

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Robert Pečenko

Dokaz varnosti prednapete votle plošče v običajnih pogojih in pogojih požara

Diplomska naloga št.: 3177

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Somentor:

asist. dr. Tomaž Hozjan

Ljubljana, 4. 7. 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Robert Pečenko izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Dokaz varnosti prednapete votle plošče v običajnih pogojih in pogojih požara«.

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

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

Ljubljana, 2011

Robert Pečenko

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624:614.84(043.2)
Avtor:	Robert Pečenko
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.
Somentor:	asist. dr. Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. gradb.
Naslov:	Dokaz varnosti prednapete votle plošče v običajnih pogojih in pogojih požara
Obseg in oprema:	84 str., 13 pregl., 50 sl., 171 en.
Ključne besede:	prednapeta votla plošča, požarna odpornost, temperatura, nosilnost, požarna analiza, poenostavljena in napredna računsko metoda

Izvleček

V diplomski nalogi obravnavamo prednapeto votlo ploščo. Najprej dokazujemo varnost plošče na mejna stanja v pogojih normalne uporabe skladno z Evrokodi. Za predvidene vplive projektiramo prednapete kable, določimo napenjalno silo ter preverimo pogoje dekompresije, omejitve napetosti in širino razpok ter varnost proti upogibni in strižni porušitvi. V nadaljevanju se posvetimo še analizi prednapete plošče v pogojih požara. Uporabimo poenostavljeno in napredno računsko metodo za dokazovanja požarne varnosti. Izmed poenostavljenih metod izberemo metodo izoterme 500°C. Obe računski metodi razdelimo v dva nepovezana dela in sicer v temperaturno in mehansko analizo. Pri temperaturni analizi glede na toplotni vpliv določimo časovno razporeditev temperatur po obravnavani plošči. Upoštevamo vpliv zaprtih zračnih celic. Pri tem predpostavimo, da je plošča izpostavljena standardni požarni krivulji temperatura-čas. V mehanski analizi preverjamo požarno varnost plošče. Pri izotermi 500°C preverjamo odpornost kritičnega prečnega prereza, pri napredni računski metodi pa analiziramo napetostno in deformacijsko stanje plošče med požarom, vse do računske porušitve plošče. Ugotovimo odstopanje rezultatov. S poenostavljeno metodo izoterme 500°C je požarna odpornost plošče večja kot pri analizi z napredno metodo kar je v nasprotju s pričakovanji. Pri izotermi 500°C porušitev prereza nastopi zaradi plastifikacije kablov pri povišanih temperaturah, pri napredni metodi pa zaradi viskoznega lezenja jekla za prednapenjanje.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624:614.84(043.2)
Author: Robert Pečenko
Supervisor: Asist. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Cosupervisor: Asist. Tomaž Hozjan, Ph. D.
Title: Proof of safety of prestressed hollow-core slab under normal and fire conditions
Notes: 84 p., 13 tab., 50 fig., 171 eq.
Key words: pre-stressed hollow-core slab, fire resistance, temperature, capacity, fire analysis, simple and advanced calculation model

Abstract:

This graduation thesis deals with pre-stressed hollow-core slab. In the first step, in accordance with Eurocodes, slab safety is presented. For designed influences, prestressed cables are designed and tension force, conditions of decompression, limitations of tension and crack width and bending and shear failure safety are determined. In the next step we focus on the analysis of prestressed slab under fire conditions. For fire safety proof, simple and advanced calculation models are used. Among simple models the method isotherm 500°C is used. Models are divided in two unrelated parts, the first is temperature, the second is mechanical analysis. In thermal analysis, considering fire conditions, we determine time dependent temperature distribution over the cross-section of the slab. Closed air cells are considered. We also assume that the panel is exposed to standard fire temperature-time curve. Mechanical analysis consists of the proof of slab fire safety. Using isotherm 500°C, the capacity of cross-section is checked. In advanced calculation model we analyze stress-strain state of slab during fire, all the way to the calculated failure. The simple calculation model of isotherm 500°C shows larger fire resistance than in the case of using advanced calculation model, which is contrary to expectations. Using isotherm 500°C, section failure occurs due to cable yield at high temperatures, while using advanced model, due to viscosious creep of prestressing steel.

ZAHVALA

Za nasvete in vodenje pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini ter somentorju asist. dr. Tomažu Hozjanu. Zahvala gre na tem mestu tudi podjetju Primorje d.d., ki je posredovalo vse potrebne podatke obravnavane prednapete plošče.

Zahvaljujem se tudi sošolcem in prijateljem, s katerimi so študijski dnevi minili veliko lažje.

Na koncu se iz srca zahvaljujem svojim staršem, ki so mi v času izdelave diplomske naloge, kakor tudi v času celotnega študija, vedno stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 DOKAZ VARNOSTI PREDNAPETE VOTLE PLOŠČE NA MEJNA STANJA V OBIČAJNIH POGOJIH UPORABE	3
2.1 Zasnova in opis prednapete votle plošče.....	3
2.2 Geometrijske karakteristike prečnega prereza	4
2.2.1 Geometrijske karakteristike betonskega dela prečnega prereza.....	4
2.2.2 Geometrijske karakteristike prereza z upoštevanjem kablov.....	5
2.3 Uporabljeni materiali	7
2.4 Računski model plošče.....	9
2.5 Vplivi na ploščo	9
2.6 Kombinacije vplivov za mejna stanja	10
2.6.1. Mejno stanje uporabnosti.....	10
2.6.2 Mejno stanje nosilnosti	11
2.7 Obremenitve plošče.....	12
2.7.1 Mejno stanje uporabnosti.....	12
2.7.2 Mejno stanje nosilnosti	12
2.8 Račun kabelskih sil $P_{m,0}$ neposredno po vnosu prednapetja na beton.....	13
2.8.1 Učinkovita starost betona in mehanske lastnosti betona v času rezanja kablov ($t = 24$ ur)	13
2.8.2 Napenjalna sila.....	15
2.8.3 Padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi.....	15
2.8.4 Padec sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije kablov.....	15
2.8.5 Padec sile prednapetja zaradi krčenja betona v času od betoniranja do rezanja kablov ..	19
2.8.6 Padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije ob vnosu prednapetja na beton	22
2.8.7 Sile v kablkih tik po rezanju in dolžina vnosa sile prednapetja ob sprostitvi	23
2.8.8 Kontrola napetosti v betonu tik po rezanju kablov	26
2.8.9 Časovno odvisne izgube prednapetja zaradi lezenja in krčenja betona ter dolgotrajne relaksacije prednapetega jekla	27
2.8.10 Kontrola varnosti plošče v mejnih stanjih uporabnosti.....	31
2.8.11 Kontrola varnosti plošče v mejnih stanjih nosilnosti	37

3 DOKAZ VARNOSTI PREDNAPETE VOTLE PLOŠČE V POGOJIH POŽARA	47
3.1 Splošno	47
3.1.1 Kombinacija vplivov in obremenitev plošče v požarnem projektnem stanju	47
3.1.2 Projektne vrednosti lastnosti materialov	48
3.1.3 Metode dokazovanja	48
3.2 Standardna krivulja temperatura-čas	49
3.3 Temperaturni del požarne analize	50
3.3.1 Prenos toplote.....	50
3.3.2 Temperatura zraka v zaprtih celicah	53
3.3.3 Toplotne in mehanske lastnosti betona pri povišanih temperaturah	54
3.3.4 Metoda končnih elementov	55
3.3.5 Primerjava temperaturnega polja za polovico in četrtno prereza	56
3.3.6 Prikaz temperaturnega polja v prečnem prerezu prednapete votle plošče	57
3.4 Mehanski del požarne analize pri metodi izoterme 500°C.....	59
3.4.1 Upogibna odpornost prereza pri času 60 minut.....	60
3.4.2 Upogibna odpornost prereza pri času 90 minut.....	63
3.4.3 Upogibna odpornost prereza pri času 120 minut.....	65
3.4.4 Požarna odpornost plošče.....	67
3.4.5 Strižna odpornost prereza pri času 120 minut.....	67
3.5 Mehanski del požarne analize pri napredni računski metodi	69
3.5.1 Aditivni razcep geometrijskih deformacij.....	70
3.5.2 Mehanske in toplotne lastnosti betona	70
3.5.3 Mehanske in toplotne lastnosti jekla za prednapenjanje	72
3.5.4 Luščenje betona.....	74
3.5.5 Stik med betonom in prednapetim kablom.....	75
3.5.6 Metoda končnih elementov (NFIRA)	76
3.5.7 Rezultati analize odziva	77
3.5.8 Požarna odpornost plošče.....	78
3.5.9 Napetosti v plošči med požarom	79
4 ZAKLJUČKI	81

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Širina, višina ter število lamel posameznega podpreza	5
Preglednica 2: Vrednost kombinacijskih faktorjev za kategorijo površin C	10
Preglednica 3: Delež 1000-urne relaksacije	17
Preglednica 4: Vrednost faktorja k_h	20
Preglednica 5: Padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona, na različnih mestih vzdolž plošče	23
Preglednica 6: Sile in napetosti v kablji po rezanju ter dovoljene napetosti v kablji	24
Preglednica 7: Napetosti na zgornjem in spodnjem robu vzdolž prednapete plošče ter dovoljene vrednosti napetosti	27
Preglednica 8: Končne vrednosti izgub sile prednapetja	29
Preglednica 9: Končne vrednosti sile prednapetja	30
Preglednica 10: Dovoljena računski širina razpoke v odvisnosti od razreda izpostavljenosti ter vrste betonskega elementa	31
Preglednica 11: Primerjava temperatur v izbranih vozliščih mrež končnih elementov za polovico oziroma četrtino prereza plošče	57
Preglednica 12: Izkoriščenost prečnega prereza plošče pri časih 60, 90 in 120 minut	67
Preglednica 13: Požarna odpornost plošče pri različnih tipih jekel v modelu za viskozno lezenje jekla	79

KAZALO SLIK

Slika 1: Vzdolžni prerez plošče čez luknjo (dimenzije v m).....	3
Slika 2: Prečni prerez prednapete votle plošče (dimenzije v mm)	4
Slika 3: Oddaljenost zgornje in spodnje ravnine kablov od težišča prereza	6
Slika 4: Težišče kablov glede na zgornjo vrsto kablov	6
Slika 5: Delovni diagram betona v tlaku za MSN.....	7
Slika 6: Delovni diagram jekla za prednapenjanje za MSN.....	8
Slika 7: Računski model plošče	9
Slika 8: Proces parjenja betonske prednapete plošče	14
Slika 9: Primerjava izgub prednapetja zaradi relaksacije.....	18
Slika 10: Površina prednapete votle plošče, ki je izpostavljena sušenju	20
Slika 11: Začetna napenjalna sila P_0 , sila po rezanju $P_{m,0}$, dolžina vnosa l_{pt1} ter l_{pt2}	26
Slika 12: Začetna napenjalna sila P_0 , sila po rezanju $P_{m,0}$ ter končna sila prednapetja $P_{m,lim}$	30
Slika 13: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe plošče	33
Slika 14: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ pri pogosti kombinaciji obtežbe plošče	35
Slika 15: Ravnotežje prereza pri $x = d$ za mejna stanja nosilnosti	38
Slika 16: Prečni prerez prednapete votle plošče in širina prereza v težiščni osi	39
Slika 17: Obremenitev in deformacije v prečnem prerezu v končnem času	41
Slika 18: Obremenitev ter deformacije prereza pri prehodu iz končnega v mejno stanje.....	41
Slika 19: Obremenitev ter deformacije prereza v mejnem stanju nosilnosti.....	43
Slika 20: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ za mejna stanja nosilnosti	44
Slika 21: Standardna krivulja temperatura-čas v skladu s SIST EN 1991-1-2:2005.....	50
Slika 22: Spreminjanje specifične toplote betona pri vsebnosti vlage 3% teže betona v skladu s SIST EN 1992-1-2:2005	54
Slika 23: Spreminjanje gostote betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005	54
Slika 24: Zgornja in spodnja meja toplotne prevodnosti betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 ...	55
Slika 25: Mreža končnih elementov za polovico prereza.....	55
Slika 26: Mreža končnih elementov za četrt prereza	56
Slika 27: Vozlišča, kjer mreži končnih elementov sovpadata	56
Slika 28: Temperaturno polje pri času 60 minut za polovico oziroma četrtino prereza.....	58
Slika 29: Temperaturno polje pri času 90 minut za polovico oziroma četrtino prereza.....	58
Slika 30: Temperaturno polje pri času 120 minut za polovico oziroma četrtino prereza.....	59

Slika 31: Redukcija trdnosti jekla za prednapenjanje v odvisnosti od temperature (hladno obdelano, razred B).....	60
Slika 32: Izoterma 500°C pri času 60 minut.....	61
Slika 33: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 60 minut	62
Slika 34: Izoterma 500°C pri času 90 minut.....	63
Slika 35: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 90 minut	64
Slika 36: Izoterma 500°C pri času 120 minut.....	65
Slika 37: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 120 minut	66
Slika 38: Ravnotežje prereza pri $x = d$ pri času trajanja požara 120 minut	68
Slika 39: Konstitucijski zakon betona z apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah	71
Slika 40: Temperaturna deformacija betona z apnenčevim agregatom.....	71
Slika 41: Konstitucijski zakon jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah	73
Slika 42: Temperaturna deformacija jekla za prednapenjanje.....	73
Slika 43: Konstitucijski zakon stika med betonom in kablom (Keuser in Mehlhorn, 1983).....	75
Slika 44: Modificiran konstitucijski zakon stika med betonom in kablom, primeren za analizo pri povišanih temperaturah.	76
Slika 45: Mreža končnih elementov za prednapeto ploščo	76
Slika 46: Gaussove integracijske točke za račun prispevka napetosti betonskega dela prečnega prereza plošče.....	77
Slika 47: Časovni razvoj navpičnega pomika plošče med požarom in vpliv viskoznega lezenja jekla na odziv	77
Slika 48: Vodoravni pomik plošče med požarom (jeklo Au-50).....	78
Slika 49: Razporeditev napetosti po četrtini prečnega prereza plošče pri času $t = 0$ in času $t = 30$ minut	79
Slika 50: Razporeditev napetosti po četrtini prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ in času $t = 90$ minut.....	80

1 UVOD

Prednapeta votla plošča je eden izmed najbolj pogosto uporabljenih in razširjenih prefabriciranih betonskih elementov. Hitra ter cenovno nizka izdelava jo na trgu naredita zelo konkurenčno. S stališča dokazovanja varnosti na mejna stanja v pogojih normalne uporabe skladno z Evrokodi, lahko relativno enostavno in dovolj natančno ocenimo izgube sile prednapetja v času od začetka betoniranja plošče, pa vse do končnega časa. Izgube sile prednapetja so posledica zdrsa kabla v sidrni glavi, relaksacije jekla, krčenja in lezenja betona, elastične deformacije elementa ob vnosu prednapetja na beton in drugih pojavov. Ob znani sili prednapetja po izvršitvi vseh izgub, je dokaz varnosti na mejna stanja samo še stvar klasičnih računskih postopkov.

Pomemben dokaz varnosti prednapete votle plošče predstavlja dokaz varnosti v pogojih požara. Med požarom se deformabilnost plošče zelo poveča, nosilnost pa zmanjša. V splošnem je zelo pomembno, da poznamo obnašanje konstrukcije oz. njenega dela med požarom, saj lahko le tako določimo njeno požarno odpornost. Obnašanje konstrukcije lahko analiziramo s pomočjo preizkusov, ki jih običajno opravimo v požarnih laboratorijih, vendar pa so stroški takšnih preizkusov zelo visoki, obdelava podatkov in ustrezne analize pa zelo zahtevne in tudi zamudne. Splošnejši način je, da obnašanje konstrukcije v pogojih požara analiziramo s pomočjo ustreznih matematičnih modelov oziroma računskih metod. Te postajajo z razvojem računalnikov vse bolj natančne in zanesljive, a hkrati tudi vse bolj zahtevne. Z matematičnimi modeli v analizah upoštevamo kemijske, toplotne, hidrološke, mehanske in druge procese, ki potekajo v konstrukciji med požarom. Pri analizi običajnih gradbenih konstrukcij najpogosteje te procese obravnavamo ločeno, nekatere izmed njih pa celo zanemarimo. Tako Evrokod dovoljuje, da za analizo obnašanja konstrukcije ali njenega dela uporabimo t.i. napredno računsko metodo, po kateri toplotno analizo opravimo neodvisno od mehanske analize konstrukcije, saj predpostavimo, da dovedeno mehansko delo bistveno ne vpliva na temperaturo konstrukcije. Vpliv vsebnosti vlage in gibanja vlage znotraj betona na toplotni oziroma mehanski odziv pa lahko zanemarimo. Metodo lahko uporabimo v povezavi s katerokoli krivuljo segrevanja. Te podajajo spreminjanje temperature plinov v okolici površine konstrukcije kot funkcijo časa. Pri tem moramo za merodajno območje temperatur in hitrosti segrevanja poznati mehanske lastnosti materiala. V mehanski analizi poleg napetostno odvisnih deformacij lahko upoštevamo tudi učinke temperaturnih deformacij, deformacij zaradi lezenja ter učinke t.i. prehodnih deformacij.

Napredne računske metode so matematično še vedno zelo zahtevne, zato jih pri projektiranju požarne odpornosti gradbenih konstrukcij uporabljamo le izjemoma. Pogosteje uporabljamo poenostavljene računske metode, ki jih zasledimo tudi v Evrokodih. Te so namenjene predvsem približni oceni požarne odpornosti enostavnih elementov, npr. nosilcev ali stebrov. Vse te metode se razlikujejo predvsem v optimiziranju razmerja med natančnostjo metode in njihovo preprostostjo.

Najenostavnejši način zagotavljanja ustrezne požarne odpornosti konstrukcijskega elementa pa je upoštevanje detajlov v skladu s priznanimi projektnimi rešitvami. Takšen način projektiranja pa je tudi najmanj natančen.

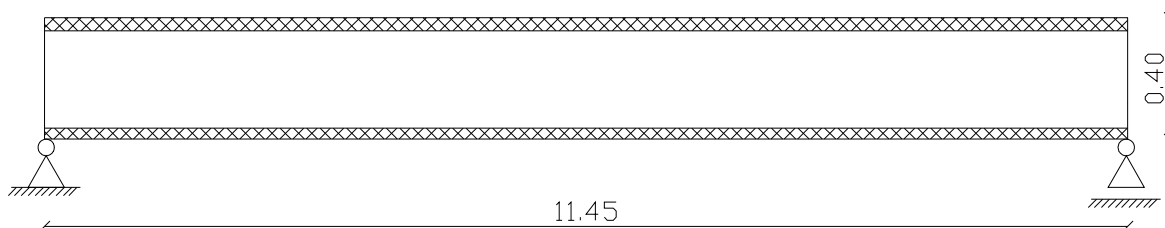
Diplomska naloga ima poleg uvoda še štiri poglavja. V drugem poglavju dokazujemo varnost prednapete votle plošče na mejna stanja v pogojih normalne uporabe skladno z Evrokodi. V tretjem poglavju se posvetimo analizi požarne odpornosti prednapete votle plošče z uporabo poenostavljene oziroma napredne računske metode. V zadnjem poglavju podajamo zaključke.

2 DOKAZ VARNOSTI PREDNAPETE VOTLE PLOŠČE NA MEJNA STANJA V OBIČAJNIH POGOJIH UPORABE

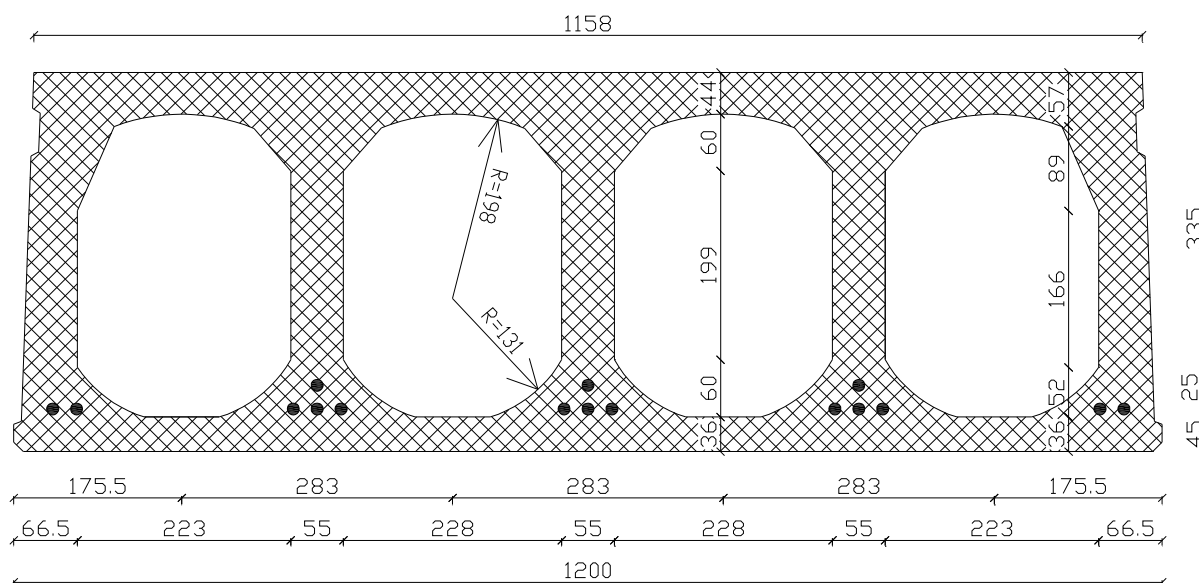
2.1 Zasnova in opis prednapete votle plošče

Votla plošča je prefabriciran betonski element, prednapet s kabli za prednapenjanje. Pri tem gre za princip adhezijskega prednapenjanja, kjer kable prednapnemo na napenjalni stezi, nato pa zabetoniramo ploščo tako, da kable potekajo skozi njo. Ko beton doseže zadostno trdnost, kable na koncih plošče odrežemo in sila prednapetja se prenese na beton preko adhezijskega stika med betonom in kabli. Z ustrezno toplotno obdelavo plošče lahko pospešimo proces strjevanja betona in dosežemo, da je čas od napenjanja kablov pa do vnosa sile prednapetja v beton čim krajši. Prednost prednapete votle plošče je v tem, da ima relativno majhno težo. To dosežemo z uporabo votlih jeder in betona visoke kvalitete. V primerjavi z masivnimi betonskimi ploščami, je v votlo prednapeto ploščo vgrajenega približno 30% manj betona, kar je ugodno tako s cenovnega kot tudi z ekološkega vidika. Zgoraj našteje lastnosti jo na trgu, skupaj s hitro in skoraj avtomatizirano izdelavo, naredijo zelo konkurenčno.

Obravnavana prednapeta plošča je dolžine 11.45 metra, njena višina je 40 cm, širina pa 120 cm. Kabli za prednapetje so ravni in potekajo ob spodnjem robu plošče v dveh vrstah. V prvi vrsti, ki je od spodnjega roba oddaljena 4.5 cm, je 13 kablov, v drugi vrsti, ki je 2 cm nad prvo vrsto, pa so trije kable. Kabli potekajo med luknjami. Napenjalna napetost v vseh kablích znaša $\sigma_0 = 110 \text{ kN/cm}^2$, kar predstavlja 59 % karakteristične natezne trdnosti jekla za prednapenjanje. Obravnavane plošče so del medetažne nosilne konstrukcije bodočega nakupovalnega središča Stožice v Ljubljani. Proizvaja jih priznано slovensko gradbeno podjetje, ki nam je za potrebe izdelave diplomske naloge odstopilo vse podatke o ploščah.



Slika 1: Vzdolžni prerez plošče čez luknjo (dimenzije v m)



Slika 2: Prečni prerez prednapete votle plošče (dimenzije v mm)

2.2 Geometrijske karakteristike prečnega prereza

Ločeno predstavimo geometrijske karakteristike prečnega prereza brez oziroma z upoštevanjem kablov.

2.2.1 Geometrijske karakteristike betonskega dela prečnega prereza

Geometrijske karakteristike prečnega prereza izračunamo s pomočjo programa MS Excel, kjer prečni prerez razdelimo na 16 podprerezov trapezne oblike (glej preglednico 1). Vztrajnostni in statični moment ter ploščino prereza izračunamo kot vsoto prispevkov vseh podprerezov. Težišče prereza izračunamo iz kvocienta med statičnim momentom ter ploščino prereza.

Preglednica 1: Širina, višina ter število lamel posameznega podpreza

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

Geometrijske karakteristike prereza brez kablov so:

$$A_c = 2125 \text{ cm}^2,$$

$$z_{c,zg} = 19,69 \text{ cm},$$

$$z_{c,sp} = 20,31 \text{ cm},$$

$$I_{y,c} = 444179 \text{ cm}^4,$$

$$S_{y,c} = 41836,6 \text{ cm}^3.$$

2.2.2 Geometrijske karakteristike prereza z upoštevanjem kablov

V nadaljevanju upoštevamo pri izračunu geometrijskih karakteristik še kable. Zaradi vpliva kablov je vztrajnostni moment prereza večji, spremeni pa se tudi lega težišča prereza. V plošči je 16 kablov, ki ležijo v dveh vrstah. Nazivni premer posameznega kabla znaša $\phi_s = 12,5 \text{ mm}$, efektivni prečni prerez kabla pa je $A_{p1} = 0,93 \text{ cm}^2$.

Geometrijske karakteristike prereza s kabli so:

$$A_{id} = A_c + A_p^* = A_c + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_p = 2125 \text{ cm}^2 + \left(\frac{19500}{3500} - 1 \right) \cdot 16 \cdot 0,93 \text{ cm}^2 = 2193 \text{ cm}^2, \quad (2.1)$$

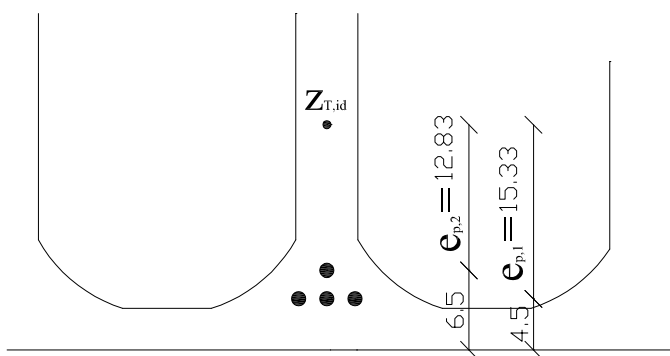
$$S_{id} = S_c + S_p^* = S_c + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \sum_i A_{pi} \cdot z_{pi} = 41836,6 \text{ cm}^3 + \left(\frac{19500}{3500} - 1 \right) \cdot (13 \cdot 0,93 \text{ cm}^2 \cdot 35 \text{ cm} + 3 \cdot 0,93 \text{ cm}^2 \cdot 33,5 \text{ cm}) = 44225,9 \text{ cm}^3, \quad (2.2)$$

$$z_{T,id,zg} = \frac{S_{id}}{A_{id}} = \frac{44225.9}{2193} \text{ cm} = 20.17 \text{ cm}, \quad (2.3)$$

$$z_{T,id,sp} = 19.83 \text{ cm}, \quad (2.4)$$

$$I_{id} = I_c + I_p^* = A_c + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \sum_i A_{p,i} \cdot e_{p,i} = 444179 \text{ cm}^4 + \left(\frac{19500}{3500} - 1 \right) \cdot (13 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 \cdot 15.33^2 \text{ cm}^2 + 3 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 \cdot 13.33^2 \text{ cm}^2) = 459434 \text{ cm}^4. \quad (2.5)$$

Lega težišča prereza se zaradi vpliva kablov premakne navzdol za 0.48 cm. Na sliki 3 prikazujemo lego kablov glede na težišče prereza.



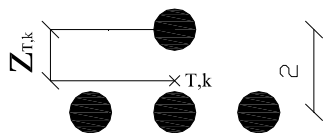
Slika 3: Oddaljenost zgornje in spodnje ravnine kablov od težišča prereza

Ekscentričnost kablov je:

$$e_{p,1} = z_{T,id,sp} - 4.5 \text{ cm} = 19.83 \text{ cm} - 4.5 \text{ cm} = 15.33 \text{ cm}, \quad (2.6)$$

$$e_{p,2} = z_{T,id,sp} - 6.5 \text{ cm} = 19.83 \text{ cm} - 6.5 \text{ cm} = 13.33 \text{ cm}. \quad (2.7)$$

V nadaljevanju izračunamo še skupno težišče kablov.



Slika 4: Težišče kablov glede na zgornjo vrsto kablov

Statični moment in ploščina kablov, glede na težišče zgornje ravnine kablov je:

$$S_{y,k} = 13 \cdot A_{p,1} \cdot 2.0 \text{ cm} = 13 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 \cdot 2.0 \text{ cm} = 24.18 \text{ cm}^3, \quad (2.8)$$

$$A_p = 16 \cdot A_{p,1} = 16 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 14.88 \text{ cm}^2. \quad (2.9)$$

Oddaljenost skupnega težišča kablov od zgornje ravnine je:

$$z_{T,k} = \frac{S_{y,k}}{A_p} = \frac{24.18}{14.88} \text{ cm} = 1.625 \text{ cm} . \quad (2.10)$$

Ekscentričnost kablov torej je:

$$e_p = z_{T,id,sp} - 6.5 \text{ cm} + z_{T,k} = 19.83 \text{ cm} - 6.5 \text{ cm} + 1.625 \text{ cm} = 14.96 \text{ cm} . \quad (2.11)$$

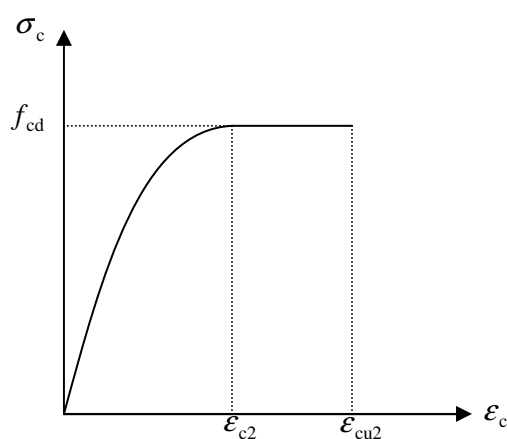
2.3 Uporabljeni materiali

Prednapeta votla plošča je izdelana iz betona trdnostnega razreda C 40/50, za kable pa se uporablja visoko trdno jeklo za prednapenjanje. V nadaljevanju podajamo mehanske karakteristike uporabljenih materialov:

- Beton C 40/50

$$f_{ck} = 4 \text{ kN/cm}^2; E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2; f_{ctm} = 0.35 \text{ kN/cm}^2; f_{cm} = 4.8 \text{ kN/cm}^2.$$

Na sliki 5 prikazujemo diagram napetost – deformacija za beton v tlaku in sicer za mejna stanja nosilnosti.



Slika 5: Delovni diagram betona v tlaku za MSN

Parametri delovnega diagrama so računski tlačni trdnost betona, deformacija pri doseženi največji napetosti oziroma mejna deformacija ter sovisnost med napetostjo in deformacijo v območju parabole:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4 \text{ kN}}{1.5 \text{ cm}^2} = 2.67 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰},$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.5\text{‰},$$

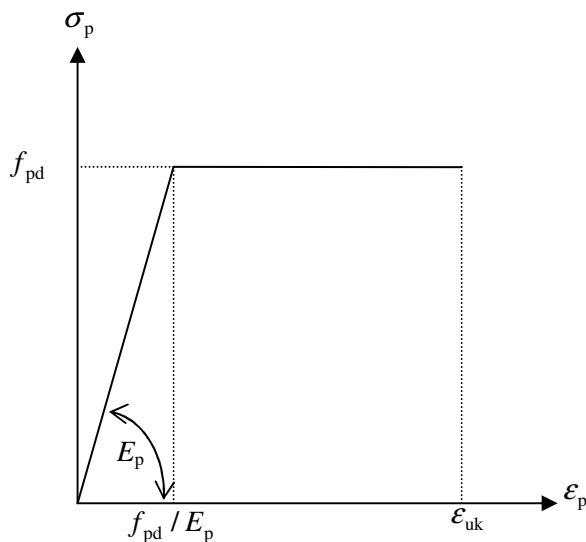
$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right], \text{ če velja } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}. \quad (2.13)$$

- Jeklo za prednapenjanje

$$f_{p0.1k} / f_{pk} = 167 / 186 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_p = 19500 \text{ kN/cm}^2.$$

Na sliki 6 prikazujemo še diagram napetost–deformacija za jeklo za prednapenjanje, ravno tako za mejna stanja nosilnosti.



Slika 6: Delovni diagram jekla za prednapenjanje za MSN

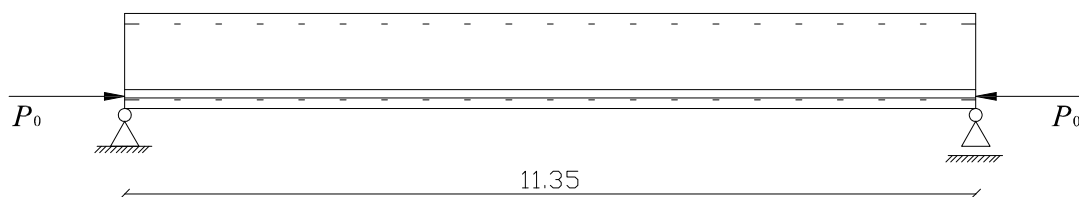
Značilna parametra diagrama sta računski natezna trdnost jekla ter deformacija na meji elastičnosti.

$$f_{pd} = \frac{0.9 f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{186 \text{ kN}}{1.15 \text{ cm}^2} = 145.56 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 7.465\text{‰}. \quad (2.15)$$

2.4 Računski model plošče

Skladno z določili iz Evrokoda moramo računski model plošče izbrati tako, da omogoča napoved obnašanja plošče s sprejemljivo natančnostjo. Model mora temeljiti na uveljavljeni inženirski teoriji in praksi. Tako prednapeto votlo ploščo modeliramo kot prostoležeč linijski nosilec z razponom 11.35 m. Na sliki 7 prikazujemo računski model plošče.



Slika 7: Računski model plošče

2.5 Vplivi na ploščo

Prednapeta votla plošča je izpostavljena naslednjim vplivom:

- Vpliv lastne teže in stalne obtežbe

lastna teža plošče ($A_c = 2125 \text{ cm}^2$)

$$0.2125 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5.31 \text{ kN/m}$$

preostala stalna obtežba

$$\underline{3.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.2 \text{ m} = 4.2 \text{ kN/m}}$$

$$\text{skupaj: } g = 9.51 \text{ kN/m}$$

- Spremenljivi vpliv

Izmed spremenljivih vplivov upoštevamo le koristno obtežbo stropov. Obravnavano površino uvrstimo v kategorijo C. V to kategorijo so uvrščene površine v stavbah, kjer se zadržujejo ljudje. Upoštevamo karakteristično vrednost obtežbe 10 kN/m^2 .

Koristna obtežba:

$$\frac{10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.2 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}}{\text{skupaj } q = 12 \text{ kN/m}}$$

skupaj $q = 12 \text{ kN/m}$

Tako stalni kot spremenljivi vpliv modeliramo kot enakomerno linijsko obtežbo.

Kombinacijske faktorje za koristno obtežbo, ki jih potrebujemo pri kombinaciji vplivov, prikazujemo v preglednici 2.

Preglednica 2: Vrednost kombinacijskih faktorjev za kategorijo površin C

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategorija C: površine, kjer se zbirajo ljudje	0.7	0.7	0.6

2.6 Kombinacije vplivov za mejna stanja

2.6.1. Mejno stanje uporabnosti

Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 lahko kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti zapišemo na sledeče načine:

$$\text{Karakteristični vplivi: } \sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

$$\text{Pogosti vplivi: } \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.17)$$

$$\text{Navidezno stalni vplivi: } \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.18)$$

Pri tem je:

- $G_{k,j}$ karakteristični j-ti stalni vpliv,
- $Q_{k,1}$ prevladujoči karakteristični spremenljiv vpliv,
- $Q_{k,i}$ preostali karakteristični spremenljivi vplivi,
- P reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
- $\Psi_{0,i}$ je kombinacijski faktor za i-ti spremenljiv vpliv,
- $\Psi_{1,1}$ je kombinacijski faktor za prevladujoči karakteristični spremenljiv vpliv pri pogosti kombinaciji vplivov,
- $\Psi_{2,i}$ je kombinacijski faktor za i-ti spremenljiv vpliv pri pogosti in navidezno stalni kombinaciji vplivov.

V izrazih (2.16) do (2.18) upoštevamo vrednosti stalne in koristne obtežbe in dobimo:

- Karakteristična kombinacija vplivov

$$q_k = 1.0 \cdot g + 1.0 \cdot q = 1.0 \cdot 9.51 \text{ kN/m} + 1.0 \cdot 12 \text{ kN/m} = 21.51 \text{ kN/m} . \quad (2.19)$$

- Pogosta kombinacija vplivov

$$q_{\text{pog}} = 1.0 \cdot g + 0.7 \cdot q = 1.0 \cdot 9.51 \text{ kN/m} + 0.7 \cdot 12 \text{ kN/m} = 17.91 \text{ kN/m} . \quad (2.20)$$

- Navidezno stalna kombinacija vplivov

$$q_{\text{n.s.k.v}} = 1.0 \cdot g + 0.6 \cdot q = 1.0 \cdot 9.51 \text{ kN/m} + 0.6 \cdot 12 \text{ kN/m} = 16.71 \text{ kN/m} . \quad (2.21)$$

2.6.2 Mejno stanje nosilnosti

Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 lahko osnovne kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti zapišemo na sledeč način:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (2.22)$$

pri tem je:

- $\gamma_{G,j}$ delni varnostni faktor za j-ti stalni vpliv (vrednost 1.35 ali 1.0),
- $\gamma_{Q,1}$ je delni varnostni faktor za prevladujoči karakteristični spremenljiv vpliv (vrednost 1.5 ali 0),
- $\gamma_{Q,i}$ je delni varnostni faktor za preostale karakteristične vplive (vrednost 1.5 ali 0).

V enačbi (2.22) upoštevamo vrednosti za stalno in koristno obtežbo. Največjo projektno obtežbo dobimo tako, da za delni varnostni faktor γ_G upoštevamo vrednost 1.35, za $\gamma_{Q,1}$ pa vrednost 1.5.

Projektna obtežba plošče je:

$$q_{\text{msn}} = 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q = 1.35 \cdot 9.51 \text{ kN/m} + 1.5 \cdot 12 \text{ kN/m} = 30.84 \text{ kN/m} . \quad (2.23)$$

2.7 Obremenitve plošče

Na podlagi projektnih vrednosti obtežb izračunamo še pripadajoče ekstremne obremenitve plošče – upogibno in strižno.

2.7.1 Mejno stanje uporabnosti

- Karakteristična kombinacija vplivov

$$M_k = \frac{q_k \cdot l^2}{8} = \frac{21.51 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}^2}{8} = 346.4 \text{ kNm}, \quad (2.24)$$

$$V_k = \frac{q_k \cdot l}{2} = \frac{21.51 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}}{2} = 122.1 \text{ kN}. \quad (2.25)$$

- Pogosta kombinacija vplivov

$$M_{\text{pog}} = \frac{q_{\text{pog}} \cdot l^2}{8} = \frac{17.91 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}^2}{8} = 288.4 \text{ kNm}, \quad (2.26)$$

$$V_{\text{pog}} = \frac{q_{\text{pog}} \cdot l}{2} = \frac{17.91 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}}{2} = 101.6 \text{ kN}. \quad (2.27)$$

- Navidezno stalna kombinacija vplivov

$$M_{\text{n.s.k.v.}} = \frac{q_{\text{n.s.k.v.}} \cdot l^2}{8} = \frac{16.71 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}^2}{8} = 269.1 \text{ kNm}, \quad (2.28)$$

$$V_{\text{n.s.k.v.}} = \frac{q_{\text{n.s.k.v.}} \cdot l}{2} = \frac{16.71 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}}{2} = 94.8 \text{ kN}. \quad (2.29)$$

2.7.2 Mejno stanje nosilnosti

$$M_{\text{msn}} = \frac{q_{\text{msn}} \cdot l^2}{8} = \frac{30.84 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}^2}{8} = 496.6 \text{ kNm}, \quad (2.30)$$

$$V_{\text{msn}} = \frac{q_{\text{msn}} \cdot l}{2} = \frac{30.84 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}}{2} = 175 \text{ kN}. \quad (2.31)$$

2.8 Račun kabelskih sil $P_{m,0}$ neposredno po vnosu prednapetja na beton

Silo v kablích neposredno po vnosu sile prednapetja v beton izračunamo tako, da od napenjalne sile odštejemo vse izgube, ki se pojavijo v času od napenjanja kablov, pa do prednapenjanja betona, t.j. do rezanja kablov.

Tako lahko zapišemo sledečo enačbo:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_{sl} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{cs} - \Delta P_c, \quad (2.32)$$

pri čemer je:

- P_0 napenjalna sila,
- ΔP_{sl} padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi,
- ΔP_{ir} padec sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije jekla,
- ΔP_{cs} padec sile prednapetja zaradi krčenja v času od betoniranja do rezanja kablov,
- ΔP_c padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije ob vnosu prednapetja na beton.

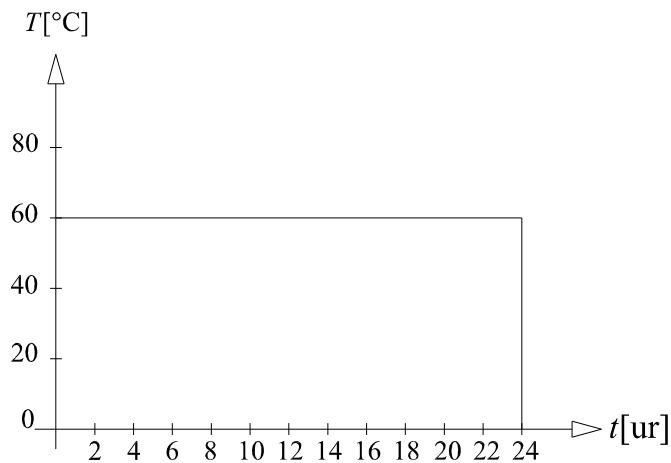
2.8.1 Učinkovita starost betona in mehanske lastnosti betona v času rezanja kablov ($t = 24$ ur)

V nadaljevanju določimo mehanske lastnosti betona v času rezanja kablov. Ker je prefabriciran element toplotno obdelan, se pri računu mehanskih karakteristik betona učinek povišanih temperatur na zrelost betona upošteva s prilagoditvijo starosti betona po naslednjem izrazu:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot e^{\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0}\right]}, \quad (2.33)$$

pri tem je t_T t.i. učinkovita starost betona v dnevih, Δt_i časovni interval v dnevih, $T(\Delta t_i)$ temperatura v i-tem časovnem intervalu [°C], T_0 pa referenčna temperatura 1°C.

Predpostavimo, da proces toplotne obdelave prednapete plošče traja 24 ur. Proces parjenja prikazujemo na sliki 8.



Slika 8: Proces parjenja betonske prednapete plošče

Med procesom parjenja je temperatura negovanja betona približno 60°C. Kable za prednapenjanje režemo takoj po koncu parjenja betona. Tako je učinkovita starost betona pri rezanju kablov sledeča:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot e^{\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0}\right]} = 1 \cdot e^{\left[13.65 - \frac{4000}{237 + 60}\right]} = 5.14 \text{ dni.} \quad (2.34)$$

Mehanske karakteristike betona pri učinkoviti starosti betona t_T pa so:

$$E_{cm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T)^{0.3} \cdot E_{cm} = 0.766^{0.3} \cdot 3500 \text{ kN/cm}^2 = 3231 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.35)$$

$$f_{cm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T) \cdot f_{cm} = 0.766 \cdot 4.8 \text{ kN/cm}^2 = 3.68 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.36)$$

$$f_{ck}(t_T) = f_{cm}(t_T) - 0.8 \text{ kN/cm}^2 = 2.88 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.37)$$

$$f_{ctm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T) \cdot f_{ctm} = 0.766 \cdot 0.35 \text{ kN/cm}^2 = 0.27 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.38)$$

Pri tem je β_{cc} koeficient, ki je odvisen od starosti betona t (v dnevih) in je:

$$\beta_{cc} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t_T}\right)^{1/2}\right]} = e^{0.2 \left[1 - \left(\frac{28}{5.14}\right)^{1/2}\right]} = 0.766, \quad (2.39)$$

pri tem smo upoštevali, da je cement razreda R.

2.8.2 Napenjalna sila

Glede na podatek o začetni napetosti kablov, lahko izračunamo napenjalno silo.

$$\sigma_0 = 110 \text{ kN/cm}^2,$$

$$P_0 = A_p \cdot \sigma_0 = 16 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 \cdot 110 \text{ kN/cm}^2 = 1636.8 \text{ kN} . \quad (2.40)$$

Največja sila prednapetja je omejena z 80% karakteristične natezne trdnosti jekla za prednapetje oziroma z 90% karakteristične napetosti jekla za prednapenjanje pri 0,1-odstotni nepovratni deformaciji. Torej:

$$P_{\max} = \min \begin{cases} 0.8 f_{pk} \cdot A_p = 2214 \text{ kN} \\ 0.9 f_{p0.1k} \cdot A_p = 2236 \text{ kN} \end{cases} = 2214 \text{ kN} . \quad (2.41)$$

2.8.3 Padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi

Izgubo sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi izračunamo z izrazom:

$$\Delta P_{sl} = \Delta \sigma_{sl} \cdot A_p = \Delta \varepsilon_{sl} \cdot E_p \cdot A_p . \quad (2.42)$$

Ob predpostavki, da znaša zdrs v sidrnih glavah 5 mm, dolžina kablov na progi pa je 100 m, je skrčec kabla sledeč:

$$\Delta \varepsilon_{sl} = \frac{\Delta l_{sl}}{l_{proge}} = \frac{5 \text{ mm}}{100 \cdot 1000 \text{ mm}} = 5 \cdot 10^{-5} . \quad (2.43)$$

Padec sile prednapetja je:

$$\Delta P_{sl} = 5 \cdot 10^{-5} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 14.5 \text{ kN} .$$

2.8.4 Padec sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije kablov

Relaksacija jekla nastopi zaradi sprostitve notranjih elastičnih napetosti, ki so posledica oviranega drsenja kristalov pri hladno oblikovanem jeklu.

Padec sile prednapetja zaradi relaksacije lahko določimo iz certifikatov proizvajalcev, ki temeljijo na kontroli proizvodnje, ali pa ga kot razmerje med padcem napetosti in začetno napetostjo prednapetja določimo z uporabo izrazov, ki so podani v standardu SIST EN 1992-1-1. Alternativa je uporaba predstandarda ENV 1992-1-1.

Izgube prednapetja zaradi relaksacije so odvisne tudi od temperature jekla. Ker je prednapeta plošča toplotno obdelana, moramo upoštevati vpliv temperature na relaksacijo.

V nadaljevanju izračunamo padec sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije jekla, v času med napenjanjem kablov in prednapenjanjem betona, t.j. v času 24 ur.

Račun izgube sile prednapetja v skladu s SIST EN 1992-1-1

Standard loči tri razrede relaksacije. V prvi razred spadajo žice in vrvi z normalno stopnjo relaksacije, v drugi razred žice in vrvi z nizko stopnjo relaksacije, v tretji razred pa vroče valjane in poboljšane palice. Kabli za prednapenjanje so uvrščeni v drugi razred. Za ta razred izračunamo izgube zaradi relaksacije z enačbo:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (2.44)$$

pri tem je ρ_{1000} izguba zaradi relaksacije (v %) 1000 ur po napenjanju, pri povprečni temperaturi 20°C in je za drugi razred 2.5%, $\Delta\sigma_{pr}$ je absolutna vrednost izgube napetosti zaradi relaksacije, σ_{pi} je absolutna vrednost začetnega prednapetja, faktor μ pa je razmerje med absolutno vrednostjo začetnega prednapetja ter karakteristično trdnostjo jekla za prednapenjanje, t.j.:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}. \quad (2.45)$$

Učinek toplotne obdelave na izgubo prednapetja zaradi relaksacije jekla upoštevamo tako, da času po napenjanju dodamo ustrezen čas t_{eq} , ki ga izračunamo z izrazom:

$$t_{eq} = \frac{1.14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \cdot \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i. \quad (2.46)$$

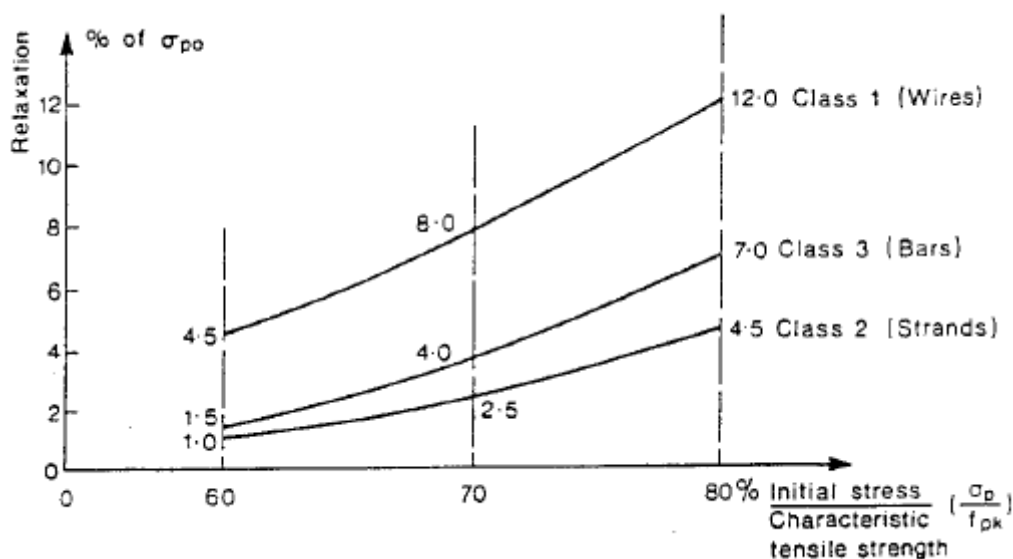
V zgornji enačbi predstavlja $T_{(\Delta t_i)}$, temperaturo (v°C) v časovnem intervalu Δt_i , T_{max} pa je najvišja temperatura (v °C) med toplotno obdelavo elementa.

Račun izgube sile prednapetja v skladu z ENV 1992-1-1

Padec sile prednapetja zaradi relaksacije izračunamo z izrazom:

$$\Delta P_{ir} = k_h \cdot \Delta \sigma_{p,r,24ur} \cdot A_p = (k_h \cdot k_t \cdot \Delta \sigma_{p,r,1000ur}) \cdot A_p, \quad (2.47)$$

pri tem je $\Delta \sigma_{p,r,1000ur}$ 1000-urna relaksacija in je odvisna od razreda relaksacije (vrvi, palice, kabli) ter od razmerja med začetno napetostjo v kablji in karakteristično trdnostjo jekla za prednapenjanje (σ_p/f_{pk}). Vrednost 1000-urne relaksacije odčitamo iz spodnje slike. Upoštevamo, da so kabli uvrščeni v 2. razred relaksacije.



Izgube zaradi relaksacije po 1000 urah pri 20°C (ENV 1992-1-1:1991, str. 105)

V enačbi (2.47) predstavlja faktor k_t delež 1000-urne relaksacije za čas, ki je manjši od 1000 ur. Odčitamo ga iz preglednice 3.

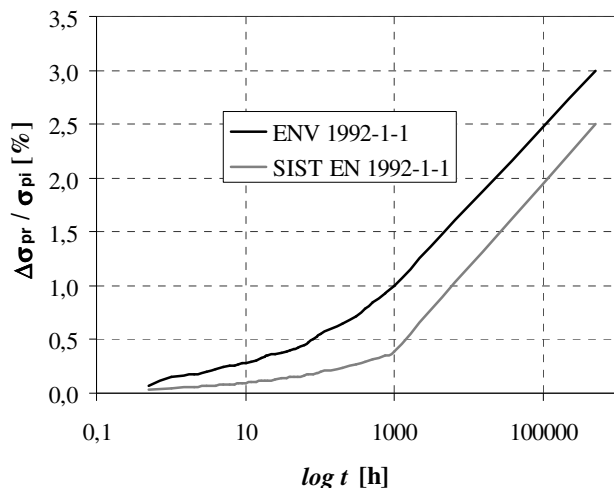
Preglednica 3: Delež 1000-urne relaksacije

t [h]	1	5	20	100	200	500	1000
k_t	0.15	0.25	0.35	0.55	0.65	0.85	1

V enačbi (2.47) je k_h faktor, s katerim upoštevamo vpliv toplotne obdelave elementov na kratkotrajne izgube prednapetja zaradi relaksacije. Priporočljive vrednosti faktorja so med 2 in 3.

Primerjava izračunov po SIST EN 1992-1-1 ter ENV 1992-1-1

Predpostavimo, da je začetna napetost v kablích $0.6 f_{pk}$, vpliv toplotne obdelave elementa na izgube pa zanemarimo. Na sliki 9 prikazujemo časovni razvoj izgub po obeh postopkih.



Slika 9: Primerjava izgub prednapetja zaradi relaksacije

Ugotovimo, da so izgube prednapetja zaradi relaksacije manjše, če v računu upoštevamo izraze iz SIST EN 1992-1-1. Zato izraz (2.44) modificiramo tako, da se izračunane vrednosti čim bolj prilegajo vrednostim izgub, dobljenih po postopku iz predstandarda.

Za izračun izgub prednapetja, zaradi kratkotrajne relaksacije, uporabimo modificiran izraz, ki je:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr,24ur}}{\sigma_p} = k_h \cdot \left(0.83 - \frac{0.111}{1-\mu}\right) \cdot \rho_{1000} \cdot e^{10.985 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_T}{1000}\right)^{0.267} \cdot 10^{-5}. \quad (2.48)$$

Pomen oznak v izrazu (2.48) je enak kot pri enačbah (2.44) in (2.47), zato jih tukaj ne navajamo.

Ko upoštevamo, da je čas rezanja kablov 24 ur, faktor toplotne obdelave $k_h = 2$ in da je začetna napetost v kablích 59.1% karakteristične trdnosti jekla za prednapenjanje, dobimo:

$$\mu = \frac{\sigma_p}{f_{pk}} = \frac{110 \text{ kN/cm}^2}{186 \text{ kN/cm}^2} = 0.591, \quad (2.49)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr,24ur}}{\sigma_p} = 2 \cdot \left(0.83 - \frac{0.111}{1-0.591}\right) \cdot 2.5 \cdot e^{10.985 \cdot 0.591} \cdot \left(\frac{24}{1000}\right)^{0.267} \cdot 10^{-5} = 680.91 \cdot 10^{-5},$$

$$\Delta\sigma_{pr,24ur} = \sigma_p \cdot 680.91 \cdot 10^{-5} = 110 \text{ kN/cm}^2 \cdot 680.91 \cdot 10^{-5} = 0.749 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.50)$$

Izguba sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije kablov je:

$$\Delta P_{ir} = \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p = 0.749 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 11.1 \text{ kN} . \quad (2.51)$$

2.8.5 Padeč sile prednapetja zaradi krčenja betona v času od betoniranja do rezanja kablov

Celotna deformacije zaradi krčenja betona je sestavljena iz deformacije krčenja zaradi sušenja in deformacije zaradi avtogenega krčenja. Deformacija krčenja zaradi sušenja se razvija počasi, saj je odvisna od premikanja vode skozi otrdeli beton. Avtogeno krčenje se razvija med strjevanjem betona, zato se večji del tega izvrši v prvih dneh po betoniranju. Skladno s SIST EN 1992-1-1 lahko vrednost deformacije celotnega krčenja zapišemo z izrazom:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t, t_s) . \quad (2.52)$$

Pri tem je $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ celotna deformacija krčenja betona v času od t_s (začetek krčenja) pa do časa t , $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ je deformacija krčenja zaradi sušenja, $\varepsilon_{ca}(t, t_s)$ pa je deformacija zaradi avtogenega krčenja betona. Pri tem pretečen čas merimo v dnevih.

Ob predpostavki, da se z betonom krči tudi kabel, lahko padeč sile prednapetja zaradi krčenja betona ocenimo z izrazom:

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p \cdot A_p . \quad (2.53)$$

Deformacija krčenja zaradi sušenja

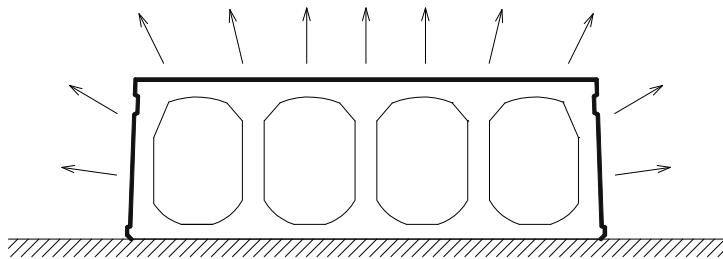
Deformacijo krčenja betona zaradi sušenja izračunamo z enačbo:

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} , \quad (2.54)$$

pri tem je β_{ds} parameter, ki opisuje časovni razvoj krčenja zaradi sušenja, k_h je koeficient, ki je odvisen od nazivne velikosti prečnega prereza h_0 , $\varepsilon_{cd,0}$ pa je nazivna deformacija neoviranega krčenja betona zaradi sušenja.

Nazivno velikost prečnega prereza izračunamo kot razmerje med ploščino prečnega prereza ter obsegom tistega dela betonskega elementa, ki je izpostavljen sušenju (glej sliko 10).

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 2125 \text{ cm}^2}{195.8 \text{ cm}^2} = 21.7 \text{ cm} = 217 \text{ mm} . \quad (2.55)$$



Slika 10: Površina prednapete votle plošče, ki je izpostavljena sušenju

Zaradi procesa toplotne obdelave prednapete plošče, upoštevamo pri računu časovnega parametra β_{ds} , učinkovito starost betona.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}} , \quad (2.56)$$

$$\beta_{ds}(t_T, 0) = \frac{(t_T)}{(t_T) + 0.04\sqrt{h_0^3}} = \frac{5.14}{5.14 + 0.04\sqrt{217^3}} = 0.0386 . \quad (2.57)$$

To pomeni, da se v času od napenjanja pa do rezanja kablov izvrši cca. 4% nazivne vrednosti neoviranega krčenja betona zaradi sušenja. Vrednost koeficienta k_h določimo s pomočjo preglednice 4. Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo.

Preglednica 4: Vrednost faktorja k_h

h_0	k_h
100	1
200	0,85
300	0,75
>500	0,70

Tako je vrednost faktorja $k_h = 0.833$.

Nazivno vrednost neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ lahko skladno s SIST EN 1992-1-1 določimo po enačbi, ki je podana v dodatku B:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (2.58)$$

kjer sta $\alpha_{ds,1}$ in $\alpha_{ds,2}$ koeficienta odvisna od vrste cementa (za razred cementa R znašata 6 oz. 0.11), f_{cm} je srednja tlačna trdnost betona (za kvaliteto betona C40/50 znaša 48 MPa), f_{cm0} znaša 10 MPa, β_{RH} pa je koeficient odvisen relativne vlažnosti okolice RH (ocenjena na 65%).

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{65}{100} \right)^3 \right] = 1.12. \quad (2.59)$$

Nazivno vrednost neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ tako znaša:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot 6) \cdot \exp\left(-0.11 \cdot \frac{48}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1.12 = 0.494 \text{‰}.$$

Deformacija krčenja betona zaradi sušenja v času od napenjanja pa do rezanja kablov je:

$$\varepsilon_{cd}(t_T, 0) = \beta_{ds}(t_T, 0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.0386 \cdot 0.833 \cdot 0.494 \text{‰} = 0.0158 \text{‰} = 1.58 \cdot 10^{-5}. \quad (2.60)$$

Deformacija zaradi avtogenega krčenja

Deformacijo zaradi avtogenega krčenja izračunamo z izrazom:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty). \quad (2.61)$$

Pri tem je $\beta_{as}(t)$ koeficient, ki opisuje časovni razvoj avtogenega krčenja, $\varepsilon_{ca}(\infty)$ pa je končna deformacija avtogenega krčenja betona. Ob upoštevanju učinkovite starosti betona dobimo:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{[-0,2t^{0,5}]} = 1 - e^{[-0,2 \cdot 5,14^{0,5}]} = 0.36456. \quad (2.62)$$

Končna deformacija avtogenega krčenja pa je:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 7.5 \cdot 10^{-5}. \quad (2.63)$$

Sedaj izračunamo še deformacijo betona zaradi avtogenega krčenja v času od napenjanja pa do rezanja kablov:

$$\varepsilon_{ca}(t_T) = 0.365 \cdot 7.5 \cdot 10^{-5} = 2.735 \cdot 10^{-5}.$$

Celotna deformacija krčenja betona, v času od napenjanja do rezanja kablov

Izračunamo jo kot vsoto krčenja zaradi sušenja in avtogenega krčenja in je:

$$\varepsilon_{cs}(t_T, 0) = \varepsilon_{cd}(t_T, 0) + \varepsilon_{ca}(t_T, 0) = 1.58 \cdot 10^{-5} + 2.735 \cdot 10^{-5} = 4.315 \cdot 10^{-5}. \quad (2.64)$$

Padec sile prednapetja zaradi krčenja izračunamo z enačbo (2.53):

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{cs}(t_T, 0) \cdot E_p \cdot A_p = 4.315 \cdot 10^{-5} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 12.5 \text{ kN}.$$

2.8.6 Padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije ob vnosu prednapetja na beton

Ob vnosu sile prednapetja v beton, t.j. ob rezanju kablov, se betonski element elastično deformira. Element se skrči, pri tem pa se skrči tudi kabel v betonu, kar privede do padca sile prednapetja.

Pri računu izgube prednapetja zaradi elastične deformacije upoštevamo skupno težišče obeh ravnin kablov (glej sliko 4).

Silo prednapetja v kablkih tik pred rezanjem izračunamo tako, da od napenjalne sile odštejemo izgube zaradi zdrsa v napenjalni glavi, zaradi kratkotrajne relaksacije jekla ter krčenja betona.

$$P^* = P_0 - \Delta P_{sl} - \Delta P_{ir} - P_{cs} = 1636.8 \text{ kN} - 14.5 \text{ kN} - 11.1 \text{ kN} - 12.5 \text{ kN} = 1598.7 \text{ kN}. \quad (2.65)$$

Napetost v betonu na mestu kablov v trenutku rezanja kablov izračunamo z enačbo (2.66). Pri tem upoštevamo ugoden vpliv lastne teže plošče zaradi dviga.

$$\sigma_{cp}^{sp}(x) = -\frac{P^*}{A_{id}} - \frac{P^* \cdot e_p}{I_{id}} \cdot e_p + \frac{M_{lt}(x)}{I_{id}} \cdot e_p. \quad (2.66)$$

Ob predpostavki, da je skrčec kabla enak skrčku betona na mestu kablov, izračunamo padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona z naslednjim izrazom:

$$\Delta P_c = \frac{|\sigma_{cp}|}{E_{cm}(t_T)} \cdot E_p \cdot A_p. \quad (2.67)$$

V preglednici 5 podajamo vrednosti izgub sile prednapetja, za različna mesta vzdolž plošče.

Preglednica 5: Padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona, na različnih mestih vzdolž plošče

x [m]	x / L	$\Delta\sigma_{cp}$ [kN/cm ²]	ΔP_c [kN]
0,00	0,000	-1,50	136,13
0,28	0,025	-1,50	136,13
0,57	0,050	-1,50	136,13
0,85	0,075	-1,50	136,13
1,14	0,100	-1,50	136,13
1,42	0,125	-1,48	134,18
1,70	0,150	-1,46	132,36
2,27	0,200	-1,42	129,09
2,84	0,250	-1,39	126,33
3,41	0,300	-1,37	122,31
3,97	0,350	-1,35	122,39
4,54	0,400	-1,33	121,05
5,11	0,450	-1,33	120,30
5,68	0,500	-1,32	120,04

2.8.7 Sile v kablh tik po rezanju in dolžina vnosa sile prednapetja ob sprostitvi

Ko od sile v kablju tik pred rezanjem, odštejemo izgube sile prednapetja zaradi elastične deformacije, dobimo silo v kablju takoj po vnosu prednapetja v beton.

$$P_{m,0} = P^* - \Delta P_c. \quad (2.68)$$

Vrednosti zberemo v preglednici 6 ter jih primerjamo z dovoljenimi napetostmi v kablju tik po rezanju. Ugotovimo, da dovoljene napetosti niso nikjer prekoračene.

Preglednica 6: Sile in napetosti v kablh po rezanju ter dovoljene napetosti v kablh

x [m]	x / L	$P_{m,0}$ [kN]	σ_{pmo} [kN/cm ²]	σ_{pmo}/f_{pk}	$\sigma_{pmo}/f_{p0.1k}$
0,00	0,000	1462,57	97,88	0,53	0,59
0,28	0,025	1462,57	97,88	0,53	0,59
0,57	0,050	1462,57	97,88	0,53	0,59
0,85	0,075	1462,57	97,88	0,53	0,59
1,14	0,100	1462,57	97,88	0,53	0,59
1,42	0,125	1464,52	98,01	0,53	0,59
1,70	0,150	1466,34	98,13	0,53	0,59
2,27	0,200	1469,61	98,35	0,53	0,59
2,84	0,250	1472,37	98,53	0,53	0,59
3,41	0,300	1474,63	98,68	0,53	0,59
3,97	0,350	1476,39	98,80	0,53	0,59
4,54	0,400	1477,65	98,88	0,53	0,59
5,11	0,450	1478,40	98,93	0,53	0,59
5,68	0,500	1478,66	98,95	0,53	0,59

Dovoljene napetosti v kablh
tik po rezanju:

$$\sigma_{pm,0} \leq \begin{cases} 0.75 f_{pk} \\ 0.85 f_{p0.1k} \end{cases}$$

Vnos sile prednapetja

Ob sprostitvi kablov privzamemo, da se prednapetje v beton vnese s konstantno sprijemno napetostjo f_{bpt} . Izračunamo jo z izrazom:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t), \quad (2.69)$$

kjer s koeficientom η_{p1} upoštevamo vrsto kabla in pogoje sprijemnosti ob sprostitvi kabla (v primeru vrvi iz treh ali sedmih žic je $\eta_{p1} = 3.2$), $f_{ctd}(t)$ je projektna natezna trdnost betona v času sprostitve kabla, η_1 pa je koeficient, s katerim upoštevamo pogoje sidranja (v primeru dobrih pogojev je $\eta_1 = 1$).

Tako je vrednost projektna natezna trdnost betona oziroma sprijemne napetosti sledeča:

$$f_{ctd}(t_T) = 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}(t_T)}{\gamma_c} = 0.7 \cdot \frac{0.268 \text{ kN/cm}^2}{1.5} = 0.125 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.70)$$

$$f_{bpt} = 3.2 \cdot 1.0 \cdot 0.125 \text{ kN/cm}^2 = 0.40 \text{ kN/cm}^2.$$

Osnovno vrednost dolžine vnosa prednapetosti izračunamo z izrazom:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}, \quad (2.71)$$

pri tem s faktorjem α_1 upoštevamo hitrost sproščanja kablov (v primeru hipne sprostitve je vrednost 1.25), α_2 je faktor, ki je odvisen od prereza jekla (za vrvi iz treh oziroma sedmih žic je $\alpha_2 = 0.19$), Φ je nazivni premer kabla, σ_{pm0} pa je napetost kabla takoj po sprostitvi in je 97.88 kN/cm^2 . Tako dolžina vnosa znaša:

$$l_{pt} = 1.25 \cdot 0.19 \cdot 1.25 \text{ cm} \cdot \frac{97.88}{0.4} = 72.6 \text{ cm}.$$

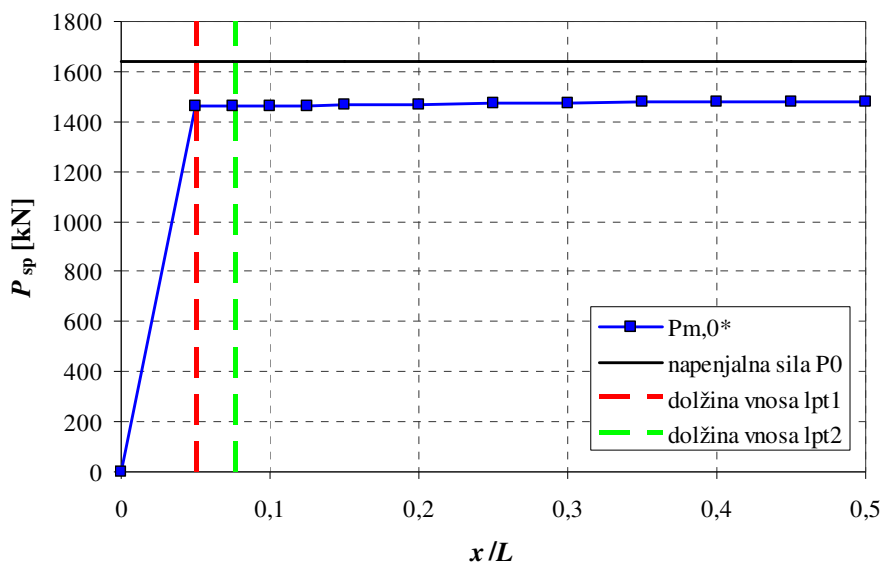
Za kontrolo lokalnih napetosti ob sprostitvi, osnovno vrednost dolžine vnosa prednapetosti ustrezno reduciramo in dobimo t.i. računsko dolžino vnosa l_{pt1} , ki je:

$$l_{pt1} = 0.8 \cdot l_{pt} = 58.1 \text{ cm}. \quad (2.72)$$

V primeru analize konstrukcije v mejnih stanjih nosilnosti (npr. pri strigu) pa moramo osnovno dolžino vnosa ustrezno povečati. Računsko dolžino vnosa označimo z l_{pt2} :

$$l_{pt2} = 1.2 \cdot l_{pt} = 87.1 \text{ cm}. \quad (2.73)$$

Na sliki 11 z modro krivuljo prikazujemo potek kabske sile vzdolž votle plošče takoj po rezanju kablov. V območju računsko dolžine vnosa l_{pt1} kabsko silo ustrezno reduciramo.

Slika 11: Začetna napenjalna sila P_0 , sila po rezanju $P_{m,0}$, dolžina vnosa l_{pt1} ter l_{pt2}

2.8.8 Kontrola napetosti v betonu tik po rezanju kablov

Tlačna napetost v betonu, ki je posledica sile prednapetja, ne sme prekoračiti dovoljenih vrednosti. V primeru pojava nateznih napetosti, moramo na teh mestih bodisi zagotoviti ustrezno armaturo ali pa poskrbeti, da so natezne napetosti manjše od natezne trdnosti betona.

Upoštevamo, da se največje napetosti pojavijo na zgornjem oziroma spodnjem robu prednapete plošče.

Ob upoštevanju ugodnega vpliva lastne teže plošče, napetosti izračunamo z izrazoma:

$$\sigma_c^{sp}(x) = \frac{M_{l.t.}(x)}{I_{id}} \cdot z_{T,id,sp} - \frac{P_{m,0}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m,0}(x) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot z_{T,id,sp}, \quad (2.74)$$

$$\sigma_c^{zg}(x) = -\frac{M_{l.t.}(x)}{I_{id}} \cdot z_{T,id,zg} - \frac{P_{m,0}(x)}{A_{id}} + \frac{P_{m,0}(x) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot z_{T,id,zg}. \quad (2.75)$$

Napetosti izračunamo v različnih prečnih prerezi vzdolž plošče. Rezultate zberemo v preglednici 7 ter jih primerjamo z dovoljenimi napetostmi.

Preglednica 7: Napetosti na zgornjem in spodnjem robu vzdolž prednapete plošče ter dovoljene vrednosti napetosti

x [m]	x / L	$P_{m,o}$ [kN]	$M_{1,t}$ [kNm]	$\sigma_{c,sp}(x)$ [kN/cm ²]	$\sigma_{c,zg}(x)$ [kN/cm ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,28	0,03	716,94	0,00	-0,80	0,14
0,57	0,05	1433,89	0,00	-1,60	0,27
0,85	0,08	1462,57	0,00	-1,63	0,27
1,14	0,10	1462,57	0,00	-1,63	0,27
1,42	0,13	1464,52	6,63	-1,60	0,25
1,70	0,15	1466,34	12,83	-1,58	0,22
2,27	0,20	1469,61	23,94	-1,53	0,18
2,84	0,25	1472,37	33,35	-1,49	0,14
3,41	0,30	1474,63	41,04	-1,46	0,10
3,97	0,35	1476,39	47,03	-1,44	0,08
4,54	0,40	1477,65	51,30	-1,42	0,06
5,11	0,45	1478,40	53,87	-1,41	0,05
5,68	0,50	1478,66	54,72	-1,41	0,04

Dovoljene tlačne napetosti v betonu:

$$|\sigma_c| \leq 0.7 f_{ck}(t_T) = 2.02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck}(t_T) = 2.88 \text{ kN/cm}^2$$

Dovoljene natezne napetosti v betonu:

$$\sigma_c \leq f_{ctm}(t_T) = 0.27 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T) \cdot f_{ctm}$$

Ugotovimo, da so napetosti na zgornjem in spodnjem robu plošče manjše od dovoljenih, zato dodatni ukrepi niso potrebni.

2.8.9 Časovno odvisne izgube prednapetja zaradi lezenja in krčenja betona ter dolgotrajne relaksacije prednapetega jekla

Po rezanju kablov, t.j. po vnosu prednapetja v beton, plošče za kratek čas obležijo na deponiji, nato pa jih ustrezno transportiramo na objekt, kjer pričnejo služiti primarnemu namenu. Zaradi delovanja trajne obtežbe se sila v kablích s časom zmanjšuje. Govorimo o časovno odvisnih izgubah sile prednapetja, ki so v glavnem posledica lezenja in krčenja betona ter dolgotrajne relaksacije jekla za prednapenjanje. Standard SIST EN 1992-1-1 podaja izraz, s katerim lahko na poenostavljen način določimo časovno odvisne izgube kableske sile, na poljubnem mestu vzdolž prednapetega elementa, pri delovanju trajne obtežbe:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \Phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) (1 + 0.8 \cdot \Phi(t, t_0)) \right]} \quad (2.76)$$

Pomen oznak v izrazu (2.76) je sledeč:

- $\Delta\sigma_{p,c+s+t}$ je absolutna vrednost spremembe napetosti v kablilih v času t na mestu x , zaradi lezenja ter krčenja betona in relaksacije jekla,
- ε_{cs} je absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja od rezanja pa do časa t ,
- $\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}}$, (2.77)

- $\Delta\sigma_{pr}$ je absolutna vrednost spremembe napetosti v kablilih na mestu x v času t , zaradi relaksacije prednapetega jekla. Izračunamo jo pri napetostih v kablilih zaradi prednapetja in navidezno stalnih vplivov in sicer:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \Psi_2 Q), \quad (2.78)$$

- $\sigma_{c,QP}$ je napetost v betonu na mestu kablov zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih ustreznih navidezno stalnih vplivov. Izračunamo je z izrazom:

$$\sigma_{c,QP}^{sp}(x) = -\frac{P_{m,0}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m,0}(x) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot e_p + \frac{M_{n.s.k.v}(x)}{I_{id}} \cdot e_p, \quad (2.79)$$

- $\Phi(t, t_0)$ je koeficient lezenja betona za čas od nastopa obtežbe pa do časa t ,
- z_{cp} pa je oddaljenost skupnega težišča kablov od težišča prečnega prereza plošče.

V nadaljevanju izračunamo posamezne prispevke za končni čas:

- deformacija krčenja:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_T) = \varepsilon_{cd}(\infty, t_T) - \varepsilon_{ca}(\infty, t_T). \quad (2.80)$$

- Krčenje zaradi sušenja:

$$\varepsilon_{cd}(\infty, 0) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.833 \cdot 0.494\text{‰} = 0.412\text{‰}, \quad (2.81)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty, t_T) = \varepsilon_{cd}(\infty, 0) - \varepsilon_{cd}(t_T, 0) = 0.412\text{‰} - 0.0158\text{‰} = 0.396\text{‰}. \quad (2.82)$$

- Avtogeno krčenje

$$\varepsilon_{ca}(\infty, 0) = \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.075\text{‰}, \quad (2.83)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty, t_T) = \varepsilon_{ca}(\infty, 0) - \varepsilon_{ca}(t_T, 0) = 0.075\text{‰} - 0.02735\text{‰} = 0.0477\text{‰}, \quad (2.84)$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_T) = 0.396\text{‰} + 0.0477\text{‰} = 0.4439\text{‰}.$$

- dolgotrajna relaksacija kablov po rezanju

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{pr,\infty} - \Delta\sigma_{pr,24ur}, \quad (2.85)$$

$$\Delta\sigma_{pr,\infty} = \sigma_p \cdot \left(0.83 - \frac{0.111}{1-\mu}\right) \cdot \rho_{1000} \cdot e^{10.985 \cdot \mu} \left(\frac{t_\infty}{1000}\right)^{0.267} \cdot 10^{-5}, \quad (2.86)$$

$$t_\infty = 59000 \text{ ur (ocena)},$$

$$\sigma_p = 110 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\Delta\sigma_{pr,\infty} = 3.011 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\Delta\sigma_{pr,24ur} = 0.749 \text{ kN/cm}^2, \text{ (glej enačbo (2.50))},$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 3.011 \text{ kN/cm}^2 - 0.749 \text{ kN/cm}^2 = 2.26 \text{ kN/cm}^2.$$

- lezenje betona: $\Phi(\infty, t_0) = 3$,
- oddaljenost kablov od težišča prereza: $z_{cp} = 14.96 \text{ cm}$.

V preglednici 8 prikazujemo končne vrednosti izgub sile prednapetja vzdolž prednapete plošče zaradi lezenja, krčenja betona ter dolgotrajne relaksacije jekla.

Preglednica 8: Končne vrednosti izgub sile prednapetja

x / L	$P_{m,o}$ [kN]	$M_{n.s.k.v}$ [kNm]	$\sigma_{c,QP,sp}(x)$ [kN/cm ²]	ε_{cs} [‰]	$\Delta\sigma_{pr}$ [kN/cm ²]	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [kN/cm ²]	ΔP_{c+s+r} [kN]
0,000	0,00	0,00	0,00	0,44	2,26	0,00	0,00
0,025	716,94	26,24	-0,59	0,44	2,26	15,90	236,53
0,050	1433,89	51,12	-1,19	0,44	2,26	23,70	352,65
0,075	1462,57	74,67	-1,14	0,44	2,26	23,05	342,97
0,100	1462,57	96,87	-1,06	0,44	2,26	22,10	328,86
0,125	1464,52	117,72	-1,00	0,44	2,26	21,23	315,97
0,150	1466,34	137,23	-0,94	0,44	2,26	20,42	303,91
0,200	1469,61	172,21	-0,83	0,44	2,26	18,97	282,29
0,250	1472,37	201,81	-0,73	0,44	2,26	17,74	263,99
0,300	1474,63	226,03	-0,65	0,44	2,26	16,74	249,02
0,350	1476,39	244,86	-0,60	0,44	2,26	15,95	237,38
0,400	1477,65	258,31	-0,55	0,44	2,26	15,39	229,06
0,450	1478,40	266,39	-0,53	0,44	2,26	15,06	224,07
0,500	1478,66	269,08	-0,52	0,44	2,26	14,95	222,41

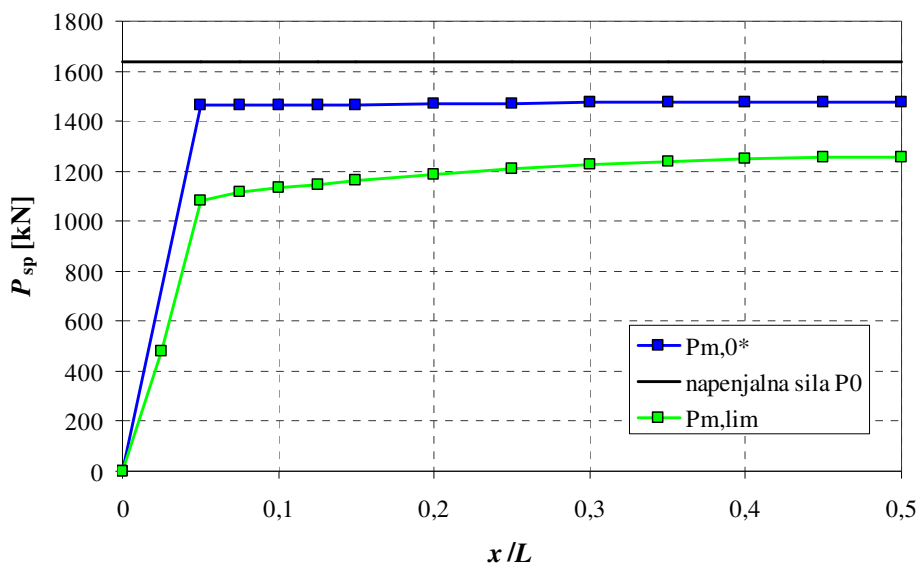
Sedaj lahko izračunamo še končne vrednosti sile prednapetja vzdolž plošče:

$$P_{m,\infty} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r}. \quad (2.87)$$

Izračunane vrednosti prikažemo v preglednici 9 oziroma na sliki 12.

Preglednica 9: Končne vrednosti sile prednapetja

x/L	x [m]	$P_{m,\infty}$ [kN]
0,000	0,00	0,00
0,025	0,28	480,42
0,050	0,57	1081,24
0,075	0,85	1119,60
0,100	1,14	1133,71
0,125	1,42	1148,54
0,150	1,70	1162,43
0,200	2,27	1187,32
0,250	2,84	1208,38
0,300	3,41	1225,61
0,350	3,97	1239,01
0,400	4,54	1248,59
0,450	5,11	1254,33
0,500	5,68	1256,24



Slika 12: Začetna napenjalna sila P_0 , sila po rezanju $P_{m,0}$ ter končna sila prednapetja $P_{m,lim}$

2.8.10 Kontrola varnosti plošče v mejnih stanjih uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti preverjamo napetosti in razpoke v plošči.

V betonu moramo omejiti tlačne napetosti, s tem preprečimo pretirane deformacije lezenja, ki bi lahko imele nesprejemljive učinke na funkcijo plošče. Tlačne napetosti v plošči morajo biti pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe manjše od $0.45 f_{ck}$. V nasprotnem primeru moramo v analizi upoštevati nelinearno lezenje betona.

Razpoke omejimo do takšne mere, da ne poslabšajo funkcije ali trajnosti plošče oziroma ne povzročijo nesprejemljivega videza. Največjo dovoljeno računsko širino razpoke moramo določiti z upoštevanjem predvidene funkcije in narave konstrukcije. Glede na pogoje okolja ploščo uvrstimo v razred izpostavljenosti XC4. To pomeni, da se bo plošča med projektno življenjsko dobo nahajala v izmeničnem mokro-suhem okolju, morebitna korozija pa se bo pojavila zaradi karbonatizacije. V tem primeru moramo pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe zagotoviti dekompresijo, pri pogosti kombinaciji obtežbe pa razpoke ne smejo prekoračiti dovoljene širine 0.2 mm. Pogoje podrobneje predstavimo v preglednici 10.

Preglednica 10: Dovoljena računška širina razpoke v odvisnosti od razreda izpostavljenosti ter vrste betonskega elementa

Razred izpostavljenosti	Armirano betonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0,4 (1)	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 (2)
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija
OPOMBA 1: Za razreda izpostavljenosti X0, XC1 širina razpok ne vpliva na trajnost, navedena omejitev širine razpok je določena za zagotavljanje sprejemljivega videza. Če glede videza ni nobenih zahtev, se lahko ta omejitev oblaži.		
OPOMBA 2: Za te razrede izpostavljenosti je treba pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe dodatno zagotoviti stanje dekompresije.		

Pri pogoju dekompresije moramo zagotoviti, da vsi kabli ležijo najmanj 25 mm globoko v tlačnem betonu.

Napetostno in deformacijsko stanje v prečnem prerezu plošče pri $x = L/2$, za navidezno stalno kombinacijo vplivov (G + P + 0.6 Q)

Končno silo prednapetja v plošči odčitamo iz preglednice 9, upogibne momente pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe pa iz enačbe (2.28). Na spodnjem robu prednapete plošče preverjamo pogoj dekompresije, na zgornjem pa tlačne napetosti v betonu.

$$\sigma_c^{sp}(x = 0.5L) = -\frac{P_{m,\infty}(L/2)}{A_{id}} - \frac{P_{m,\infty}(L/2) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot z_{T,id,sp} + \frac{M_{n.s.k.v.}(L/2)}{I_{id}} \cdot z_{T,id,sp}, \quad (2.88)$$

$$\begin{aligned} \sigma_c^{sp}(x = 0.5L) &= -\frac{1256}{2193} \text{ kN/cm}^2 - \frac{1256 \cdot 14.96}{459434} \cdot 19.83 \text{ kN/cm}^2 + \frac{26910}{459434} \cdot 19.83 \text{ kN/cm}^2 = \\ &= -0.222 \text{ kN/cm}^2, \end{aligned}$$

$$\sigma_c^{zg}(x = 0.5L) = -\frac{P_{m,\infty}(L/2)}{A_{id}} + \frac{P_{m,\infty}(L/2) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot z_{T,id,zg} - \frac{M_{n.s.k.v.}(L/2)}{I_{id}} \cdot z_{T,id,zg}, \quad (2.89)$$

$$\begin{aligned} \sigma_c^{zg}(x = 0.5L) &= -\frac{1256}{2193} \text{ kN/cm}^2 + \frac{1256 \cdot 14.96}{459434} \cdot 20.17 \text{ kN/cm}^2 - \frac{26910}{459434} \cdot 20.17 \text{ kN/cm}^2 = \\ &= -0.946 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

Ugotovimo, da je pogoj dekompresije izpolnjen, tudi tlačne napetosti na zgornjem robu plošče so manjše od $0.45 f_{ck} = 1.8 \text{ kN/cm}^2$.

Razporeditev deformacij po prečnem prerezu izračunamo s pomočjo MS Excelovega reševalca. Pri tem upoštevamo zvezo med napetostjo in deformacijo betona oziroma jekla za prednapenjanje skladno s SIST EN 1992-1-1 in sicer za mejna stanja uporabnosti (parabola+premica). Parametre nastavimo tako, da ob dani obremenitvi prereza zagotovimo ravnotežje upogibnih momentov in osnih sil v prečnem prerezu. Obremenitev podamo v težišču prereza:

$$N_{n.s.k.v.}^* = P_{m,\infty} = 1256 \text{ kN},$$

$$M_{n.s.k.v.}^* = M_{n.s.k.v.} - N_{n.s.k.v.}^* \cdot e_p = 269.1 \text{ kNm} - 1256 \text{ kN} \cdot 0.1496 \text{ m} = 81.2 \text{ kNm}. \quad (2.90)$$

Na sliki 13 prikazujemo rezultate računa.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= 0 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm
z_s'= -19,69 cm
z_s= 20,31 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps l= -0,253 -3,5
Eps s**= -0,054 15

** če je negativno velja za Eps 0
(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -0,25 15
Eps (3/7h)= -0,17 -2
Eps 2= -0,05 -3,5
Eps 0= -0,16 prom.
Eps M= 0,0050 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENTEV:

N_{n.s.k.v.}= -1256 kN
M_{n.s.k.v.}= 81,2024 kNm

Eps p = -0,07855 ‰

Δ Eps p = 0 ‰

Eps p (n.s.k.v) = -0,07855 ‰

POTREBNA ARMATURA:

As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²
As+As'= 0,00 cm²
ΔAs= 0,00 cm²
μ= 0,00 %

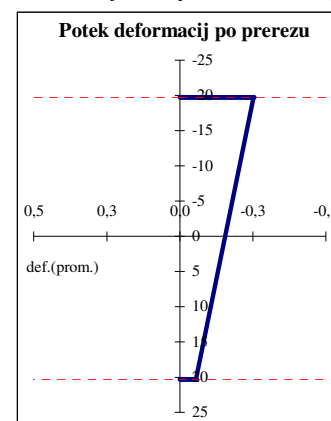
Kvaliteta materialov:

beton C40/50 αfcd= 4,00 kN/cm²
arm. S500 fyd= 50,00 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN

Skiciraj prečni prerez

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprereza



enojna armatura zadostuje

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 13: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe plošče

Potrdi se ugotovitev iz enačb (2.89) in (2.90), da je celoten prečni prerez plošče tlačno obremenjen.

Robni deformaciji betona v končnem času (pri času $t = \infty$) sta:

$$\epsilon_c^{zg} = -0,253 ‰,$$

$$\epsilon_c^{sp} = -0,054 ‰, \text{ (pogoju dekompresije je zadoščeno!)}$$

Pripadajoči robni napetosti izračunamo po enačbi (2.13) in znašata:

$$\sigma_c^{zg} = -0.947 \text{ kN/cm}^2 < -0.45 f_{ck} = 1.8 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.91)$$

$$\sigma_c^{sp} = -0.213 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.92)$$

Napetosti izračunani po enačbah (2.91) in (2.92), sta glede na napetosti izračunani po enačbah (2.88) in (2.89) različni. V enačbah (2.91) in (2.92) upoštevamo zvezo med napetostjo in deformacijo betona oziroma jekla za prednapenjanje skladno s SIST EN 1992-1-1, za mejna stanja uporabnosti (parabola+premica) in je zato takšen izračun bolj natančen.

Deformacija betona na mestu kablov je:

$$\varepsilon_{cp,n.s.k.v.} = -0.07855\% . \quad (2.93)$$

Napetost v kablji v končnem času ($t = \infty$) je:

$$\sigma_{p,\infty} = \frac{P_{m,\infty}}{A_p} = \frac{1256 \text{ kN}}{14.88 \text{ cm}^2} = 84.4 \text{ kN/cm}^2 = \begin{cases} 0.45 f_{pk} \\ 0.51 f_{p,0.1k} \end{cases} . \quad (2.94)$$

Deformacije v kablji v končnem času ($t = \infty$) pa je:

$$\varepsilon_{p,\infty} = \frac{\sigma_{p,\infty}}{E_p} = \frac{84.4}{19500} = 4.33\% . \quad (2.95)$$

Napetostno in deformacijsko stanje v prečnem prerezu plošče pri $x = L/2$, za pogosto kombinacijo vplivov (G + P +0.7 Q)

V primeru pogoste kombinacije obtežbe je obremenitev v težišču prečnega prereza naslednja:

$$N_{pog}^* = P_{m,\infty} + (\varepsilon_{cp,pog} - \varepsilon_{cp,n.s.k.v.}) \cdot E_p \cdot A_p, \quad (2.96)$$

$$M_{pog}^* = M_{pog} - N_{pog}^* \cdot e_p. \quad (2.97)$$

Na sliki 14 prikazujemo rezultate izračuna z MS Excelovim reševalcem.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Legla armature v prerezu:

a= 0 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm
z_s'= -19,69 cm
z_s= 20,31 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -0,296 -3,5
Eps s**= -0,038 15

** če je negativno velja za Eps 0
(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -0,30 15
Eps (3/7h)= -0,19 -2
Eps 2= -0,04 -3,5
Eps 0= -0,17 prom.
Eps M= 0,0064 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:

N_{pog}= -1258,59 kN
M_{pog}= 100,1155 kNm

Eps p = -0,06969 ‰

Δ Eps p = 0,0158 ‰

Eps p (n.s.k.v) = -0,0933 ‰

POTREBNA ARMATURA:

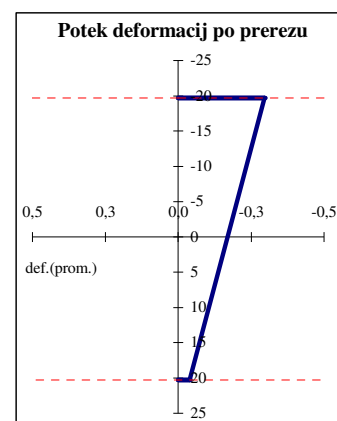
As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²
As+As'= 0,00 cm²
ΔAs= 0,00 cm²
μ= 0,00 %

Kvaliteta materialov:

beton C40/50 ofcd= 4,00 kN/cm²

arm. S500 fyd= 50,00 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN

 Skiciraj prečni prerez


enojna armatura ▼ ne zadostuje

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 14: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ pri pogosti kombinaciji obtežbe plošče

Ugotovimo, da je pri pogosti kombinaciji obtežbe prečni prerez na sredini razpetine prednapete plošče še vedno tlačno obremenjen. Zato kontrola širine razpok ni potrebna.

Deformacije v betonu pri času $t = \infty$:

$$\varepsilon_c^{zg} = -0.296\text{‰},$$

$$\varepsilon_c^{sp} = -0.038\text{‰}, \text{ (ni potrebno kontrolirati razpok).}$$

Napetosti v betonu pri času $t = \infty$:

$$\sigma_c^{zg} = -1.096 \text{ kN/cm}^2 < -0.45 f_{ck} = 1.8 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.98)$$

$$\sigma_c^{sp} = -0.151 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.99)$$

Deformacija betona na mestu kablov:

$$\varepsilon_{cp,pog} = -0.0697\text{‰}.$$

Skupna deformacija kabla:

$$\varepsilon_{p,pog} = \varepsilon_{p,\infty} + (\varepsilon_{cp,pog} - \varepsilon_{cp,n.s.k.v.}) = 4.33\text{‰} + (-0.0697\text{‰} + 0.0786\text{‰}) = 4.34\text{‰}. \quad (2.100)$$

Osna sila v kablju:

$$P_{m,pog} = \varepsilon_{p,pog} \cdot A_p \cdot E_p = 4.34 \cdot 10^{-3} \cdot 14.88 \text{ cm}^2 \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 = 1259 \text{ kN}. \quad (2.101)$$

Napetosti v kablju pri $t = \infty$:

$$\sigma_{p,\infty} = \frac{P_{m,pog}}{A_p} = \frac{1259 \text{ kN}}{14.88 \text{ cm}^2} = 84.61 \text{ kN/cm}^2 = \begin{cases} 0.45 f_{pk} \\ 0.51 f_{p,0.1k} \end{cases}. \quad (2.102)$$

2.8.11 Kontrola varnosti plošče v mejnih stanjih nosilnosti

V mejnih stanjih nosilnosti preverjamo varnost prednapete votle plošče pri strižni oziroma upogibni obremenitvi.

Strižna obremenitev – napetostno in deformacijsko stanje v prečnem prerezu plošče ob podpori pri $x = d$

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1 je strižna odpornost prednapetega elementa brez strižne armature odvisna od razpokanosti zaradi upogibne obremenitve. V območjih, ki zaradi upogibne obremenitve niso razpokana, to pomeni da je upogibna natezna napetost v betonu manjša od projektne natezne trdnosti betona f_{ctd} , moramo strižno odpornost omejiti z natezno trdnostjo betona.

Napetostno in deformacijsko stanje v prerezu pri osno-upogibni obremenitvi izračunamo s pomočjo MS Excelovega reševalca. Pri tem upoštevamo zvezo med napetostjo in deformacijo betona oziroma jekla za prednapenjanje skladno s SIST EN 1992-1-1 za mejna stanja nosilnosti. Parametre nastavimo tako, da ob dani obremenitvi prereza zagotovimo ravnotežje upogibnih momentov in osnih sil.

Obremenitev podamo v težišču prereza:

$$N_{Ed,msn}(x=d) = P_{m,\infty}(x=d) \cdot \frac{d}{l_{pt2}} = 458.4 \text{ kN}, \quad (2.103)$$

$$M_{Ed,msn}(x=d) = 59.5 \text{ kNm},$$

$$M_{Ed,msn}^*(x=d) = M_{Ed,msn}(x=d) - N_{Ed,msn}(x=d) \cdot e_p = -9.1 \text{ kNm}. \quad (2.104)$$

Na sliki 15 prikazujemo ravnotežje prereza pri $x = d$.

Število podprezov:

PODPREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= cm
a'= cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm z_s'= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm z_s= 20,31 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -3,5 Eps s'= 15
Eps s**= 15 Eps (3/7h)= -2
** če je negativno velja za Eps 0 Eps 2= -3,5
(rdeče vrednosti so mejne) Eps 0= prom.
Eps M= prom./cm

RAČUNSKA OBREMNITEV:

Nsd= kN
Msd= kNm

POTREBNA ARMATURA:

As=	<input type="text" value="0,00"/>	cm ²
As'=	<input type="text" value="0,00"/>	cm ²
As+As'=	0,00	cm ²
ΔAs=	0,00	cm ²
μ=	0,00	%

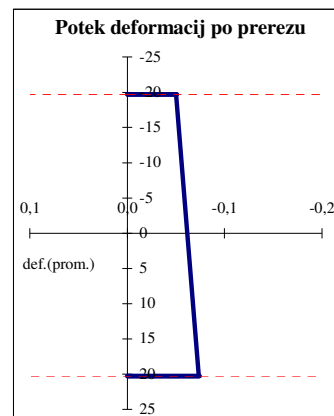
Kvaliteta materialov:

beton C40/50 αfcd= kN/cm²

arm. S500 fyd= kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN Skiciraj prečni prerez

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprezov



enojna armatura ▼ ne zadostuje

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 15: Ravnotežje prereza pri $x = d$ za mejna stanja nosilnosti

Ugotovimo, da prečni prerez zaradi osno-upogibne obremenitve ni razpokan. Skladno s SIST EN 1992-1-1 strižno odpornost nerazpokanega prednapetega elementa brez strižne armature izračunamo z izrazom:

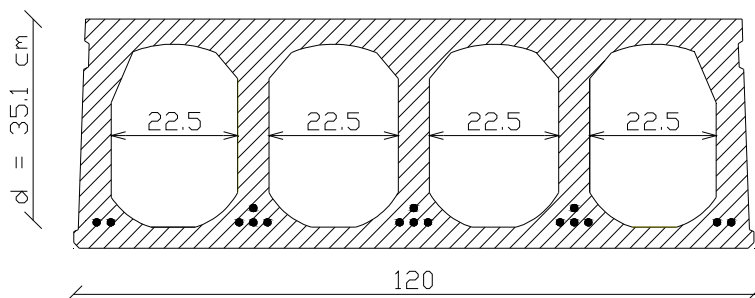
$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (2.105)$$

kjer je I vztrajnostni moment prereza, b_w je širina prečnega prereza v težiščni osi, S je statični moment ploskve prereza nad težiščno osjo glede na težiščno os, $\alpha_1 = l_x/l_{pt2}$, l_x je oddaljenost obravnavanega prereza od začetne točke dolžine prenosa, l_{pt2} je računski dolžina vnosa sile prednapetja za mejna stanja nosilnosti (glej enačbo (2.73)), σ_{cp} je tlačna napetost betona v težišču prečnega prereza zaradi prednapetja, f_{ctd} pa je projektna natezna trdnost betona.

V obravnavam prečnem prerezu je velikost prečne sile v mejnem stanju nosilnosti sledeča:

$$V_{Ed,msn}(x=d) = V_{msn}(x=0) - q_{msn} \cdot d = 175 \text{ kN} - 30.84 \text{ kN/m} \cdot 0.351 \text{ m} = 164.2 \text{ kN} . \quad (2.106)$$

Na sliki 16 prikazujemo prečni prerez votle plošče, na katerem označimo širino v težiščni osi ter statično višino prereza.



Slika 16: Prečni prerez prednapete votle plošče in širina prereza v težiščni osi

Vrednosti iz izraza (2.105) so:

$$I = 459434 \text{ cm}^4,$$

$$b_w = 120 \text{ cm} - 4 \cdot 22.5 \text{ cm} = 30 \text{ cm} ,$$

$$S = 14154 \text{ cm}^3 ,$$

$$l_x = d = 35.1 \text{ cm} ,$$

$$l_{pt2} = 87.1 \text{ cm} ,$$

$$\alpha_1 = \frac{35.1}{87.1} = 0.403 ,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{458.35 \text{ kN}}{2125 \text{ cm}^2} = 0.216 \text{ kN/cm}^2 \text{ in} \quad (2.107)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{0.25 \text{ kN}}{1.5 \text{ cm}^2} = 0.167 \text{ kN/cm}^2 . \quad (2.108)$$

Strižna odpornost nerazpokanega prereza je torej:

$$V_{Rd,c} = \frac{459434 \cdot 30}{14154} \text{ cm}^2 \sqrt{\left(0.167 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + 0.403 \cdot 0.216 \cdot 0.167 \frac{\text{kN}^2}{\text{cm}^4}} = 200.6 \text{ kN},$$

in je večja od strižne obremenitve prečnega prereza, t.j.:

$$V_{Rd,c} = 200.6 \text{ kN} > V_{Ed,msn}(x = d) = 164.2 \text{ kN}.$$

To pomeni, da prečni prerez prednapete votle plošče zagotavlja varnost proti strižni porušitvi tudi brez uporabe strižne armature.

Osno-upogibna obremenitev - prečni prerez pri $x = L/2$ pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

Napetostno in deformacijsko stanje prečnega prereza na sredini razpetine plošče pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe v končnem stanju, smo določili že v poglavju 2.8.10. Tukaj povzamemo le rezultate:

- deformacija betona na mestu kabla:

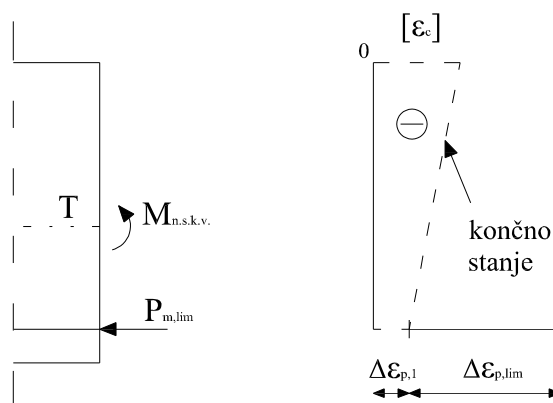
$$\Delta \varepsilon_{cp,1} = 0.0786 \text{ ‰}.$$

- celotna deformacija kablov v končnem času:

$$\Delta \varepsilon_{p,\infty}^{\text{sp}} = 4.39 \text{ ‰}.$$

Pri tem smo upoštevali polno sprijemnost med betonom in kabli ($\Delta \varepsilon_{cp} = \Delta \varepsilon_p$).

Na sliki 17 prikazujemo obremenitev in deformacije v prečnem prerezu.

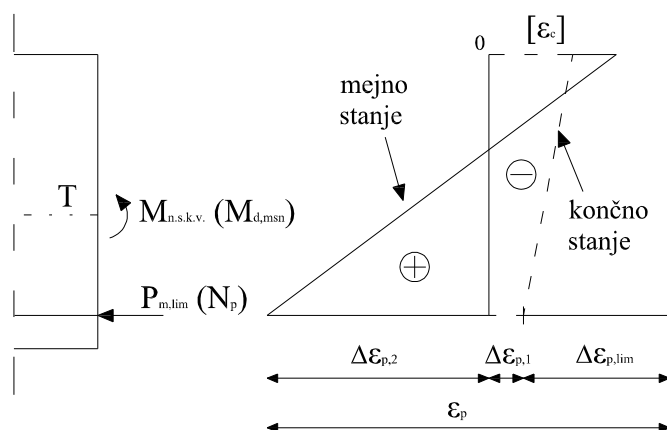


Slika 17: Obremenitev in deformacije v prečnem prerezu v končnem času

Osno-upogibna obremenitev - prečni prerez pri $x = L/2$ - prehod iz končnega v mejno stanje

S prehodom iz končnega stanja, t.j. iz mejnega stanja uporabnosti, v mejno stanje nosilnosti se obremenitev prečnega prereza poveča. Upogibni moment se poveča iz 269.1 na 496.6 kNm. Pri tem se povečajo tudi deformacije prereza, vendar pa morajo ostati v mejah možne deformacije za mejna stanja nosilnosti, ki je za beton $\varepsilon_{cu2} = -3.5\%$, za jeklo za prednapenjanje pa $\varepsilon_{ud} = 20\%$. Predpostavimo, da je tudi v mejnem stanju nosilnosti deformacija v kablju za prednapenjanje enaka deformaciji okoliškega betona. Tako deformacija kablov v mejnem stanju nosilnosti odgovarja deformaciji, ki je dosežena v končnem stanju, povečani za deformacijo, ki jo povzroča deformiranje konstrukcije med prehodom iz končnega v mejno stanje. Pri računu napetosti v kablju moramo dodatno upoštevati tudi njihovo predeformiranost.

Na sliki 18 prikazujemo obremenitev in deformacije v prečnem prerezu, pri prehodu iz končnega stanja v mejno stanje.



Slika 18: Obremenitev ter deformacije prereza pri prehodu iz končnega v mejno stanje

Ob upoštevanju kompatibilnosti deformacij na stiku med betonom in kabli zapišemo:

$$\Delta \varepsilon_{p,2} = \Delta \varepsilon_{cp} . \quad (2.109)$$

Deformacije v kablh v mejnem stanju torej so:

$$\varepsilon_p = \Delta \varepsilon_{p,\infty} + \Delta \varepsilon_{p,1} + \Delta \varepsilon_{p,2} , \quad (2.110)$$

kjer je $\Delta \varepsilon_{p,\infty}$ preddeformiranost kablov, $\Delta \varepsilon_{p,1}$ je deformacija, ki je dosežena v končnem stanju, $\Delta \varepsilon_{p,2}$ pa je povečanje deformacije prereza zaradi deformiranja konstrukcije med prehodom iz končnega v mejno stanje.

Če želimo, da so kabli plastificirani, mora za deformacijo kabla veljati naslednji pogoj:

$$\varepsilon_p \geq \varepsilon_{p,y} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{145.56}{19500} = 7.465\% , \quad (2.111)$$

kjer je f_{pd} projektna natezna trdnost jekla za prednapenjanje. Pogoj je izpolnjen, ko znaša povečanje deformacij prereza med prehodom iz končnega v mejno stanje vsaj:

$$\Delta \varepsilon_{p,2} \geq \varepsilon_{py} - \Delta \varepsilon_{p,\infty} - \Delta \varepsilon_{p,1} = 7.465 - 4.33 - 0.0786 = 3.06\% . \quad (2.112)$$

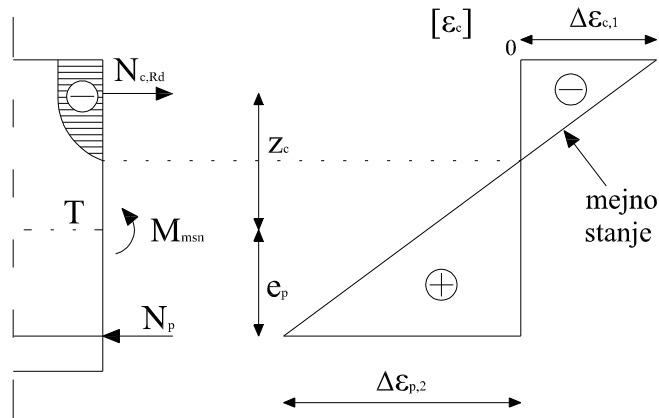
Osno-upogibna obremenitev - prečni prerez pri $x = L/2$ – mejno stanje nosilnosti

Napetostno in deformacijsko stanje v prerezu pri osno-upogibni obremenitvi izračunamo s pomočjo MS Excelovega reševalca. Pri tem upoštevamo zvezo med napetostjo in deformacijo betona oziroma jekla za prednapenjanje skladno s SIST EN 1992-1-1 za mejna stanja nosilnosti. Deformacije prereza morajo biti takšne, da ob dani obremenitvi zagotavljajo ravnotežje upogibnih momentov in osnih sil v prerezu, a hkrati ne prekoračijo mejnih vrednosti. Obremenitev podamo v težišču prereza. Pri tem predpostavimo, da bodo kabli plastificirani.

$$N_{msn}^* = f_{pd} \cdot A_p = 145.56 \cdot 14.88 \text{ kN} = 2165.9 \text{ kN} , \quad (2.113)$$

$$M_{msn}^* = M_{msn}(x = 0.5L) - N_{msn}^* \cdot e_p = 496.6 \text{ kNm} - 2165.9 \cdot 0.1496 \text{ kNm} = 172.58 \text{ kNm} . \quad (2.114)$$

Rešitev je pri robnih deformacijah $\Delta\varepsilon_{p,2} = 10\text{‰}$ in $\Delta\varepsilon_{c,1} = -2.65\text{‰}$, kjer je $\Delta\varepsilon_{c,1}$ največja tlačna deformacija betona. Na sliki 19 prikazujemo obremenitve ter deformacije prereza v mejnem stanju nosilnosti, na sliki 20 pa rešitev ravnotežja prereza za mejno stanje nosilnosti.



Slika 19: Obremenitev ter deformacije prereza v mejnem stanju nosilnosti

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Legra armature v prerezu:

a= 4,9 cm

a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:A= 2125,0 cm²

h= 40,00 cm

z_zg.rob= -19,69 cm

z_sp.rob= 20,31 cm

z_s'= -19,69 cm

z_s= 15,41 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -2,647 -3,5

Eps s**= 10,000 10

** če je negativno velja za Eps 0

(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -2,65 15

Eps (3/7h)= 3,53 -2

Eps 2= 11,77 -3,5

Eps 0= 4,45 prom.

Eps M= 0,3603 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:

Nsd= -2165,93 kN

Msd= 172,5765 kNm

POTREBNA ARMATURA:As= -13,92 cm²As'= 0,00 cm²As+As'= 13,92 cm²ΔAs= 13,92 cm²

μ= 0,66 %

Kvaliteta materialov:

beton C40/50

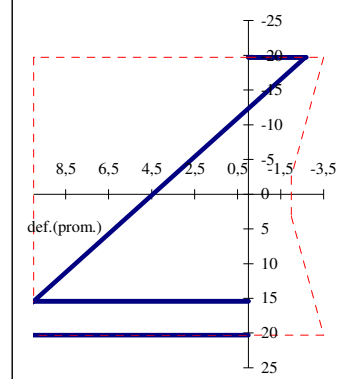
αfcd= 2,67 kN/cm²

arm. S500

fyd= 43,48 kN/cm²

Tabela*

IZRAČUN

 Skiciraj prečni pr**Potek deformacij po prerezu**

dvojna armatura

Minimalna arm.

Simetrična arm.

Slika 20: Ravnotežje prereza pri $x = L/2$ za mejna stanja nosilnosti

Največja tlačna deformacija v betonu je večja od tlačne deformacije betona, pri največji napetosti $\epsilon_{c1} = -2\text{‰}$, kar pomeni, da je največja tlačna napetost v betonu enaka projektni tlačni trdnosti betona:

$$\sigma_{c,msn}^{zg} = f_{cd} = 2.67 \text{ kN/cm}^2.$$

Deformacija v kablji za prednapenjanje je enaka deformaciji okoliškega betona in je:

$$\Delta \varepsilon_{p,2} = 10\text{‰}.$$

Celotna deformacija kablov torej je:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,\infty} + (\varepsilon_{cp,1,msn} - \varepsilon_{cp,1,n.s.k.v.}) = 14.25\text{‰}, \quad (2.115)$$

in je manjša od mejne deformacije jekla za prednapenjanje $\varepsilon_{ud} = 20\text{‰}$. Ker pa je deformacija kablov večja od deformacije, pri kateri se kabli plastificirajo (glej enačbo (2.112)), lahko osno silo v kablji izračunamo kot produkt ploščine kablov in projektne natezne trdnosti jekla za prednapenjanje:

$$P_{m,msn} = f_{pd} \cdot A_p = 145.56 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14.88 \text{ cm}^2 = 2165.9 \text{ kN}. \quad (2.116)$$

Izkaže se, da je ravnotežje v prerezu zagotovljeno že z omenjenimi kablji, ki so plastično deformirani, brez dodatne mehke armature, saj je potrebna količina mehke armature negativnega predznaka (glej sliko 20).

3 DOKAZ VARNOSTI PREDNAPETE VOTLE PLOŠČE V POGOJIH POŽARA

3.1 Splošno

Dokaz požarne varnosti temelji na uporabi računskega modela konstrukcije, ki mora odražati pričakovano obnašanje konstrukcije med požarom. Pri tem moramo dokazati, da v celotnem času izpostavljenosti konstrukcije požaru velja:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (3.1)$$

Pri tem je $E_{d,fi}$ projektni učinek vplivov v požarnem projektnejem stanju, $R_{d,t,fi}$ pa je pripadajoča projektna odpornost, prav tako v požarnem projektnejem stanju. Požarna odpornost elementa gradbene konstrukcije je sposobnost, da določen čas izpolnjuje zahteve glede nosilnosti, celovitosti in/ali toplotne izolativnosti. Tako lahko zahtevo (3.1) zapišemo tudi v časovnem območju in sicer:

$$t_{fi,requ} \leq t_{d,fi} \quad (3.2)$$

kjer je $t_{fi,requ}$ zahtevana čas požarne odpornosti, $t_{d,fi}$ pa je projektna vrednost požarne odpornosti.

3.1.1 Kombinacija vplivov in obremenitev plošče v požarnem projektnejem stanju

Projektni učinek vplivov v požarnem projektnejem stanju, lahko formalno zapišemo skladno s SIST EN 1990:2004 z enačbo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

kjer $G_{k,j}$ predstavljajo stalne vplive, A_d je vpliv požara, $Q_{k,1}$ je prevladujoči spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ pa so drugi spremenljivi vplivi zunanjih obtežb.

Za obravnavano prednapeto votlo ploščo je upogibna obremenitev na sredini razpetine v požarnem projektnejem stanju sledeča:

$$q_{Ed,fi} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} = g + 0.7q = 17.91 \text{ kN/m}, \quad (3.4)$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{q_{Ed,fi} \cdot l^2}{8} = \frac{17.91 \text{ kN/m} \cdot (11.35 \text{ m})^2}{8} = 288.4 \text{ kNm}, \quad (3.5)$$

$$V_{Ed,fi} = \frac{q_{Ed,fi} \cdot l}{2} = \frac{17.91 \text{ kN/m} \cdot 11.35 \text{ m}}{2} = 101.7 \text{ kN}. \quad (3.6)$$

3.1.2 Projektne vrednosti lastnosti materialov

Projektne vrednosti mehanskih, t.j. trdnostnih in deformacijskih lastnosti materiala izračunamo z enačbo:

$$X_{d,fi} = k_T \frac{X_k}{\gamma_{m,fi}}, \quad (3.7)$$

pri tem je k_T redukcijski faktor trdnosti, X_k je karakteristična vrednost mehanske lastnosti materiala pri običajni temperaturi, $\gamma_{m,fi}$ pa je delni varnostni faktor za ustrezno lastnost materiala v požarnem projektne stanju. Skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 je $\gamma_{m,fi}$ za mehanske lastnosti betona in jekla za prednapenjanje enak 1.

Projektne vrednosti toplotnih lastnosti materiala pa izračunamo na naslednji način:

$$X_{d,fi} = \frac{X_{k,T}}{\gamma_{m,fi}}. \quad (3.8)$$

Pri tem enačbo (3.8) uporabimo glede na ugoden oziroma neugoden vpliv povečanja lastnosti na varnost. V enačbi (3.8) je $X_{k,T}$ vrednost toplotne lastnosti materiala v požarnem projektne stanju, $\gamma_{m,fi}$ pa je delni varnostni faktor za ustrezno lastnost materiala v požarnem projektne stanju in je za beton oziroma jeklo za prednapenjanje enak 1.

3.1.3 Metode dokazovanja

Za zadostitev zahteve (3.1) oziroma (3.2) so v standardih Evrokod dovoljene naslednje metode projektiranja:

- detajliranje v skladu s priznanimi projektnimi rešitvami,
- poenostavljene računske metode za določene vrste konstrukcijskih elementov (metoda izoterme 500°C, metoda območij, metoda za presojo AB prečnih prereзов, na podlagi ocene ukrivljenosti) in

- napredne računske metode za analizo odziva konstrukcije ali njenega dela med požarom.

V diplomski nalogi požarno odpornost prednapete votle plošče ocenimo z eno izmed poenostavljenih računskih metod in sicer z metodo izoterme 500°C ter z napredno računsko metodo.

V splošnem moramo v požarni analizi upoštevati kemijske, toplotne, hidrološke, mehanske in druge procese, ki potekajo v konstrukciji. Pri analizi običajnih gradbenih konstrukcij najpogosteje te procese obravnavamo ločeno, nekatere izmed njih pa celo zanemarimo. Tako lahko v skladu z Evrokodi, pri poenostavljeni oziroma napredni računski metodi, toplotno analizo opravimo neodvisno od mehanske analize plošče. Vpliv vsebnosti vlage in gibanja vlage znotraj betona na toplotni oziroma mehanski odziv pa lahko zanemarimo oziroma upoštevamo le posredno.

Zato v nadaljevanju analize računski metodi razdelimo v dva nepovezana dela in sicer v:

- temperaturno analizo: pri temperaturni analizi glede na toplotni vpliv določimo časovno razporeditev temperatur po obravnavani plošči,
- mehansko analizo: v mehanski analizi preverjamo požarno varnost plošče skladno z zahtevo (3.1) oziroma (3.2). Pri izotermi 500°C račun temelji na preverjanju požarne odpornosti kritičnega prečnega prereza plošče, pri napredni metodi pa analiziramo napetostno in deformacijsko stanje plošče med požarom vse do računske porušitve plošče.

Pred požarno analizo plošče pa moramo najprej določiti ustrezno krivuljo segrevanja. Te podajajo spreminjanje temperature plinov v okolici površine konstrukcije kot funkcijo časa.

3.2 Standardna krivulja temperatura-čas

Standardno krivuljo temperatura-čas uvrščamo v skupino nominalnih požarnih krivulj. To so konvencionalne krivulje, ki so prilagojene razvrščanju ali ugotavljanju požarne odpornosti konstrukcije ali njenega dela. Poznamo tudi skupino modeliranih požarnih krivulj. V to skupino uvrščamo poenostavljene modele naravnih požarov.

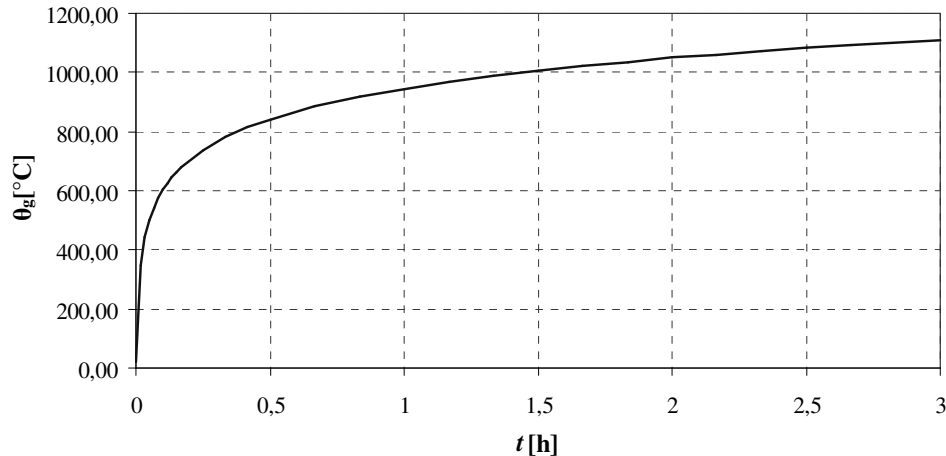
Standardna krivulja temperatura-čas predstavlja model polno razvitega požara v sektorju, v primeru celuloznega tipa požarne obtežbe.

Časovni razvoj temperature opišemo z enačbo:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1), \quad (3.9)$$

kjer je Θ_g temperatura plinov v okolici elementa v °C, t pa je čas v minutah.

Pri standardni krivulji temperatura plinov ves čas narašča. Krivulja ne upošteva faze pred izbruhom požara ter faze pojevanja požara.



Slika 21: Standardna krivulja temperatura-čas v skladu s SIST EN 1991-1-2:2005

3.3 Temperaturni del požarne analize

Kot smo že omenili je temperaturni del požarne analize enak pri izotermi 500°C kot pri napredni računski metodi. Rezultat analize je časovna razporeditev temperature po plošči. Pri računu upoštevamo naslednje predpostavke:

- plošča je izpostavljena požaru le s spodnje strani, zgornja površina kot tudi stranski površini plošče so izolirane,
- vzdolž plošče se temperatura ne spreminja,
- upoštevamo, da je temperaturno polje simetrično glede na ravnino deformiranja, tako obravnavamo le polovico oziroma četrtino prečnega prereza votle plošče,
- vpliv kablov za prednapenjanje pri računu temperatur ne upoštevamo,
- predpostavimo, da je temperatura zraka v posamezni luknji v enaka.

3.3.1 Prenos toplote

V splošnem moramo za določitev časovnega spreminjanja temperature med požarom upoštevati vse tri načine prenosa toplote in sicer konvekcijo, sevanje oziroma radiacijo ter prevajanje oziroma kondukcijo.

Pri gradbenih konstrukcijah iz betona, jekla ali lesa se toplota prenaša s kondukcijo. Prevajanje toplote skozi snov je posledica medmolekularnih trkov, ki »prenašajo« notranjo energijo z mest z višjo temperaturo na mesta z nižjo. Pri kovinah in drugih električnih prevodnikih pri prevajanju sodelujejo tudi prosti elektroni, zato je obnašanje jekla med požarom znatno slabše kot betona. Beton je namreč dielektrična snov in je zaradi tega relativno slab toplotni prevodnik, saj se toplota prevaja le s pomočjo gibanja molekul. Prevajanje toplote po prečnem prerezu opišemo z znano Fourierovo parcialno diferencialno enačbo:

$$\left(k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) \frac{\partial}{\partial x_i} + Q - \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = 0, \quad (i, j) = (y, z). \quad (3.10)$$

Prenos toplote s konvekcijo nastopi zaradi makroskopskega gibanja snovi. Do konvekcijskega prenosa toplote pride na stiku med trdnim telesom (beton) in plinom (zrak). Radiacijski del prenosa toplote nastopi zaradi energijskega toka, ki ga telo seva. Vsako telo zaradi gibanja molekul, ki ga sestavljajo, namreč seva elektromagnetne valove. Tako pri požaru elektromagnetni valovi vplivajo na površino betonske plošče in jo segrevajo.

Prehod toplote skozi zunanje površine plošče zaradi konvekcije in radiacije upoštevamo z ustreznimi robnimi pogoji. Ti so:

$$S_q: \quad q^s = -k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} n_i, \quad (3.11)$$

$$S_T: \quad T^s = T, \quad (3.12)$$

$$S: \quad T(t=0) = T_0. \quad (3.13)$$

Pomen oznak v enačbah (3.10) - (3.13) je sledeč:

- S , območje prečnega prereza plošče,
- S_q , del prečnega prereza plošče, na katerem je predpisan specifični površinski toplotni tok q^s (povzročajo ga zunanji vplivi, npr. požar),
- S_T , del prečnega prereza plošče, kjer je predpisana vrednost temperature T^s ,
- y in z , poljubne točke prečnega prereza plošče,
- t , poljuben čas,
- k_{ij} , simetričen tenzor toplotne prevodnosti,

- $\frac{\partial T}{\partial x_j}$, parcialni odvod temperature po koordinati x_j (z smer),
- n_i , komponenti enotskega vektorja normale na prečni prerez,
- Q , notranji vir toplote,
- ρ , gostota snovi,
- c , toplotna kapaciteta snovi,
- T_0 , začetna temperatura v poljubni točki prečnega prereza plošče.

Specifični površinski toplotni pretok je sestavljen iz deleža, ki ga predstavlja izmenjava toplote med telesom in okolico s konvekcijo (q_c), deleža zaradi sevanja (q_r) ter iz ostalih toplotnih virov (q_0).

$$q^s = q_c + q_r + q_0. \quad (3.14)$$

Toplotni pretok zaradi konvekcije je odvisen od temperature plinov v okolici požaru izpostavljenega elementa T_s , temperature površine elementa T ter od prestopnega koeficienta α_c . Zapišemo ga z enačbo:

$$q_c = \alpha_c \cdot (T_s - T). \quad (3.15)$$

V skladu s SIST EN 1991-1-2:2005 je prestopni koeficient za standardno krivuljo temperatura-čas $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Toplotni pretok zaradi sevanja je določen z enačbo:

$$q_r = \varepsilon_m \cdot \sigma \cdot (T_r^4 - T^4), \quad (3.16)$$

pri tem je ε_m emisivnost površine elementa, $\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ je Stefan-Boltzmannova konstanta, T_r je efektivna temperatura sevanje požara, T pa je temperatura površine elementa. V skladu s SIST EN 1991-1-2:2005 upoštevamo za emisivnost betonskih površin vrednost $\varepsilon_m = 0.7$.

V splošnem sistem enačbe (3.10)-(3.13) rešimo z uporabo numeričnih metod in sicer z metodo končnih elementov.

3.3.2 Temperatura zraka v zaprtih celicah

Pri analizi temperaturnega polja prednapete votle plošče celoten prečni prerez razdelimo na dva podsistema. Prvi podsistem predstavlja betonski del prereza, drugi pa zrak v zaprtih celicah-luknjah. Toplotni stik na mejni ploskvi teh dveh podsistemov je gostota toplotnega toka. Vpliv radiacije zanemarimo, zato gostoto toplotnega toka zapišemo z enačbo:

$$q = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z), \quad (3.17)$$

pri tem je T_{st} temperatura stene celice, T_z temperatura zraka v celici, α_c pa je prestopni koeficient.

Predpostavimo, da je temperatura zraka v celici povsod enaka in zapišemo toplotni tok dQ skozi robno ploskev celice velikosti $1 \times ds$, pri čemer je ds element ločne dolžine robne ploskve.

$$dQ = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z) \cdot ds. \quad (3.18)$$

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

$$Q = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds, \quad (3.19)$$

kjer je L notranji obseg celice.

Če predpostavimo, da je sprememba temperature zraka dovolj hitra, jo lahko obravnavamo kot adiabatno, to pomeni, da se nič toplotne ne izmenja z okolico. Sprememba notranje energije zraka je sedaj odvisna od mase zraka m , specifične toplote pri stalnem volumnu c_v (celice so zaprte, zato ni spremembe volumna zraka) ter od spremembe temperature zraka dT_z . Torej:

$$Q \cdot dt = m \cdot c_v \cdot dT_z. \quad (3.20)$$

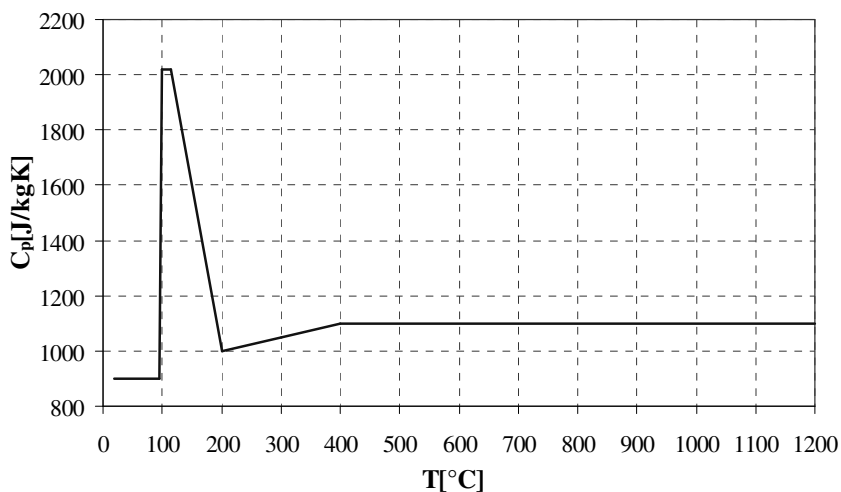
Maso zraka izrazimo na enoto dolžine z njegovo gostoto ρ in prostornino V ter po ureditvi dobimo:

$$Q = \rho \cdot V \cdot c_v \cdot \frac{dT_z}{dt} = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds. \quad (3.21)$$

Enačba (3.21) nam predstavlja izhodišče pri računu temperature zraka v zaprti celici.

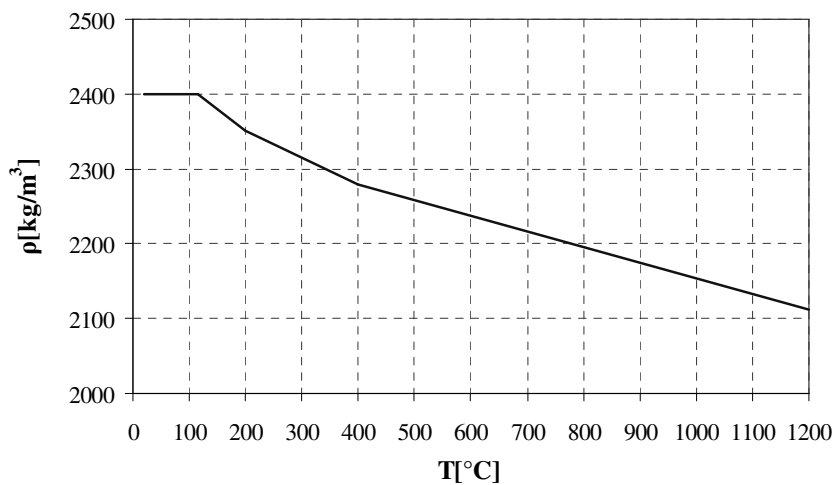
3.3.3 Toplotne in mehanske lastnosti betona pri povišanih temperaturah

Temperaturno odvisnost specifične toplote betona skladno s standardom SIST EN1992-1-2:2005 prikazujemo na sliki 22. S povečanjem specifične toplote betona v temperaturnem območju med 100 in 200°C, posredno upoštevamo vpliv izparevanja vode, na razvoj temperatur v betonu. Prikazano povečanje velja za beton z vsebnostjo vlage 3% teže betona.



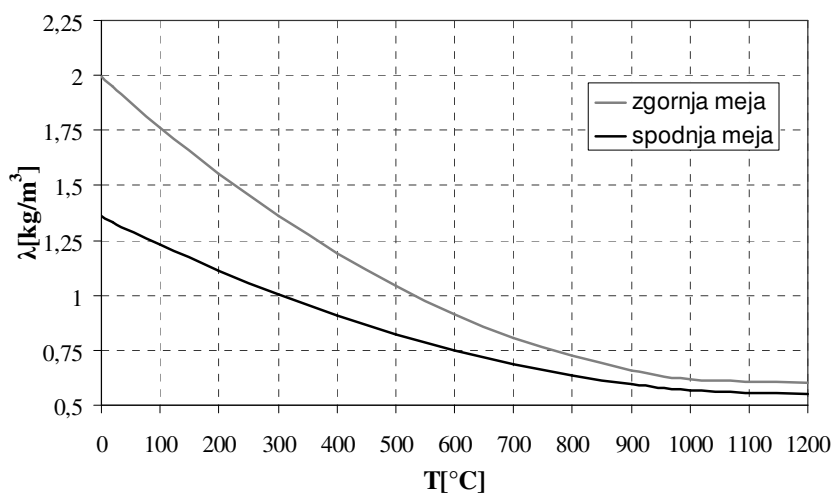
Slika 22: Spreminjanje specifične toplote betona pri vsebnosti vlage 3% teže betona v skladu s SIST EN 1992-1-2:2005

Temperaturno odvisnost gostote betona, ki je posledica izparevanja vode, prikazujemo na sliki 23.



Slika 23: Spreminjanje gostote betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

Toplotno prevodnost betona lahko v skladu s SIST EN 1992-1-2 določimo med zgornjo in spodnjo mejno vrednostjo kot prikazujemo na sliki 24.



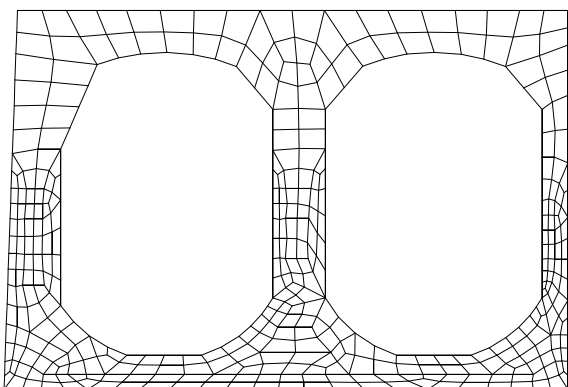
Slika 24: Zgornja in spodnja meja toplotne prevodnosti betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

Po priporočilih iz standarda, daje spodnja meja toplotne prevodnosti za betonske konstrukcije bolj realistične vrednosti, kot zgornja meja.

3.3.4 Metoda končnih elementov

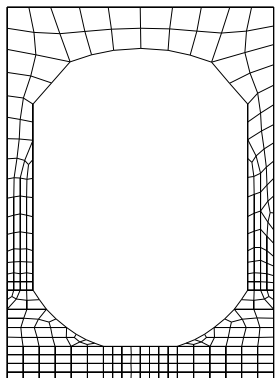
Sistem enačb (3.10) – (3.13) rešimo z metodo končnih elementov in sicer z uporabo ustreznega programskega orodja, zasnovanega na osnovi programov JOSIP, HEATC in HEATKO ter dopolnjenega s strani Anke Ilc.

Obravnavamo le polovico oziroma četrtno prečnega prereza votle plošče. Mrežo končnih elementov generiramo s programskim orodjem Sofistik in jo prikazujemo na sliki 25. Mrežo sestavlja 364 štirivozliščnih končnih elementov in 445 vozlišč.



Slika 25: Mreža končnih elementov za polovico prereza

Z generiranjem mreže le za četrtino prečnega prereza, račun temperaturnega polja še dodatno poenostavimo. V tem primeru mrežo sestavlja 253 končnih elementov in 324 vozlišč. Prikazujemo jo na sliki 26.

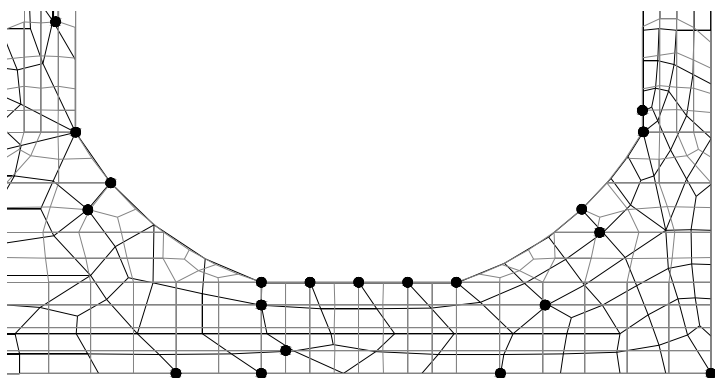


Slika 26: Mreža končnih elementov za četrt prereza

Pri računu časovno odvisnega temperaturnega polja plošče izberemo časovni korak 6 sekund. V nadaljevanju preverimo vpliv izbire mreže končnih elementov, na vrednosti temperatur.

3.3.5 Primerjava temperaturnega polja za polovico in četrtino prereza

Izkaže se, da vozlišča mreže končnih elementov za polovico oziroma četrtino prereza ležijo v različnih točkah. Kljub temu izberemo 19 vozlišč, kjer mreži skorajda sovpadata in jih prikazujemo na sliki 27.



Slika 27: Vozlišča, kjer mreži končnih elementov sovpadata

V preglednici 11 prikazujemo primerjavo temperatur v izbranih vozliščih mrež končnih elementov. Izračunane temperature pripadajo različnim časom.

Preglednica 11: Primerjava temperatur v izbranih vozliščih mrež končnih elementov za polovico oziroma četrtino prereza plošče

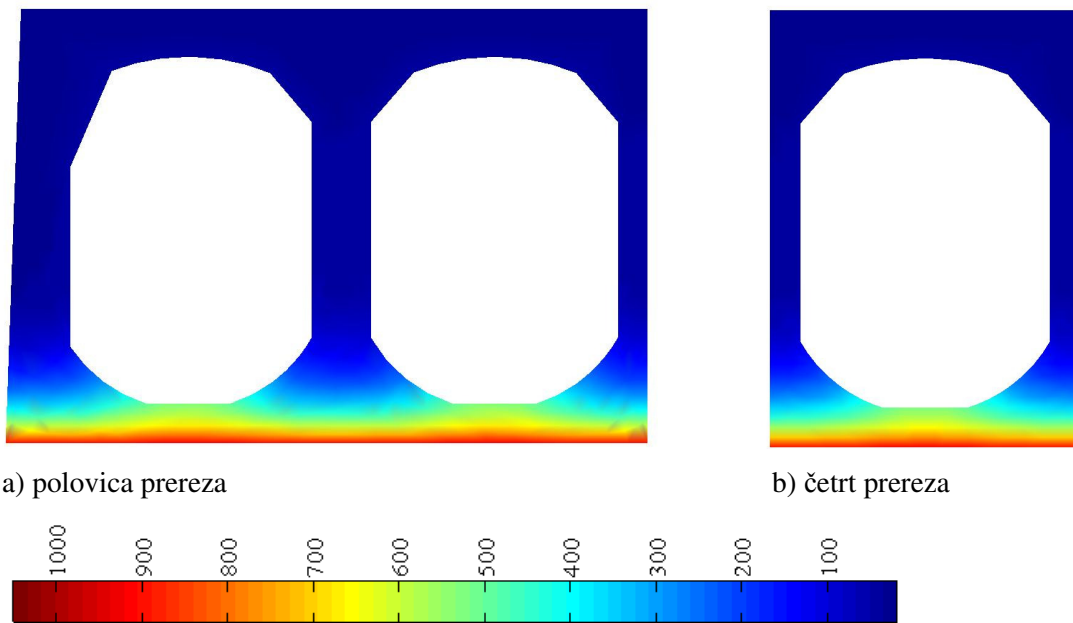
	Polovica prereza	Četrt prereza	t [min]	k_{\max} [%]	$T_{\text{prip, pol}}$ [°C]	$T_{\text{prip, cetrt}}$ [°C]	$ \Delta T_{\text{prip}} $ [°C]
Pari točk	106	2	1,1	3,12	55,4	53,7	1,7
	105	21	1,1	2,61	55,1	53,7	1,4
	103	308	1,1	2,45	55,0	53,7	1,3
	407	298	1,6	2,30	23,2	22,7	0,5
	315	265	2,8	0,98	20,2	20,4	0,2
	261	248	5,8	7,51	32,5	35,0	2,5
	19	8	3,9	1,43	20,3	20,6	0,3
	338	77	7,2	1,33	38,5	38,0	0,5
	95	25	23,4	1,66	239,0	235,1	3,9
	397	66	9,2	0,75	57,5	57,0	0,4
	20	7	7,7	1,28	667,9	667,0	0,9
	227	237	16,7	4,74	40,6	42,6	2,0
	224	323	14,4	2,32	29,0	29,7	0,7
	278	316	18,2	6,07	33,0	35,0	2,1
	277	37	18,8	2,31	30,3	31,0	0,7
	18	9	32,2	9,25	36,6	40,2	3,6
	13	6	24,2	3,14	27,3	28,1	0,9
	418	107	108,0	1,39	186,3	183,7	2,6
411	113	35,7	2,43	27,8	28,5	0,7	

V preglednici 11 s t označimo čas, pri katerem pride do največjega odstopanja med temperaturama v posameznem vozlišču, s k_{\max} pa označimo največje odstopanje med temperaturama v posameznem vozlišču, ki sovпада v obeh mrežah, in sicer glede na vse časovne korake računa. Pri tem je $T_{\text{prip, pol}}$ pripadajoča temperatura za vozlišče iz mreže končnih elementov za polovico prereza, $T_{\text{prip, cetrt}}$ pa temperatura za vozlišče za četrtino prereza. Z $|\Delta T_{\text{prip}}|$ označimo razliko med temperaturama $T_{\text{prip, pol}}$ in $T_{\text{prip, cetrt}}$.

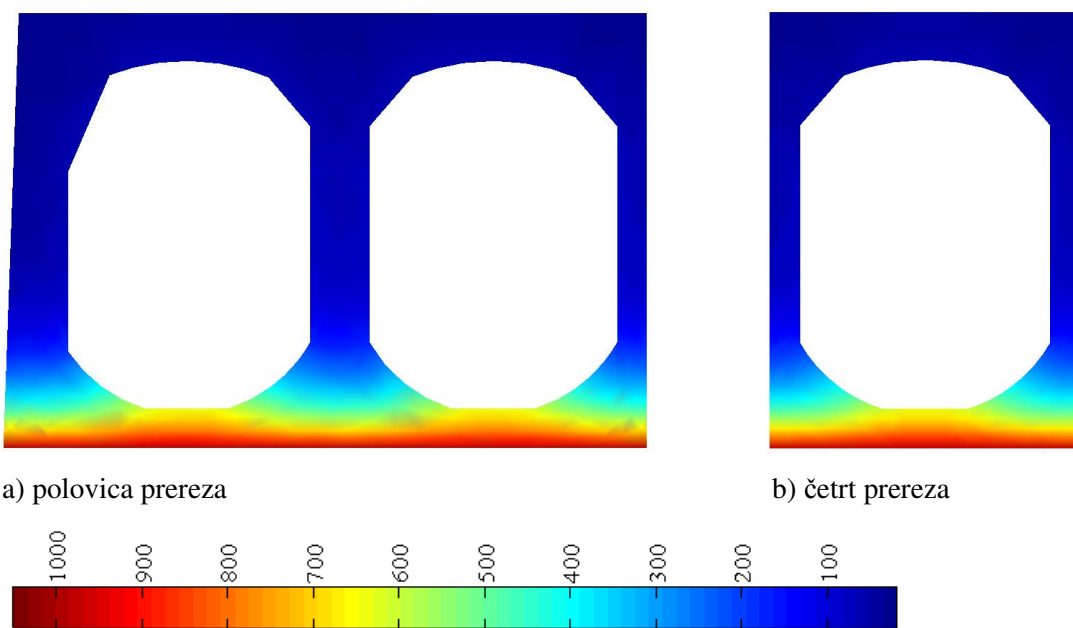
Ugotovimo, da je odstopanje med temperaturama največje med vozliščema 18 ter 9 in znaša 9.25%. Ker pa se največja odstopanja pojavijo pri relativno nizkih temperaturah, je vpliv na končne rezultate požarne analize zanemarljiv. Podobna ugotovitev velja tudi za ostale pare vozlišč. Ker sta temperaturni polji za polovico oziroma četrtino prereza plošče skorajda identični, v nadaljevanju požarne analize uporabimo le temperaturno polje za četrtino prereza.

3.3.6 Prikaz temperaturnega polja v prečnem prerezu prednapete votle plošče

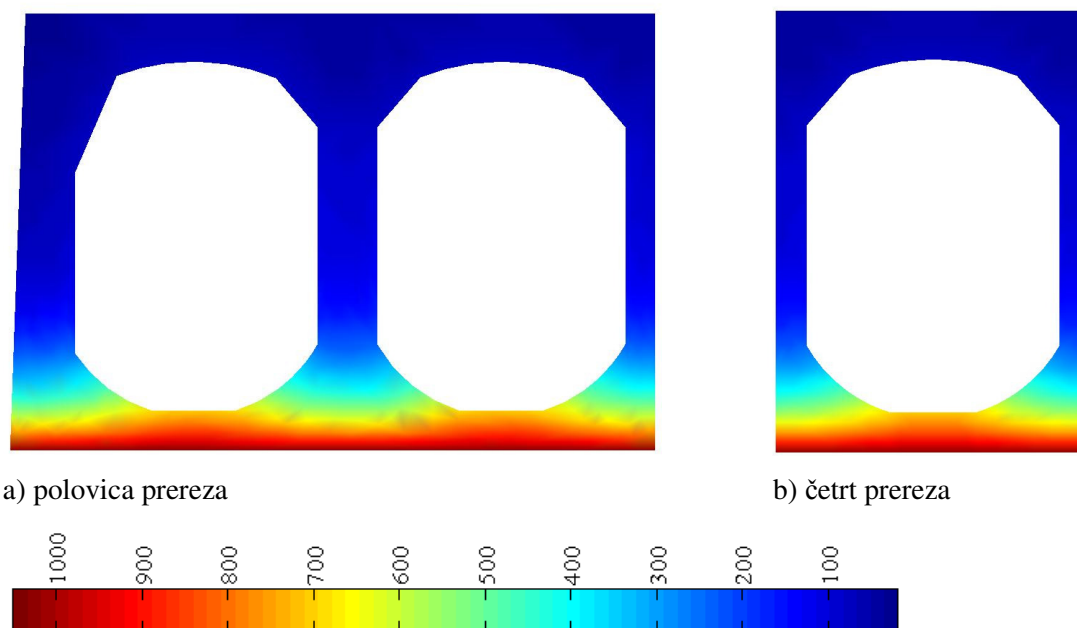
Na slikah (28)-(30) prikazujemo temperaturno polje v prečnem prerezu votle plošče za tri različne čase trajanja požara in sicer za 60, 90 in 120 minut. Zaradi simetrične razporeditve temperatur prikazujemo le polovico oziroma četrtino prečnega prereza.



Slika 28: Temperaturno polje pri času 60 minut za polovico oziroma četrtino prereza



Slika 29: Temperaturno polje pri času 90 minut za polovico oziroma četrtino prereza

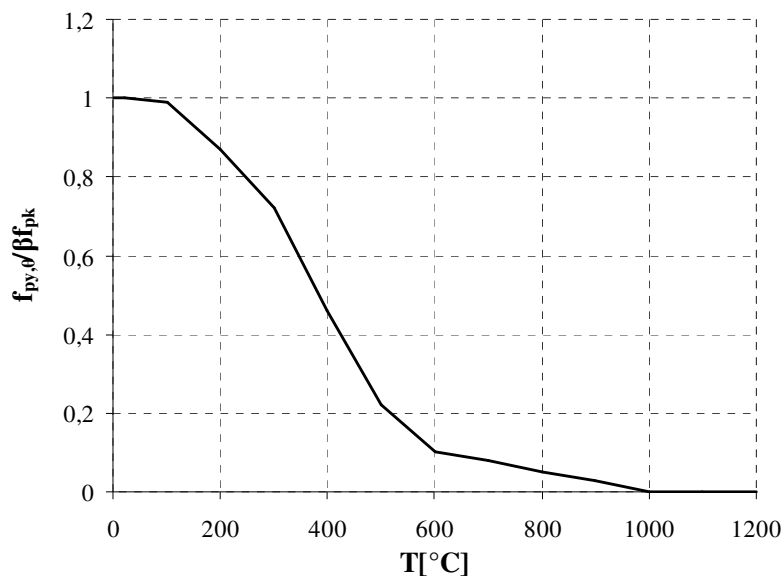


Slika 30: Temperaturno polje pri času 120 minut za polovico oziroma četrtino prereza

3.4 Mehanski del požarne analize pri metodi izoterme 500°C

Metodo izoterme 500°C uvrščamo v skupino poenostavljenih računskih metod za dokazovanje požarne varnosti. Metoda upošteva zmanjšanje velikosti prečnega prereza zaradi v požaru poškodovanega območja ob površini betona. Metoda je uporabna za armirane in prednapete betonske elemente pri osni, upogibni in kombinirani osno upogibni obremenitvi, z nizko vsebnostjo vlage ter za običajno stopnjo armiranja. Metodo lahko uporabimo v povezavi s standardnimi in parametričnimi požari.

Metoda temelji na predpostavki, da se del betonskega prereza, kjer je temperatura višja od 500°C (t.i. poškodovani beton), pri računu nosilnosti prereza zanemari, medtem ko beton s temperaturo pod 500°C ohrani polno trdnost. Predpostavka je konservativna, saj ima beton iz apnenčevega agregata, pri 500°C, še 75 % tlačne trdnosti betona pri sobni temperaturi. Tako zanemaritev odpornosti delno nadomestimo tako, da tlačno obremenjenemu betonu s temperaturo nižjo od 500°C pripišemo tlačno trdnost betona pri sobni temperaturi. Prispevke prednapetih kablov, k požarni odpornosti prečnega prereza plošče, pa moramo upoštevati skladno s temperaturno odvisnimi redukcijskimi faktorji trdnosti, kot prikazujemo na sliki 31. Redukcijski faktorji so v skladu s SIST EN 1992-1-2:2005 in veljajo za hladno obdelano jeklo za prednapenjanje razreda B.



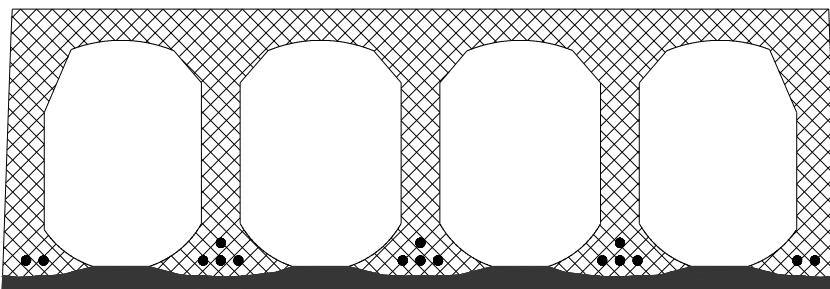
Slika 31: Redukcija trdnosti jekla za prednapenjanje v odvisnosti od temperature (hladno obdelano, razred B)

Redukcijski faktor trdnosti jekla za prednapenjanje pri povišani temperaturi podajamo kot $f_{py,\theta}/\beta f_{pk}$, kjer je $f_{py,\theta}$ trdnost jekla pri povišani temperaturi, f_{pk} je trdnost pri 20°C, za razred B pa je $\beta = 0,9$. Lahko zapišemo, da so redukcije trdnosti pri jeklu za prednapenjanje večje kot pri hladno obdelanem jeklu za armiranje.

Ko določimo nosilnost kablov pri povišanih temperaturah in območje betona, kjer je temperatura nižja od 500°C, lahko na podlagi ravnotežja osnih sil v prečnem prerezu izračunamo lego nevtralne osi. Pri tem lahko upoštevamo, da so napetosti v tlačno obremenjenem delu prečnega prereza konstantne in so enake tlačni trdnosti betona pri 20°C. Upogibno odpornost prereza pri povišanih temperaturah izračunamo z vsoto prispevka betonskega dela in prispevka prednapetih kablov. Čas, pri katerem postane projektna upogibna odpornost prereza manjša od projektne vpliva v požarnem projektne stanju, je požarna odpornost obravnavane prednapete plošče. Izračun prikazujemo v nadaljevanju.

3.4.1 Upogibna odpornost prereza pri času 60 minut

Izotermo 500°C smo izračunali po postopku, ki je podrobneje predstavljen v temperaturnem delu požarne analize (glej poglavje 3.3). Na sliki 32 prikazujemo potek izoterme 500°C pri času 60 minut.



Slika 32: Izoterma 500°C pri času 60 minut.

V betonu na mestu zgornji kablov odčitamo temperaturo 175°C. Tako je reducirana trdnost kablov:

$$f_{py,175} = 0.81 f_{pk} \quad (3.22)$$

Odpornost zgornjih kablov je:

$$P_{zg,60} = 3 \cdot f_{py,175} \cdot A_p = 3 \cdot 0.81 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 420.3 \text{ kN} \quad (3.23)$$

Postopek ponovimo še za spodnje kable. Temperatura na mestu spodnjih kablov je $T_{sp} = 285^\circ\text{C}$.

Reducirana trdnost je:

$$f_{py,285} = 0.668 f_{pk} \quad (3.24)$$

pripadajoča odpornost pa:

$$P_{sp,60} = 13 \cdot f_{py,285} \cdot A_p = 13 \cdot 0.668 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 1502.7 \text{ kN} \quad (3.25)$$

Skupna odpornost prednapetih kablov pri času trajanja požara 60 minut je:

$$P_{60} = P_{zg,60} + P_{sp,60} = 1923 \text{ kN} \quad (3.26)$$

V nadaljevanju s pomočjo MS Excelovega reševalca izračunamo lego nevtralne osi in upogibno odpornost prečnega prereza plošče. Pri tem del betonskega prereza, kjer je temperatura višja od 500°C in je morebiti tlačno obremenjen, ne upoštevamo pri računu upogibne odpornosti. Na sliki 33 prikazujemo lego nevtralne osi in upogibno odpornost prečnega prereza prednapete plošče, pri času trajanja požara 60 minut.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= 1,97 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm z_s'= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm z_s= 18,34 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -1,679 -3,5 Eps s'= -1,68 15
Eps s**= 9,503 10 Eps (3/7h)= 3,36 -2
** če je negativno velja za Eps 0 Eps 2= 10,08 -3,5
(rdeče vrednosti so mejne) Eps 0= 4,11 prom.
Eps M= 0,2940 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:

Nsd= -1923 kN
Msd= 342,3192 kNm

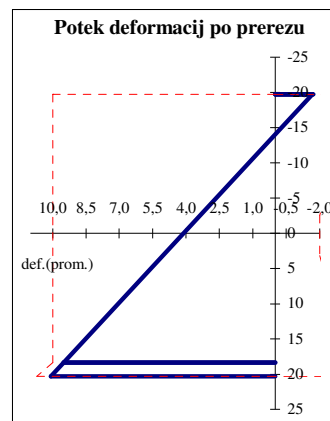
POTREBNA ARMATURA:

As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²

Kvaliteta materialov:

beton C40/50 αfcd= 4,00 kN/cm²
arm. S500 fyd= 43,48 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN Skiciraj prečni prerez



enojna armatura ▼ zadostuje

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 33: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 60 minut

Ugotovimo, da dosežemo ravnotežje prereza pri upogibni obremenitvi plošče:

$$M_{Rd,60.fi}^* = 342.3 \text{ kNm} .$$

Nevtralna os leži v zgornji polovici prečnega prereza plošče, kjer so temperature betona bistveno nižje od 500°C, tako da redukcija tlačne cone prereza ni potrebna.

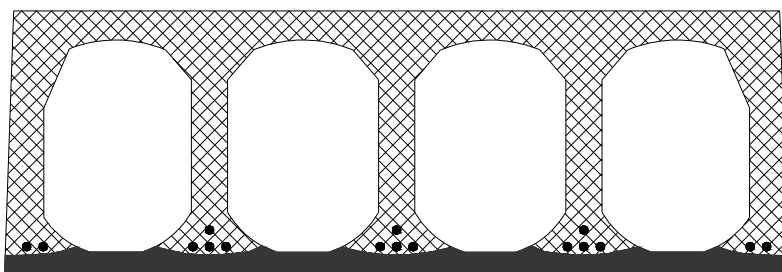
Upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče je obremenitev, povečana za prispevek kablov k upogibni odpornosti in sicer:

$$M_{Rd,60,fi} = M_{Rd,60,fi}^* + P_{60} \cdot e_p = 265.8 \text{ kNm} + 1923 \cdot 0.1496 = 630 \text{ kNm} . \quad (3.27)$$

Odpornost plošče pri času 60 minut je bistveno večja od obremenitve v požarnem projektnejem stanju, ki je (enačba (3.5)) $M_{Ed,fi} = 288.4 \text{ kNm}$, zato račun nadaljujemo pri času 90 minut.

3.4.2 Upogibna odpornost prereza pri času 90 minut

Na sliki 34 prikazujemo potek izoterme 500°C pri času 90 minut.



Slika 34: Izoterma 500°C pri času 90 minut

V betonu na mestu zgornji kablov odčitamo temperaturo 270°C . Tako je reducirana trdnost kablov:

$$f_{py,270} = 0.6885 f_{pk} . \quad (3.28)$$

Odpornost zgornjih kablov je:

$$P_{zg,90} = 3 \cdot f_{py,270} \cdot A_p = 3 \cdot 0.6885 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 357.3 \text{ kN} . \quad (3.29)$$

Temperatura na mestu spodnjih kablov je $T_{sp} = 390^{\circ}\text{C}$.

Reducirana trdnost je:

$$f_{py,390} = 0.4374 f_{pk} , \quad (3.30)$$

pripadajoča odpornost pa:

$$P_{sp,90} = 3 \cdot f_{py,390} \cdot A_p = 13 \cdot 0.4374 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 983.6 \text{ kN} . \quad (3.31)$$

Skupna odpornost prednapetih kablov pri času trajanja požara 90 minut je:

$$P_{90} = P_{zg,90} + P_{sp,90} = 1340.9 \text{ kN} . \quad (3.32)$$

Na sliki 35 prikazujemo lego nevtralne osi in upogibno odpornost prečnega prereza plošče, pri času 90 minut.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= 4,87 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm z_s'= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm z_s= 15,44 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -1,461 -3,5
Eps s**= 9,875 10
** če je negativno velja za Eps 0
(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -1,46 15
Eps (3/7h)= 4,07 -2
Eps 2= 11,45 -3,5
Eps 0= 4,89 prom.
Eps M= 0,3227 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENTEV:

Nsd= -1340,9 kN
Msd= 243,4014 kNm

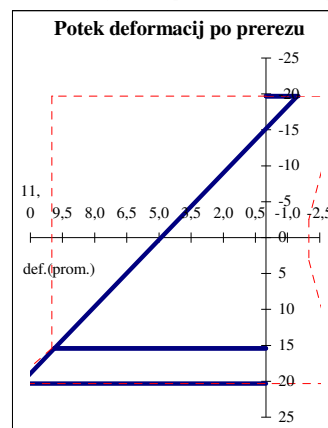
POTREBNA ARMATURA:

As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²

Kvaliteta materialov:
beton C40/50 α_{fcd} = 4,00 kN/cm²
arm. S500 f_{yd} = 50,00 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN Skiciraj prečni prerez

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprereza



dvojna armatura ▼

Minimalna arm.

Simetrična arm.

Slika 35: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 90 minut

Ravnotežje prereza dosežemo pri upogibni obremenitvi plošče:

$$M_{Rd,90,fi}^* = 243.4 \text{ kNm} .$$

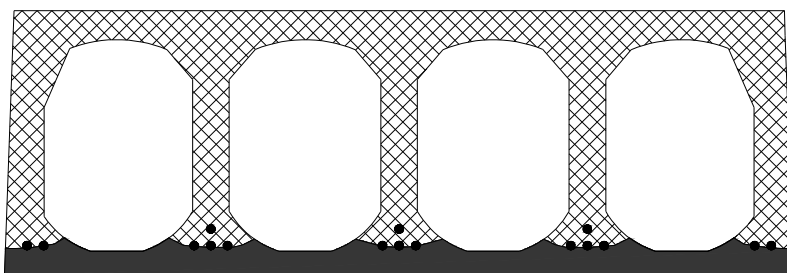
Upogibna odpornost prereza tako znaša:

$$M_{Rd,90,fi} = M_{Rd,90,fi}^* + P_{90} \cdot e_p = 243.4 \text{ kNm} + 1340.9 \cdot 0.1496 = 444 \text{ kNm} . \quad (3.33)$$

Odpornost plošče pri času 90 minut je še vedno večja od obremenitve v požarnem projektne stanju (glej enačbo (3.5)), zato račun nadaljujemo pri času 120 minut.

3.4.3 Upogibna odpornost prereza pri času 120 minut

Na sliki 36 prikazujemo potek izoterme 500°C pri času 120 minut.



Slika 36: Izoterma 500°C pri času 120 minut

V betonu na mestu zgornji kablov odčitamo temperaturo 345°C. Tako je reducirana trdnost kablov:

$$f_{py,345} = 0.5427 f_{pk} \quad (3.34)$$

Odpornost zgornjih kablov je:

$$P_{zg,120} = 3 \cdot f_{py,345} \cdot A_p = 3 \cdot 0.5427 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 281.6 \text{ kN} \quad (3.35)$$

Temperatura na mestu spodnjih kablov je $T_{sp} = 480^\circ\text{C}$.

Reducirana trdnost je:

$$f_{py,480} = 0.2412 f_{pk} \quad (3.36)$$

pripadajoča odpornost pa:

$$P_{sp,120} = 13 \cdot f_{py,480} \cdot A_p = 13 \cdot 0.2412 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.93 \text{ cm}^2 = 542.4 \text{ kN} \quad (3.37)$$

Skupna odpornost prednapetih kablov pri času trajanja požara 120 minut je:

$$P_{120} = P_{zg,120} + P_{sp,120} = 824 \text{ kN} \quad (3.38)$$

Na sliki 37 prikazujemo lego nevtralne osi in upogibno odpornost prečnega prereza plošče, pri času 120 minut.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= 4,87 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm z_s'= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm z_s= 15,44 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps l= -1,084 -3,5
Eps s**= 9,018 10
** če je negativno velja za Eps 0
(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -1,08 15
Eps (3/7h)= 3,85 -2
Eps 2= 10,42 -3,5
Eps 0= 4,58 prom.
Eps M= 0,2876 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:

Nsd= -824 kN
Msd= 151,7296 kNm

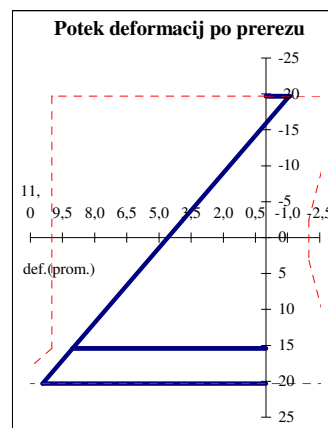
POTREBNA ARMATURA:

As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²

Kvaliteta materialov:
beton C40/50 αfcd= 4,00 kN/cm²
arm. S500 fyd= 50,00 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN Skiciraj prečni prerez

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprerezov



dvojna armatura ▼

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 37: Lega nevtralne osi in upogibna odpornost prečnega prereza prednapete plošče pri času trajanja požara 120 minut

Ravnotežje prereza dosežemo pri upogibni obremenitvi plošče:

$$M_{Rd,120,fi}^* = 151.7 \text{ kNm} .$$

Upogibna odpornost prereza znaša:

$$M_{Rd,120,fi} = M_{Rd,120,fi}^* + P_{120} \cdot e_p = 151.7 \text{ kNm} + 824 \cdot 0.1496 = 275 \text{ kNm} . \tag{3.39}$$

Odpornost plošče pri času 120 minut je manjša od obremenitve v požarnem projektnem stanju (glej enačbo (3.5)), zato nadaljnji račun ni potreben.

3.4.4 Požarna odpornost plošče

Rezultate analize požarne odpornosti prednapete votle plošče s poenostavljeno računsko metodo izoterme 500°C prikazujemo v preglednici 15.

Preglednica 12: Izkoriščenost prečnega prereza plošče pri časih 60, 90 in 120 minut

	<i>t</i> [min]		
	60	90	120
$M_{Ed,fi}$ [kNm]	288,4	288,4	288,4
$M_{Rd,t,fi}$ [kNm]	630	444	275
Izkoriščenost prereza	45,8%	65,0%	104,9%

Požarna odpornost plošče je njena sposobnost, da določen čas izpolnjuje zahteve glede nosilnosti. Skladno s standardom Evrokod ločimo naslednje razrede nosilnosti: R15, R20, R30, R45, R60, R90, R120, R180, R240 in R360. Glede na rezultate iz preglednice 15, obravnavano ploščo uvrstimo v razred nosilnosti R90.

3.4.5 Strižna odpornost prereza pri času 120 minut

V nadaljevanju preverimo še strižno odpornost plošče pri času trajanja požara 120 minut. Postopek računa je podoben kot v poglavju 2.8.11, kjer preverjamo strižno odpornost plošče v običajnih pogojih.

Obravnavamo prečni prerez pri $x = d$. Prečna sila zaradi zunanjih vplivov je v požarnem projektnem stanju :

$$V_{Ed,fi}(x = d) = V_{Ed,fi} - q_{Ed,fi} \cdot d = 101.7 \text{ kN} - 17.91 \text{ kN/m} \cdot 0.351 \text{ m} = 95.4 \text{ kN} . \quad (3.40)$$

Najprej moramo ugotoviti, ali je prečni prerez razpokan. Napetosti in deformacije v prerezu pri osno-upogibni obremenitvi izračunamo s pomočjo MS Excelovega reševalca. Obremenitev podamo v težišču prereza. Pri tem upoštevamo, da je obravnavan prerez znotraj območja računske dolžine vnosa sile prednapetja za mejna stanja nosilnosti.

$$N_{Ed,fi}(x=d) = P_{120} \cdot \frac{d}{l_{pt2}} = 824 \text{ kN} \cdot \frac{0.351}{0.871} = 332 \text{ kN}, \tag{3.41}$$

$$M_{Ed,fi}(x=d) = V_{Ed,fi} \cdot d - \frac{q_{Ed,fi} \cdot d^2}{2} = 35.7 \text{ kNm} - 1.1 \text{ kNm} = 34.6 \text{ kNm}, \tag{3.42}$$

$$M_{Ed,fi}^*(x=d) = M_{Ed,fi} - N_{Ed,fi}(x=d) \cdot e_p, \tag{3.43}$$

$$M_{Ed,fi}^*(x=d) = 34.6 \text{ kNm} - 332 \cdot 0.1496 \text{ kNm} = -15.1 \text{ kNm}.$$

Na sliki 38 prikazujemo ravnotežje prereza pri $x = d$, pri času trajanja požara 120 minut.

PODPREREZ	širina_zg	širina_sp	višina	število lamel
1	115,8	116,1	4,35	5
2	116,1	66,5	1	5
3	66,5	53,8	1	5
4	53,8	47,9	1	5
5	47,9	41,7	1	5
6	41,7	35,8	1	5
7	35,8	29,9	1	5
8	29,9	26,7	4,2	5
9	26,7	27,7	15,75	5
10	27,7	32	1	5
11	32	38,4	1	5
12	38,4	46,1	1	5
13	46,1	55,4	1	5
14	55,4	68,2	1	5
15	68,2	118,6	1	5
16	118,6	120	3,7	5

op.: dimenzije v cm

Lega armature v prerezu:

a= 4,87 cm
a'= 0 cm

Karakteristike prečnega prereza:

A= 2125,0 cm²
h= 40,00 cm
z_zg.rob= -19,69 cm z_s'= -19,69 cm
z_sp.rob= 20,31 cm z_s= 15,44 cm

Deformacije prereza (v prom.):

Eps 1= -0,025 -3,5
Eps s**= -0,064 10

** če je negativno velja za Eps 0
(rdeče vrednosti so mejne)

Eps s'= -0,03 15
Eps (3/7h)= -0,04 -2
Eps 2= -0,06 -3,5
Eps 0= -0,04 prom.
Eps M= -0,0010 prom./cm

RAČUNSKA OBREMENITEV:

Nsd= -332 kN
Msd= -15,1172 kNm

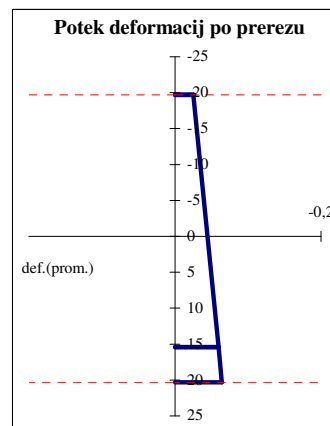
POTREBNA ARMATURA:

As= 0,00 cm²
As'= 0,00 cm²

Kvaliteta materialov:
beton C40/50 αfcd= 4,00 kN/cm²
arm. S500 fyd= 50,00 kN/cm²

Tabela*
↓
IZRAČUN Skiciraj prečni prerez

* konstruiranje tabele pri izbranem številu podprezev



dvojna armatura ▼

Minimalna arm.
Simetrična arm.

Slika 38: Ravnotežje prereza pri $x = d$ pri času trajanja požara 120 minut

Ugotovimo, da nikjer po prerezu ne nastopijo natezne deformacije, zato v nadaljevanju izračunamo strižno odpornost kar za nerazpokan prerez. Tako je:

$$V_{\text{Rd,c}} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{\text{ctd}})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \cdot f_{\text{ctd}}}, \quad (3.44)$$

$$I = 459434 \text{ cm}^4,$$

$$b_w = 120 \text{ cm} - 4 \cdot 22.5 \text{ cm} = 30 \text{ cm},$$

$$S = 14154 \text{ cm}^3,$$

$$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{\text{pt2}}} = \frac{d}{l_{\text{pt2}}} = \frac{35.1}{87.1} = 0.403, \quad (3.45)$$

$$\sigma_{\text{cp}} = \frac{N_{\text{Ed,fi}}(x=d)}{A_c} = \frac{332 \text{ kN}}{2125 \text{ cm}^2} = 0.156 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.46)$$

$$f_{\text{ctd}} = \frac{f_{\text{ctk,0.05}}}{\gamma_c} = \frac{0.25 \text{ kN}}{1.5 \text{ cm}^2} = 0.167 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.47)$$

$$V_{\text{Rd,c,120}} = \frac{459434 \cdot 30}{14154} \text{ cm}^2 \sqrt{\left(0.167 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + 0.403 \cdot 0.156 \cdot 0.167 \frac{\text{kN}^2}{\text{cm}^4}} = 190.7 \text{ kN},$$

$$V_{\text{Rd,c,120}} = 190.7 > V_{\text{Ed,fi}}(x=d) = 101.6 \text{ kN}. \quad (3.48)$$

Ugotovimo, da je strižna odpornost prereza v pogojih požara večja od obremenitve. To pomeni, da prečni prerez prednapete votle plošče zagotavlja varnost proti strižni porušitvi v požarnem projektnem stanju tudi brez uporabe strižne armature.

3.5 Mehanski del požarne analize pri napredni računski metodi

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005 morajo napredne računske metode, za analizo mehanskega odziva konstrukcije pri požaru, temeljiti na priznanih načelih in predpostavkah teorije mehanike konstrukcij ter na upoštevanju temperaturno odvisnega spreminjanja mehanskih in toplotnih lastnosti materialov.

V okviru raziskovalnega dela je bil na UL FGG razvit matematični model in ustrezno programsko orodje NFIRA, ki temelji na Reissnerjevem modelu ravninskega nosilca. Skladno s tem modelom v mehanskem delu požarne analize predpostavimo:

- Bernoullijevo predpostavko o ravnih prečnih prerezih (obravnavamo le četrtino prereza),
- deformiranje nosilca opišemo z membranskimi in upogibnimi deformacijami,
- velikosti pomikov, zasukov in deformacij po velikosti niso omejene,

- kratkotrajno statično obtežbo, ki deluje v ravnini deformiranja nosilca (plošče),
- simetrično temperaturno polje glede na ravnino deformiranja nosilca (plošče),
- zamik na stiku med betonom ter prednapetim kablom,
- aditivni razcep geometrijske deformacije na elastično, plastično, temperaturno, prehodno deformacijo (samo pri betonu) in deformacijo lezenja.

Natančnost uporabljenega računskega modela je bila preverjena na podlagi preizkusov, objavljenih v tuji literaturi.

3.5.1 Aditivni razcep geometrijskih deformacij

Kot smo že omenili, je pomembna predpostavka pri analizi mehanskega obnašanja armirane oziroma prednapete betonske konstrukcije, ob hkratnem delovanju kratkotrajne statične in požarne obtežbe, aditivni razcep deformacije betonskega vlakna in jekla. Geometrijsko deformacijo betonskega vlakna oziroma jekla za prednapenjanje sestavljajo elastična, plastična, temperaturna deformacija, deformacija lezenja in pri betonu še t.i. prehodna deformacija. To formalno zapišemo:

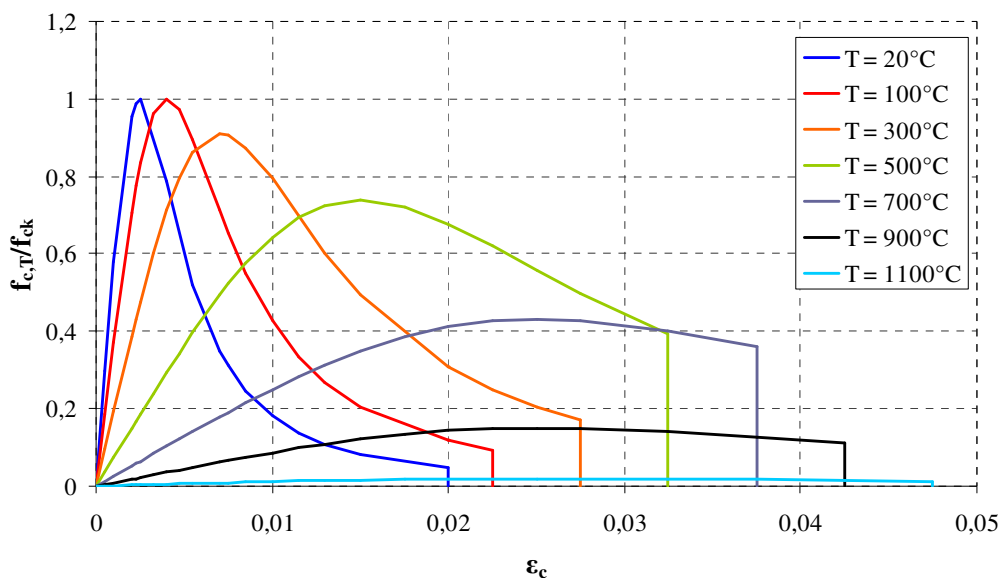
$$\text{beton:} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{e,c} + \varepsilon_{pl,c} + \varepsilon_{th,c} + \varepsilon_{cr,c} + \varepsilon_{tr,c}, \quad (3.49)$$

$$\text{jeklo za prednapenjanje:} \quad \varepsilon_p = \varepsilon_{e,p} + \varepsilon_{pl,p} + \varepsilon_{th,p} + \varepsilon_{cr,p}. \quad (3.50)$$

3.5.2 Mehanske in toplotne lastnosti betona

Materialni model

Predpostavimo materialni model v obliki zveze med napetostjo in deformacijo. Ob predpostavki, da so posamezne vzdolžne lamele izpostavljene le enosnemu napetostnemu stanju, se pri formulaciji konstitucijskega zakona za beton navežemo neposredno na rezultate enosnega preizkusa. Uporabimo konstitucijski zakon za beton skladno s SIST EN 1992-1-2:2005. Prikazujemo ga na sliki 39.

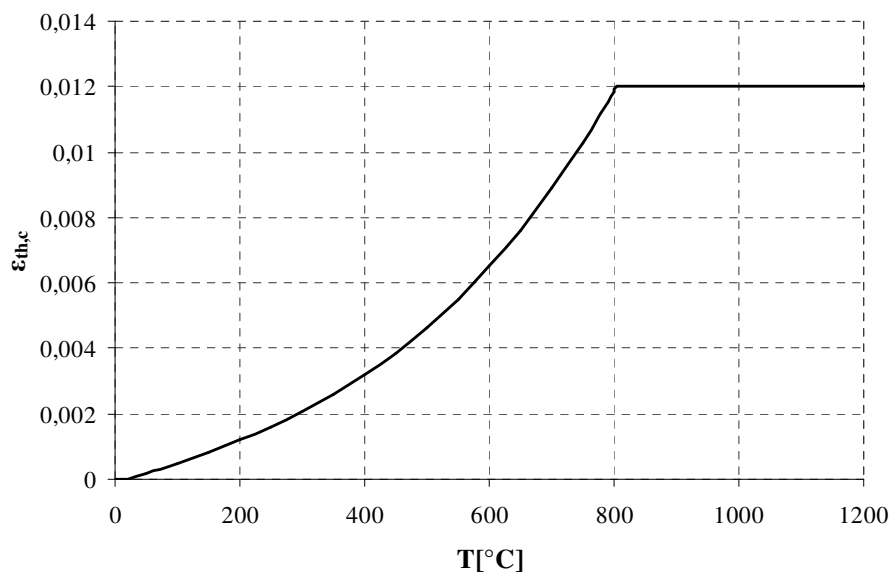


Slika 39: Konstitucijski zakon betona z apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah

Temperaturno odvisni materialni parametri betona so: tlačna trdnost $f_{c,T}$, deformacija pri tlačni trdnosti $\epsilon_{c1,T}$ ter mejna tlačna deformacija $\epsilon_{cu1,T}$.

Temperaturna deformacija betona

Temperaturno deformacijo betona upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 in jo prikazujemo na sliki 40.



Slika 40: Temperaturna deformacija betona z apnenčevim agregatom

Deformacija lezenja betona

Deformacija lezenja betona pri povišanih temperaturah je odvisna od nivoja napetosti, časa in temperature. V uporabljenem matematičnem modelu je upoštevano lezenje v skladu z modelom po Harmathyju (1967):

$$\varepsilon_{cr,c} = \beta_1 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} \cdot \sqrt{t} \cdot e^{d(T-293)}, \quad (3.51)$$

kjer je σ_c napetost, t čas, $f_{c,T}$ tlačna trdnost betona pri povišani temperaturi T . Parametra β_1 in d sta empirični konstanti materiala in sta $\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{1/2}$ ter $d = 2.658 \cdot 10^{-3} \text{ K}^{-1}$.

Prehodna deformacija betona

Skladno z ugotovitvami iz tuje literature so prehodne deformacije betona posledica fizikalno-kemijskih sprememb ob prvem segrevanju obremenjenega betona in jih ne moremo zajeti s temperaturnimi ali mehanskimi deformacijami. Prehodne deformacije so nepovratne. Temperaturna odvisnost prehodnih deformacij je zelo podobna odvisnosti temperaturnih deformacij. V uporabljenem matematičnem modelu je vpliv prehodnih deformacij upoštevan z modelom po Anderbergu (1976):

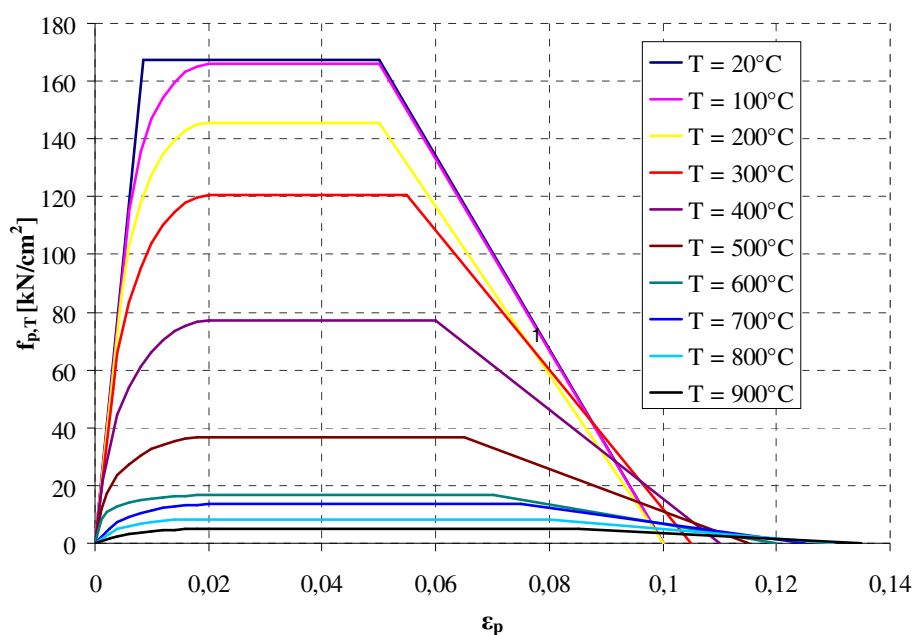
$$\varepsilon_{tr,c} = k_2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{c0}} \cdot \varepsilon_{th,c}, \text{ za } T \leq 550^\circ\text{C}, \quad (3.52)$$

kjer je k_2 materialni parameter in je med 1.8 ter 2.35.

3.5.3 Mehanske in toplotne lastnosti jekla za prednapenjanje

Materialni model

Tudi pri jeklu predpostavimo materialni model v obliki zveze med napetostjo in deformacijo. Uporabimo konstitucijski zakon za beton skladno s SIST EN 1992-1-2:2005. Prikazujemo ga na sliki 41.

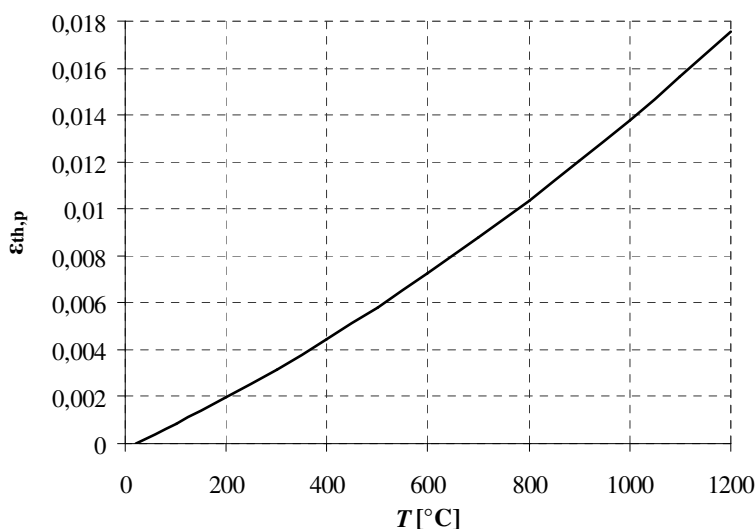


Slika 41: Konstitucijski zakon jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah

Temperaturno odvisni materialni parametri jekla za prednapenjanje so: trdnost $f_{py,T}$, meja elastičnosti (proporcionalnosti) $f_{pp,T}$, modul elastičnosti $E_{p,T}$, deformacija pri meji elastičnosti $\varepsilon_{pt,T}$ ter mejna deformacija jekla za prednapenjanje $\varepsilon_{pu,T}$.

Temperaturna deformacija jekla za prednapenjanje

Temperaturno deformacijo jekla za prednapenjanje upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2:2005 in jo prikazujemo na sliki 42.



Slika 42: Temperaturna deformacija jekla za prednapenjanje

Lezenje jekla za prednapenjanje (viskozna deformacija)

Vpliv lezenja jekla je pri običajnih temperaturnih in napetostnih pogojih skorajda zanemarljiv. Pri povišanih temperaturah ($> 400^{\circ}\text{C}$) pa je pojav lezenja zelo izrazit. Govorimo o t.i. viskozno leženju jekla. V uporabljenem matematičnem modelu za mehanski del požarne analize je vpliv viskoznega lezenja jekla upoštevan z modelom, ki ga je predlagal Williams-Leir (1983). Velja za jeklo za armiranje, v analizi pa predpostavimo, da je primeren tudi za jeklo za prednapenjanje.

Časovni razvoj viskoznega lezenja jekla opisuje navadna diferencialna enačba, ki jo rešimo z diferenčno metodo.

$$\Delta \varepsilon_{\text{cr,p}} = \text{sign}(\sigma_p) \cdot b_1 \cdot \coth^2(b_2 \cdot |\varepsilon_{\text{cr,p}}|) \cdot \Delta t. \quad (3.53)$$

Pri tem sta koeficienta b_1 in b_2 funkciji napetosti σ_p in temperature T .

3.5.4 Luščenje betona

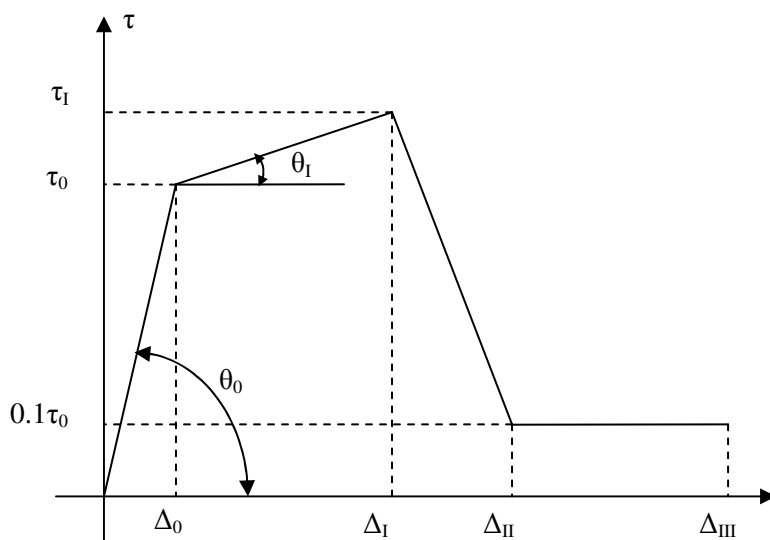
V uporabljeni napredni računski metodi ni upoštevan vpliv luščenja na požarno odpornost plošče. V splošnem poznamo dve vrsti luščenja. Prva oblika luščenja betona se pojavi postopoma in je posledica izgube trdnosti betona in strižne trdnosti stika. To luščenje oziroma odpadanje betona se pojavi v zadnji fazi požara. SIST EN 1992-1-2:2005 navaja, da moramo v primeru oddaljenosti armaturnih palic od površine elementa, ki je večja od 70 mm, namestiti površinsko armaturo.

Drugo obliko luščenja imenujemo eksplozivno luščenje betona. Ta oblika je mnogo bolj kritična in se pojavi že v začetni fazi požara pri temperaturah betona med 250 in 420°C . Eksplozivno luščenje betona praviloma nastopi pri betonih visoke trdnosti in ob visoki vsebnosti vlage. Takšni betoni so namreč slabo prepustni in malo porozni, zato lahko visoka vsebnost vlage pri povišanih temperaturah povzroči visoke porne tlake. V kombinaciji z različnimi temperaturnimi deformacijami agregata in cementne paste, pa lahko vodi do eksplozivnega luščenja betona. Tak pojav je z vidika požarne odpornosti betonskega elementa zelo neugoden, saj je jeklo kar naenkrat neposredno izpostavljeno požaru. To posledično privede do nenadne izgube nosilnosti.

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005 je za beton z vsebnostjo vlage manjšo od 3% njegove teže, majhna verjetnost, da bo prišlo do eksplozivnega luščenja. Pri vsebnosti vlage višji od 3%, pa moramo upoštevati natančnejšo oceno vplivov vsebnosti vlage, vrste agregata, prepustnosti betona in hitrosti segrevanja na verjetnost pojava eksplozivnega luščenja.

3.5.5 Stik med betonom in prednapetim kablom

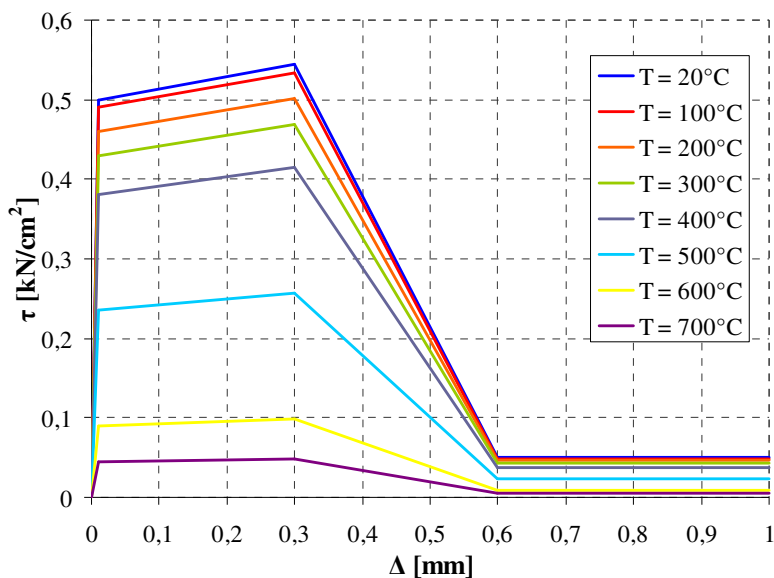
Konstitucijski zakon stika med betonom in prednapetim kablom povzamemo po Keuserju in Mehlhornu (1983) in ga prikazujemo na sliki 43.



Slika 43: Konstitucijski zakon stika med betonom in kablom (Keuser in Mehlhorn, 1983)

Na sliki 43, θ_0 predstavlja togost stika pri običajni temperaturi (50 kN/cm^3), τ_0 je strižna napetost na meji elastičnosti (0.5 kN/cm^2), τ_1 je trdnost stika (0.545 kN/cm^2), Δ_0 je zamik na meji elastičnosti (0.01 cm), Δ_1 pa je zamik pri doseženi trdnosti stika (predpostavimo 0.3 cm). Predpostavljene zamiki v področju mehčanja stika so $\Delta_{II} = 0.6 \text{ cm}$ in $\Delta_{III} = 1 \text{ cm}$.

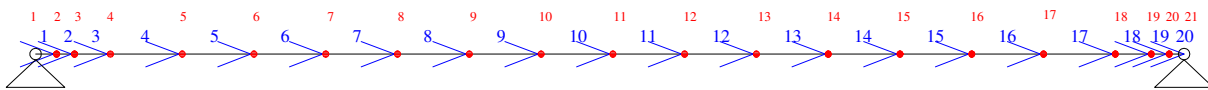
Pri povišanih temperaturah se nosilnost stika zelo zmanjša. To potrjujejo tudi preizkusi, ki sta jih opravila Diedrichs in Schneider (1981). Spreminjanje trdnosti stika skladno z njunimi ugotovitvami upoštevamo tudi v okviru uporabljenega matematičnega modela. Modificiran konstitucijski zakon, ki je primeren tudi za požarno analizo, prikazujemo na sliki 44.



Slika 44: Modificiran konstitucijski zakon stika med betonom in kablom, primeren za analizo pri povišanih temperaturah.

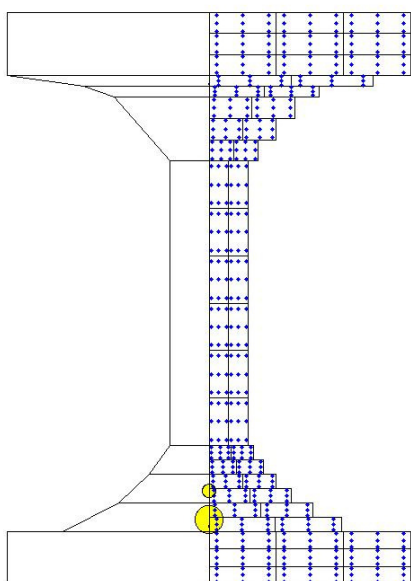
3.5.6 Metoda končnih elementov (NFIRA)

Ploščo modeliramo z dvajsetimi (20) linijskimi končnimi elementi. Računski model plošče in mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 45.



Slika 45: Mreža končnih elementov za prednapeto ploščo

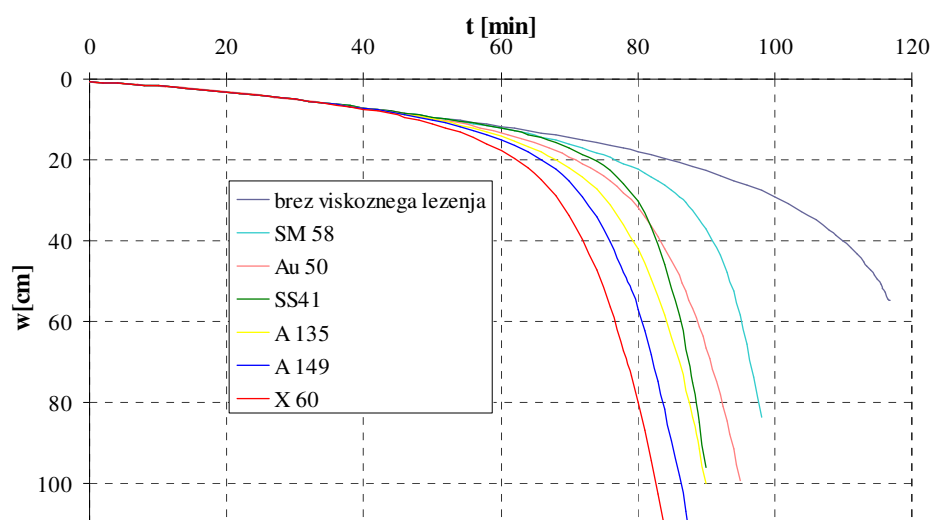
Za račun napetosti v betonskem delu prečnega prereza plošče, osmino prečnega prereza plošče razdelimo na 52 pravokotnih polj kot prikazujemo na sliki 46. Znotraj vsakega polja izračunamo prispevek napetosti s pomočjo 3-točkovne Gaussove ploskovne integracijske sheme. Tako je skupno število integracijskih točk 468. Kable za prednapetje obravnavamo točkovno.



Slika 46: Gaussove integracijske točke za račun prispevka napetosti betonskega dela prečnega prereza plošče

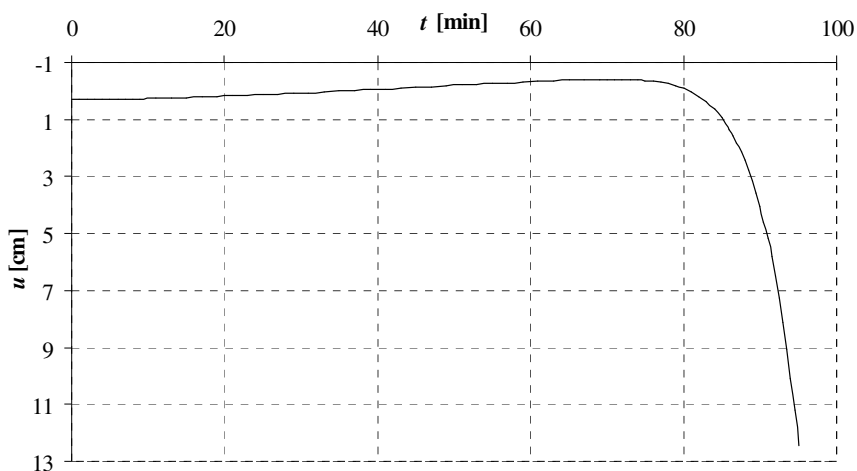
3.5.7 Rezultati analize odziva

Na sliki 47 prikazujemo spreminjanje navpičnega pomika prednapete plošče na sredini razpona med požarom. Pri tem v modelu za viskozno lezenje jekla uporabimo različne tipe jekel (Au50, Sm58, A135, X-60, A149, SS41), ki se med seboj razlikujejo po izrazitosti viskoznega lezenja pri povišanih temperaturah. Ugotovimo, da je viskozno lezenje najmanj izrazito pri jeklu tipa Sm58, najbolj pa pri jeklu tipa X-60. Viskozno lezenje jekla ima zelo velik vpliv na odziv plošče v zadnji fazi požara.



Slika 47: Časovni razvoj navpičnega pomika plošče med požarom in vpliv viskoznega lezenja jekla na odziv

Na sliki 48 prikazujemo še časovni razvoj vodoravnega pomika plošče. V modelu za viskozno lezenje jekla uporabimo parametre za jeklo Au50 (jeklo z manj izrazitim viskozno lezenjem).



Slika 48: Vodoravni pomik plošče med požarom (jeklo Au-50)

3.5.8 Požarna odpornost plošče

V skladu s standardom EN13501-2:2007 je mejna nosilnost plošče med požarom dosežena, ko sta izpolnjena naslednja kriterija:

- ko je prekoračena največja vrednost pomika $D = \frac{L^2}{400 \cdot d}$ (mm) in (3.54)

- ko je prekoračena hitrost naraščanja pomika $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 \cdot d}$ (mm / min). (3.55)

V enačbah (3.67) in (3.68) je L svetla razpetina plošče, d pa je statična višina plošče pri sobni temperaturi. Kriterija torej sta:

$$D = \frac{11350^2}{400 \cdot 351.3} = 916.7 \text{ mm} \cong 91.7 \text{ cm},$$

$$\frac{dD}{dt} = \frac{11350^2}{9000 \cdot 351.3} = 40.74 \text{ mm / min} \cong 4.07 \text{ cm / min}.$$

V preglednici 13 prikazujemo čase izpostavljenosti standardnemu požaru, pri katerih sta zgornja pogoja prvič prekoračena. Čase imenujemo požarna odpornost plošče glede na kriterij nosilnosti.

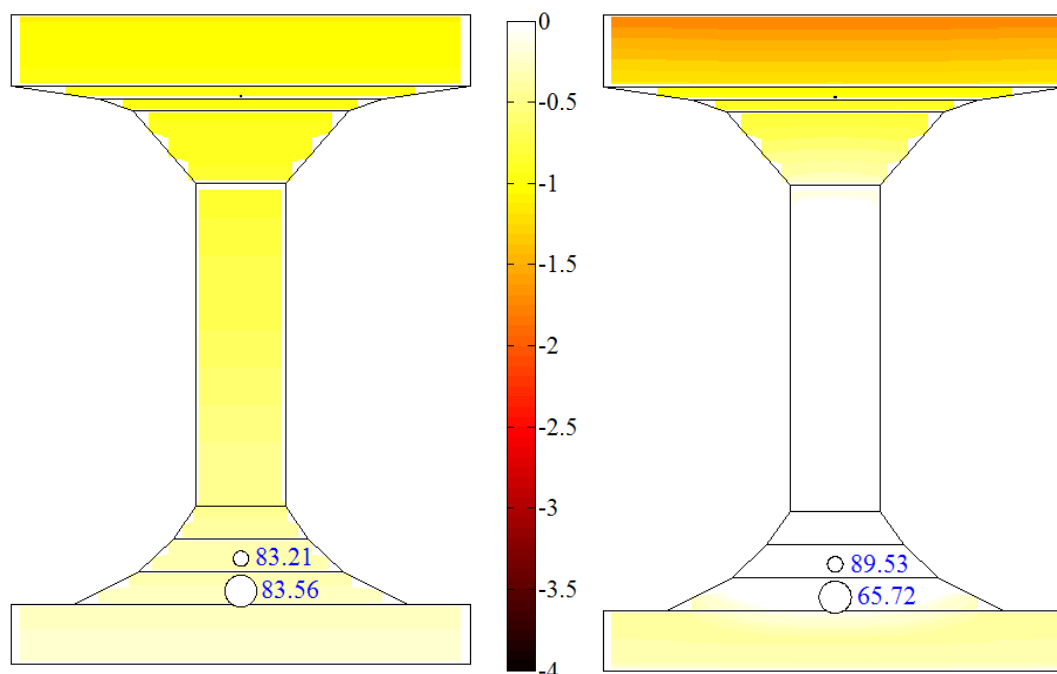
Preglednica 13: Požarna odpornost plošče pri različnih tipih jekel v modelu za viskozno lezenje jekla

	t [min]	D [cm]	dD/dt [cm/min]	Požarna odpornost
Brez viskoznega lezenja	116,7	54,8	4,6	R90
Sm 58	99	94,8	11,2	R90
Au 50	94	91,7	7,3	R90
SS 41	90	96,3	11,2	R60
A 135	89	91,6	7,8	R60
A149	86	98,0	8,4	R60
X 60	82	94,7	7,6	R60

Pri računu mehanskega odziva prednapete plošče brez upoštevanja viskoznega lezenja jekla je račun mogoč le do časa 116.7 minut. Takrat nastopi plastifikacija spodnjih kablov. V tem primeru je požarna odpornost plošče R90 in je enaka kot pri analizi plošče s poenostavljeno računsko metodo izoterme 500°C.

3.5.9 Napetosti v plošči med požarom

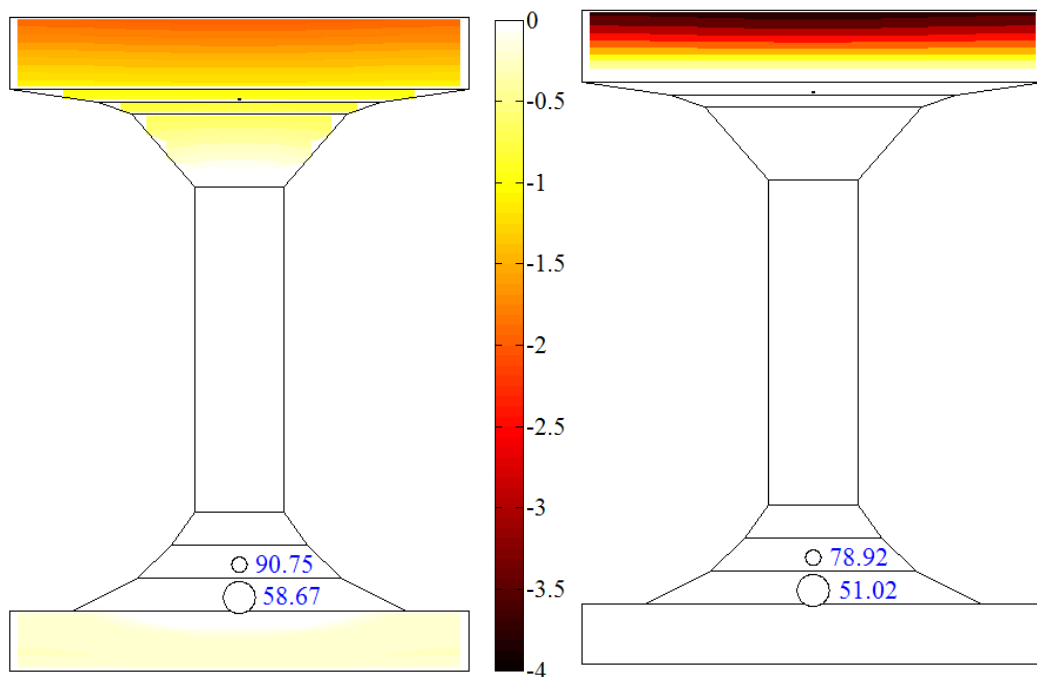
Na slikah 49 in 50 prikazujemo še razporeditev normalnih napetosti v betonu oziroma v kablju v prečnem prerezu plošče na sredini razpona pri različnih časih trajanja požara. V modelu za viskozno lezenje jekla uporabimo parametre za jeklo Au50 (jeklo z manj izrazitim viskoznim lezenjem).



a) začetno stanje, čas $t = 0$ minut

b) čas $t = 30$ minut

Slika 49: Razporeditev napetosti po četrtini prečnega prereza plošče pri času $t = 0$ in času $t = 30$ minut

a) čas $t = 60$ minutb) čas $t = 90$ minut

Slika 50: Razporeditev napetosti po četrtini prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ in času $t = 90$ minut

Pred nastopom požara ($t = 0$ min) so največje napetosti v betonu zaradi obtežbe in vpliva prednapetja na zgornjem robu plošče in so bistveno manjše od tlačne trdnosti betona pri sobni temperaturi $f_{c0} = 4.0 \text{ kN/cm}^2$. Ugotovimo, da je celoten prečni prerez tlačno obremenjen. Med požarom pa je poleg zgornjega roba plošče tlačno obremenjen le še spodnji rob plošče, t.j. rob, ki je požaru neposredno izpostavljen. Tu so napetosti v betonu v primerjavi s pripadajočo tlačno trdnostjo relativno majhne. V zadnji fazi pa se na zgornjem, t.j., hladnem robu plošče, pojavijo velike tlačne napetosti.

4 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo analizirali prednapeto votlo ploščo v pogojih normalne uporabe ter v pogojih požara. Prednapeta votla plošča je eden izmed najbolj pogosto uporabljenih in razširjenih prefabriciranih betonskih elementov. Obravnavana prednapeta plošča dolžine 11.45 m, širine 1.2 m in višine 40 cm je del medetažne nosilne konstrukcije nakupovalnega središča Stožice v Ljubljani. Prednapeta je s šestnajstimi (16) ravnimi kabli, ki potekajo ob spodnjem robu plošče v dveh vrstah.

V prvem delu diplomske naloge smo dokazovali varnost plošče na mejna stanja v pogojih normalne uporabe skladno z načeli in pravili Evrokoda. Za predvidene vplive smo projektirali prednapete kable, določili smo napenjalno silo, računali smo izgube sile prednapetja in preverjali, če so napetosti v betonu oziroma prednapetih kablích v času od napenjanja pa do končnega stanja v mejah dopustnih vrednosti. V končnem stanju smo se posvetili dokazovanju pogoja dekompresije, pri katerem smo morali zagotoviti, da so vsi kabli ležali najmanj 25 mm globoko v tlačnem betonu, preverili smo širino razpok ter varnost plošče proti upogibni in strižni porušitvi.

V drugem delu smo se posvetili analizi prednapete votle plošče v pogojih požara. Računali smo požarno odpornost plošče, t.j. čas trajanja požara, ko plošča še izpolnjuje zahteve glede nosilnosti, celovitosti in/ali toplotne izolativnosti. Zanimala nas je predvsem zahteva glede nosilnosti. Za dokazovanje požarne odpornosti plošče lahko skladno z Evrokodi uporabimo različne metode projektiranja. Odločili smo se za uporabo metode izoterme 500°C, ki spada med poenostavljene računske metode, ter uporabo matematičnega modela in ustreznega programskega orodja, razvitega na UL FGG, ki ga uvrstimo med napredne računske metode. Pri obeh metodah smo požarno analizo razdelili v dva nepovezana dela in sicer v temperaturno oziroma mehansko analizo konstrukcije med požarom.

Temperaturna analiza je bila skupna za obe računski metodi. V tem delu požarne analize smo z metodo končnih elementov izračunali časovno razporeditev temperatur po obravnavani plošči. Vpliv vsebnosti vlage in gibanja vlage znotraj betona na toplotni odziv smo upoštevali s povečanjem specifične toplote betona v temperaturnem območju med 100 in 200°C. Dodatno smo upoštevali vpliv zaprtih zračnih celic na razporeditev temperature po votli plošči.

Mehanski del požarne analize pri metodi izoterme 500°C je temeljil na zmanjšanju velikosti prečnega prereza zaradi v požaru poškodovanega območja ob površini betona. Metoda je uporabna za armirane in prednapete betonske elemente pri osni, upogibni in kombinirani osno upogibni obremenitvi, z nizko

vsebnostjo vlage ter za običajno stopnjo armiranja. Po tej metodi je bila požarna odpornost plošče približno 115 minut, tako da smo ploščo uvrstili v razred nosilnosti R90.

Mehanski del požarne analize pri napredni računski metodi pa je temeljil na priznanih načelih in predpostavkah teorije mehanike konstrukcij ter na upoštevanju temperaturno odvisnega spreminjanja mehanskih in toplotnih lastnosti materialov. Natančnost uporabljenega računskega modela, ki temelji na metodi končnih elementov, je bila preverjena na podlagi preizkusov, objavljenih v tuji literaturi. V analizi odziva smo upoštevali učinke geometrijske nelinearnosti, vpliv temperaturnih deformacij in deformacij lezenja betona in kablov pri povišanih temperaturah ter vpliv t.i. prehodnih deformacij v betonu. Vpliv eksplozivnega luščenja na požarno odpornost plošče smo zanemarili. Upoštevali smo, da se stik med betonom in kablom lahko zamakne, ne more pa se razmakniti, ter da se nosilnost stika s temperaturo zmanjšuje. Ugotovili smo, da ima viskozno lezenje jekla zelo velik vpliv na mehanski odziv plošče v zadnji fazi požara. V primeru, če smo vpliv lezenja jekla zanemarili, je bila požarna odpornost plošče 117 minut (R90), torej takšna, kot pri računu z metodo izoterme 500°C. Ko pa smo v računu upoštevali parametre za jeklo z najbolj izrazitim viskoznim lezenjem, je bila požarna odpornost plošče le še 82 minut (R60).

VIRI

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

Bažant, Z.P., Kaplan, M.F. 1996. Concrete at high temperatures: Material properties and mathematical models. London, Longman Group Limited: 412 f.

Bratina, S., Planinc, I. 2009. Poenostavljene metode projektiranja požarnovarnih nosilcev. Gradbeni vestnik 58, 4:101–110.

Bratina, S., Planinc, I., NFIRA (Nonlinear fire analysis). 2009. Program za statično in požarno analizo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Bratina, S. 2004. Nelinearna analiza armiranobetonskega nosilca med požarom. Gradbeni vestnik 53, 1-12: 194–202.

Diederichs, U., Schneider, U. 1981. Bond strength at high temperatures. Magazine of Concrete Research 33, 115: 75–84

Fellinger, J.H.H. 2004. Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs. Delft, DUP Science: 260 f.

Goljevšček, B. 2010. Analiza nosilnosti AB »pi« plošče v običajnih pogojih in pogojih požara. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 80 str.

Harmathy, T.Z. 1967. A comprehensive creep model. Journal of basic engineering.

Harmathy, T.Z. 1993. Fire safety design and concrete. London, Longman Group UK Limited: 412 f.

Keuser, M., Mehlhorn, G. 1983. Bond between prestressed steel and concrete - computer analysis using ADINA. Computers and Structures 17, 5 in 6: 669–676.

Krauberger, N. 2008. Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 109 str.

Purkiss, J.A. 1996. Fire safety Engineering Design of Structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 342 f.

SIST EN 1990: 2005 – Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij

SIST EN 1991-1-1: 2004 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-2: 2004 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije izpostavljene požaru.

SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij.

SIST EN 13963:2004: Montažni betonski izdelki – Specialni strešni elementi.

Sofistik AG, Sofistik. 2007. <http://www.sofistik.com>

The MathWorks, Inc., Matlab. 2009, <http://www.mathworks.com>

Turk, G. 1987. Programska oprema za račun nelinearnega in nestacionarnega prevajanja toplote z upoštevanjem raznih robnih pogojev in notranjega vira toplote zaradi hidratacije cementa. Diplomaska naloga. Ljubljana, (G. Turk): 95 f.

Velikanje, B. 1993. Vpliv temperature na mostove. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 134 str.

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