kot je že omenjeno, je v mehanskem modelu vpliv viskoznega lezenja upoštevan prek konstitucijskega zakona jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah. Kot vidimo, lahko z numeričnim modelom zelo natančno določimo odziv plošče v tej fazi požara ter posledično tudi požarne odpornosti plošče. Čas porušitve v primeru eksperimenta znaša 101,9 minute, računski čas porušitve pa znaša 102,8 minute.

Novost predstavljenega mehanskega modela je upoštevanje zdrsa med kablji ter betonom. Zato na sliki 6b prikazujemo vpliv togosti stika na razvoj vertikalnega pomika plošče. Za osnovo vzamemo primer C1 (samo vpliv

v nasprotnem primeru precenimo požarno odpornost plošče.

Slika 7 prikazuje razporeditev zamika ter strižne komponente kontaktnega napetostnega vektorja med betonom in drugo vrsto kablov pri različnih časih. Največji zamik ter kontaktna strižna napetost nastopita na mestu podpor ( $x/L = 0$ ). Največji zamik znaša 1,5 mm in je manjši od zamika na meji trdnosti stika  $\Delta_1 = 3 \text{ mm}$ . Kontaktna strižna napetost pa doseže vrednost  $0,52 \text{ kN/cm}^2$ , kar predstavlja 95 % strižne trdnosti stika ( $\tau_1 = 0,545 \text{ kN/cm}^2$ ). Tako zamik kakor tudi kontaktna strižna napetost se zmanjšujeta z oddaljevanjem od podpore do približno  $x/L = 0,1$ , za tem pa je opazno značilno nihanje obeh veličin, kar je



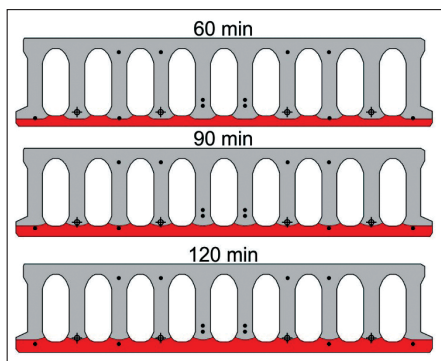
Slika 7 • Razporeditev: a) zamika,  $\Delta$  b) kontaktne strižne napetosti med betonom in kablji.

temperaturnih deformacij), dodatno pa izvedemo študijo, kjer upoštevamo popolnoma tog stik med betonom in kablji ( $\theta = \infty$ ). Primerjava rezultatov s podajnim in togim stikom razkriva, da do večjih odstopanj pride v zadnji fazi požara. Kot se izkaže, je v primeru popolnoma togega stika razvoj pomika počasnejši v primerjavi s podajnim stikom, posledično je tudi požarna odpornost s togim stikom višja kot s podajnim stikom. Upoštevanje podajnosti stika je torej bistvenega pomena, saj lahko

posledica pojava razpok (nateznih napetosti) v betonu. Podobno so odkrili tudi drugi raziskovalci ((Markovič, 2013), (Rabczuk, 2006)).

### 3.1.3. Metoda izoterme $500 \text{ }^\circ\text{C}$

V tem poglavju prikazujemo uporabo metode izoterme  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  za izračun požarne odpornosti obravnavane prednapete votle plošče. Računski model metoda izoterme  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  je prikazan na sliki 3. Model je razmeroma enostaven, saj prek dvojice sil izračunamo odpornostni moment, ki ga prerez nudi pri raz-



Slika 8 • Izoterme pri časih 60, 90 in 120 minut.

ličnih časih izpostavitve požaru. Izoterme 500 °C določimo na podlagi toplotno-vlažnostne analize, predstavljene v poglavju 3.1.1, ter jih za čase 60, 90 in 120 minut prikazujemo na sliki 8.

V preglednici 3 prikazujemo izračun po metodi izoterme 500 °C.  $T_i$  predstavlja temperaturo na mestu kablov oziroma vrvi, podano v °C,  $f_{pv,\theta} / f_{pk}$  je razmerje med trdnostjo jekla pri povišani temperaturi ter trdnostjo jekla pri sobni temperaturi in ga določimo na podlagi SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005),  $N_{p,i}$  je največja možna

Vrsta kablov	60 min			90 min			120 min		
	$T_i$	$f_{pv,\theta,zg} / f_{pk}$	$N_{p,i}$	$T_i$	$f_{pv,\theta,zg} / f_{pk}$	$N_{p,i}$	$T_i$	$f_{pv,\theta,zg} / f_{pk}$	$N_{p,i}$
1	469	0,29	42,4	574	0,13	19	644	0,09	13,2
2	290	0,74	287,4	389	0,49	190,3	456	0,33	128,22
3	184	0,89	65	265	0,77	56,2	326	0,65	47,5
4	129	0,96	70,1	189	0,88	64,3	248	0,8	58,4
$M_{Ed,fi}$ (kNm)	52,6			52,6			52,6		
$M_{Rd,fi}$ (kNm)	83,5			59,1			43,2		
Izko-riščenost prereza	63 %			89 %			prekoračena		

Preglednica 3 • Račun požarne odpornosti plošče v skladu z metodo izoterme 500 °C.

napenjalna sila v kablilnih oziroma vrveh podana v kN,  $M_{ed,fi}$  predstavlja projektni upogibni moment na sredini razpona plošče za požarno projektno stanje,  $M_{rd,fi}$  pa predstavlja odpornostni moment v požarnem projektnem stanju.

Iz preglednice 3 je razvidno, da do prekoračitve upogibne odpornosti pride med časoma 90 in 120 minut. Na podlagi linearne interpolacije ugotovimo, da do prekoračitve

pride po natančno 100 minutah standardnega požara. Metoda izoterme 500 °C zelo dobro oceni požarno odpornost plošče, kar je pričakovano, saj je metoda umerjena na standardni ISO-požar ter na enostavne konstrukcijske elemente, kakršnega predstavlja statično določen prostoležeči nosilec. Prednapeto votlo ploščo v skladu z metodo izoterme 500 °C uvrstimo v razred R90.

## 4 • ZAKLJUČKI

V članku smo predstavili napredno računsko metodo ter poenostavljeno metodo izoterme 500 °C za določitev požarne odpornosti prednapete votle plošče. Napredno računsko metodo smo validirali z eksperimentom, ki ga je opravil Aguado s sodelavci (Aguado, 2012). Ugotovljeno je bilo dobro ujemanje med ek-

sperimentalno izmerjenim ter izračunanim razvojem pomika na sredini razpona plošče. Tudi izračunana požarna odpornost je bila dobro ocenjena (102,9 minute) v primerjavi z izmerjeno (101,9 minute). Dodatna študija pa je pokazala, da ima modeliranje zdrsa med kablilni in betonom ključno vlogo v zadnji

fazi požara na odziv plošče. Če modeliramo tog stik, lahko namreč požarno odpornost plošče precenimo. Požarno odpornost plošče smo določili tudi na podlagi poenostavljene metode izoterme 500 °C. Ta metoda je umerjena na standardno požarno krivuljo, zato se izračunana požarna odpornost (100 minut) zelo približa eksperimentalno določeni (101,9 minute). Skladno z napredno računsko metodo ter poenostavljeno metodo izoterme 500 °C prednapeto votlo ploščo uvrstimo v razred odpornosti R90.

## 5 • ZAHVALA

Avtor se Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije zahvaljuje za sofinanciranje projekta Z2-8160 iz državnega proračuna.

## 6 • LITERATURA

Aguado, J., Espinos, A., Hospitaler, A., Romero, M., Influence of reinforcement arrangement in flexural behavior of hollow core slabs, Fire Safety Journal, 53, 72–84, 2012.

Anderberg, Y., Thelandersson, S., Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2. Experimental investigation and material behaviour model, Sweden, Lund institute of technology, 84 str., 1976.

Bratina, S., Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2003.



- Cengel, Y.A, Heat transfer: A practical approach, WCB/McGraw-Hill, 1006 str., 1998.
- Čas, B., Nelinearna analiza kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2004.
- Diederichs, U., Schneider, U., Bond strength at high temperatures, Magazine of Concrete Research 33, 115: 75–84, 1981.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B., Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 5707–5729, 2006.
- Harmathy, T.Z., A Comprehensive Creep Model, Journal of basic engineering, 89, 496–502, 1967.
- Harmathy, T.Z., Fire safety design and concrete, Longman Group UK Limited, 412 str, 1993.
- Hozjan, T., Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2009.
- Hozjan, T., Saje, M., Srpčič, S., Planinc, I. Fire analysis of steel–concrete composite beam with interlayer slip, Computers and Structures, 89, 189–200, 2010.
- Keuser, M., Mehlhorn, G., Bond between prestressed steel and concrete - computer analysis using ADINA, Computers and Structures 17, 5 in 6: 669–676, 1983.
- Krauberger, N., Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2008.
- 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.
- Markovič, M., Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., Non-linear analysis of pre-tensioned concrete planar beams, Engineering Structures 46, 279–293, 2013.
- Pečenko, R., Dokaz varnosti prednapete votle plošče v običajnih pogojih in pogojih požara, Diplomsko naloga, FGG, Univerza v Ljubljani, 2011.
- Planinc, I., Račun kritičnih točk konstrukcij s kvadratično konvergentnimi direktnimi metodami, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 1998.
- Rabczuk, T., Belytschko, T., Application of particle methods to static fracture of reinforced concrete structures, International Journal of Fracture 137, 19-49, 2006.
- Reissner, E., On one-dimensional finite-strain beam theory: the plane problem, Journal of Applied Mathematics and Physics (ZAMP) 23, 795–804, 1972.
- SIST EN 1992-1-1, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, 2005.
- Srpčič, S., Mehanika trdnih teles, FGG, Univerza v Ljubljani, 651 str., 2003.
- Velikanje, B., Vpliv temperature na mostove, Magistrska naloga, FGG, Univerza v Ljubljani, 1993.