

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 študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Blaž Goljevšček

ANALIZA NOSILNOSTI AB "PI" PLOŠČE V OBIČAJNIH POGOJIH IN POGOJIH POŽARA

Diplomska naloga št.: 3122

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Somentor:

asist. dr. Tomaž Hozjan

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani **BLAŽ GOLJEVŠČEK** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
“ANALIZA NOSILNOSTI AB “PI” PLOŠČE V OBIČAJNIH POGOJIH IN POGOJIH POŽARA”.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 2010

(podpis kandidata)

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 614.84:624.012.45:624.073(043.2)
- Avtor:** Blaž Goljevšek
- Mentor:** Doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.
- Somentor:** Asist. dr. Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. gradb.
- Naslov:** Analiza nosilnosti AB "pi" plošče v običajnih pogojih in pogojih požara
- Obseg in oprema:** 80 str., 7 pregl., 53 sl., 118 en.
- Ključne besede:** "pi" plošča, armatura, nosilnost, požarna analiza, temperatura, požarna odpornost

Izvleček:

V diplomski nalogi analiziramo nosilnost armiranobetonske "pi" plošče v običajnih pogojih in pogojih požara. Ploščo najprej projektiramo skladno z načeli in pravili standarda Evrokod in sicer tako, da bo dovolj konstrukcijsko odporna, uporabna in trajna. V nadaljevanju z metodo končnih elementov analiziramo nelinearni mehanski odziv "pi" plošče na kratkotrajno statično obtežbo ter rezultate primerjamo z rezultati obremenilnega preizkusa. Ugotovimo dobro ujemanje rezultatov. Na koncu analiziramo še odpornost "pi" plošče v pogojih požara. Požarno odpornost plošče določimo na dva načina skladno z Evrokodom in sicer s poenostavljeno ter z napredno računsko metodo. Metodi sta dvofazni. V prvi fazi neodvisno od izbrane metode izračunamo razporeditev temperatur po "pi" plošči med požarom. V drugi fazi določimo požarno odpornost plošče. Pri poenostavljeni računski metodi dokaz temelji na računu upogibne odpornosti prečnega prereza na sredini razpetine "pi" plošče med požarom, pri napredni metodi pa z metodo končnih elementov analiziramo mehanski odziv plošče med požarom ter preverjamo, kdaj navpični pomiki "pi" plošče prekoračijo s predpisi določeno mejno vrednost. Ugotovimo, da se požarni odpornosti po obeh metodah bistveno ne razlikujeta.

BIBLIOGRAPHIC–DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 614.84:624.012.45:624.073(043.2)
Author: Blaž Goljevšek
Supervisor: dr. Sebastjan Bratina, assist. prof.
Cosupervisor: dr. Tomaž Hozjan, assist.
Title: Bearing capacity analysis of RC "pi" slab under normal and fire conditions
Notes: 80 p., 7 tab., 53 fig., 118 eq.
Key words: "phi" slab, reinforcing steel, capacity, fire analysis, temperature, fire resistance

Abstract:

In the graduation thesis, we analyze the bearing capacity of the reinforced concrete "phi" slab under normal and fire conditions. In the beginning, we present the dimensioning process of the slab according to the Eurocode principles and rules, in terms of meeting the requirements for mechanical resistance, functionality and durability. Next, we use the finite element method to analyze a nonlinear mechanical response of the "phi" slab under the influence of short-term static load and compare the results with the results of the load test. Good correlation between the results is established. And finally, we analyze the capacity of the "phi" slab under fire conditions. According to the Eurocode the fire resistance is in the first place determined by the simplified method of isotherm 500 °C, and then by using the advanced computational method. Both methods are two-phased. In the first phase, we calculate the temperature field across the "pi" slab during fire independent of the chosen method. In the second phase, we determine the fire resistance of the slab. By using the simplified method fire resistance is determined by the calculation of the bending capacity of the cross section in the middle of the span of the "phi" slab. While in the advanced computational method we analyze the mechanical response of the slab during fire, by using the finite element method. When vertical displacements exceed the critical value determined by the regulations, fire resistance of the "phi" slab is reached. We can conclude that the fire resistance determined by both methods does not differ significantly.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini, univ. dipl. inž. gradb. ter somentorju asist. dr. Tomažu Hozjanu, univ. dipl. inž. gradb. Zahvaljujem se tudi podjetju Vegrad d.d., ki so mi omogočili obdelavo rezultatov laboratorijskih preiskav obravnavanih plošč.

Zahvala gre tudi staršem in dekletu za vso pomoč in podporo v času izdelave diplomske naloge, kakor tudi v času celotnega študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PROJEKTIRANJE "PI" PLOŠČE V OBIČAJNIH POGOJIH UPORABE.....	3
2.1	Osnovne značilnosti "pi" plošče	3
2.2	Karakteristične lastnosti uporabljenih materialov	4
2.3	Računski model "pi" plošče	4
2.4	Vplivi na konstrukcijo.....	5
2.5	Projektiranje "pi" plošče na mejna stanja nosilnosti.....	6
2.5.1	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije).....	6
2.5.2	Dimenzioniranje na upogibno obremenitev	7
2.5.3	Upogibna obremenitev v prečni smeri.....	10
2.5.4	Upogibna in strižna obremenitev tlačne plošče ob podpori.....	13
2.5.5	Strižna obremenitev na stiku rebra in tlačne plošče	16
2.5.6	Analiza ležišča "pi" plošče z uporabo modela z razporami in vezmi	17
2.6	Projektiranje "pi" plošče na mejna stanja uporabnosti	22
2.6.1	Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti	22
2.6.2	Omejitve širine razpok	23
2.6.3	Navpični pomiki.....	25
3	ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA "PI" PLOŠČE NA KRATKOTRAJNO STATIČNO OBTEŽBO.....	35
3.1	Obremenilni preizkus.....	35
3.1.1	Armatura v "pi" ploščah.....	35
3.1.2	Preiskave vgrajenih betonov	36
3.1.3	Preiskave vgrajenega jekla za armiranje	37
3.1.4	Opis obremenilnega preizkusa	37
3.2	Nelinearna analiza odziva "pi" plošče do porušitve.....	41
3.2.1	Metoda končnih elementov (program NFIRA).....	41
3.2.2	Konstitucijski model betona in jekla za armiranje	43
3.2.3	Izračunan mehanski odziv plošče ter primerjava s preizkusom.....	45
4	POŽARNA ANALIZA "PI" PLOŠČE.....	47
4.1	Požarna odpornost gradbenih konstrukcij	47

4.2	Projektiranje "pi" plošče v požarnem projektne stanju	48
4.2.1	Kombinacije vplivov za neugodna projektne stanja (požar)	48
4.2.2	Postopki projektiranja požarnovarnih konstrukcij.....	49
4.3	Spreminjanje temperature okolja med požarom – požarni scenarij	50
4.4	Temperaturni del požarne analize.....	51
4.4.1	Metoda končnih elementov	55
4.4.2	Časovno spreminjanje temperaturnega polja v "pi" plošči.....	55
4.5	Mehanski del požarne analize z uporabo poenostavljene računske metode izoterme 500 °C	56
4.5.1	Prispevek betonskega dela prereza k upogibni odpornosti.....	59
4.5.2	Prispevek armaturnih palic k upogibni odpornosti.....	60
4.5.3	Požarna odpornost "pi" plošče	62
4.6	Mehanski del požarne analize z uporabo napredne računske metode	63
4.6.1	Aditivni razcep geometrijske deformacije - ϵ.....	64
4.6.2	Luščenje betona.....	70
4.6.3	Metoda končnih elementov	71
4.6.4	Razporeditev napetosti v prečnem prerezu "pi" plošče med požarom.....	72
4.6.5	Navpični pomiki plošče.....	74
4.6.6	Požarna odpornost "pi" plošče	75
5	ZAKLJUČKI.....	77
	VIRI.....	79
	PRILOGA A: ARMATURNI NAČRT "PI" PLOŠČE	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vplivi na "pi" ploščo	6
Preglednica 2: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja	7
Preglednica 3: Preiskave tlačnih trdnosti betonov	36
Preglednica 4: Kvaliteta uporabljenega jekla	37
Preglednica 5: Prispevek betona k upogibni nosilnosti "pi" plošče	59
Preglednica 6: Prispevek armature k upogibni nosilnosti plošče	61
Preglednica 7: Izkoriščenost prereza pri času $t = 0, 60, 90$ in 95 min	62

KAZALO SLIK

Slika 1: Obremenilni preizkus "pi" plošče	2
Slika 2: Vzдолžni prereз "pi" plošče (dimenzije v cm).....	3
Slika 3: Prečni prereз "pi" plošče v polju (dimenzije v cm).....	3
Slika 4: Računski model "pi" plošče	4
Slika 5: Geometrijski parametri pri računu sodelujoče širine tlačne plošče.....	5
Slika 6: Prečni prereз rebra "pi" plošče za dimenzioniranje na upogibno obremenitev	7
Slika 7: Izbrana armatura v rebro "pi" plošče	9
Slika 8: Računski model plošče v prečni smeri.....	10
Slika 9: Vzдолžni prereз tlačne plošče v polju med rebri.....	11
Slika 10: Vzдолžni prereз tlačne plošče ob rebro	12
Slika 11: Računski model plošče ob podpori	13
Slika 12: Modeliranje ležišča s tlačnimi razporami in nateznimi vezmi.....	18
Slika 13: Določitev razdalje a	18
Slika 14: Ravnotežje sil v vozlišču V	21
Slika 15: Prečni prereз rebra	24
Slika 16: Lega nevtralne osi v prečnem prereзу na sredini razpona pri računu pomika "pi" plošče z upoštevanjem lezenja.....	30
Slika 17: (a) projektna obtežba konstrukcije in (b) obtežba med obremenilnim preizkusom..	38
Slika 18: Obremenilni preizkus "pi" plošče (dimenzije v cm)	38
Slika 19: Naraščanje navpičnega pomika w_a v petem ciklu obremenilne preiskave.....	40
Slika 20: Naraščanje navpičnega pomika w_c v petem ciklu obremenilne preiskave.....	41
Slika 21: Računski model "pi" plošče (dimenzije v cm).....	42
Slika 22: Mreža končnih elementov	42
Slika 23: Prečni prereз "pi" plošče v polju (dimenzije v cm)	43
Slika 24: Konstitucijski model za beton C30/37 za analizo konstrukcij	44
Slika 25: Idealiziran konstitucijski model za jeklo z oznako S 500-B	44
Slika 26: Obtežno-deformacijske krivulje za navpični pomik ob podpori w_a	45
Slika 27: Obtežno-deformacijske krivulje za navpični pomik ob podpori w_c	46
Slika 28: Standardna požarna krivulja skladno s SIST EN 1991-1-2:2005	50
Slika 29: Toplotna prevodnost betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005.....	53

Slika 30: Specifična toplota betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005	54
Slika 31: Gostota betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005	54
Slika 32: Mreža končnih elementov po delu prečnega prereza "pi" plošče.....	55
Slika 33: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 30$ minut.....	55
Slika 34: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ minut.....	56
Slika 35: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 90$ minut.....	56
Slika 36: Izoterma 500 °C pri času $t = 90$ min.....	58
Slika 37: Spreminjanje lege nevtralne osi med požarom.....	58
Slika 38: Trdnost jekla S 500 skladno s SIST EN 1992-1-1:2005.....	61
Slika 39: Spreminjanje upogibne odpornosti "pi" plošče med požarom	62
Slika 40: Konstitucijski zakon betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005	64
Slika 41: Temperaturna deformacija betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005.....	65
Slika 42: Trdnost armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005	67
Slika 43: Elastični modul armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005.....	68
Slika 44: Matematični model sovisnosti med napetostjo in deformacijo hladno oblikovanega jekla za armiranje skladno s SIST EN 1992-1-2:2005.....	68
Slika 45: Temperaturne deformacije armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005	69
Slika 46: Mreža končnih elementov za "pi" ploščo	71
Slika 47: Mreža integracijskih točk za račun napetosti po prečnem prerezu plošče.....	71
Slika 48: Relativna napaka vrednosti navpičnega pomika w_c v odvisnosti od števila integracijskih točk	72
Slika 49: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 0$ minut.....	73
Slika 50: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 30$ minut.....	73
Slika 51: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ minut.....	73
Slika 52: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 90$ minut.....	73
Slika 53: Vpliv deformacij v betonu in armaturi na navpični pomik w_c	74

1 UVOD

Pri projektiranju stavb in gradbenih inženirskih objektov upoštevamo načela in pravila, ki jih določa standard Evrokod. Načela in pravila uporabljamo pri projektiranju običajnih in inovativnih konstrukcij in sicer tako za celoto kot tudi pri projektiranju posameznih konstrukcijskih delov. Pri tem konstrukcijo projektiramo tako, da zagotovimo zadostno mehansko odpornost, uporabnost in trajnost. V diplomski nalogi prikazujemo posamezne faze projektiranja rebraste strešne plošče oziroma t.i. "pi" plošče. Plošča je izdelana iz armiranega betona (AB). Obravnavamo predvsem mehansko odpornost in uporabnost plošče v običajnih pogojih ter v pogojih požara. V tem primeru se pri projektiranju navezujemo predvsem na uporabo Evrokoda 0: Osnove projektiranja konstrukcij, Evrokoda 1: Vplivi na konstrukcije in Evrokoda 2: Projektiranje betonskih konstrukcij.

Projektiranje AB "pi" plošče temelji na uporabi ustreznega računskega modela, ki omogoča napoved obnašanja plošče s sprejemljivo natančnostjo in je primeren za obravnavana mejna stanja. Običajno morajo biti računski modeli tudi eksperimentalno podprti. Povezava med računskim modelom in eksperimentalnimi analizami je relativno zahtevna naloga, ker se vsaj nekaterim predpostavkam in omejitvam pri računskem modeliranju in pri eksperimentu ne moremo izogniti, od česar je odvisen tudi rezultat. Poleg tega eksperimenti, tako na področju analize konstrukcij v običajnih pogojih, kot tudi v pogojih požara, predstavljajo relativno velik strošek in so lahko še zamudni in zahtevni zaradi priprave in pravilne izpeljave. Z ustreznimi računalniškimi orodji, ki omogočajo zahtevnejše numerične analize, pa lahko dobimo tudi vpogled v obnašanje konstrukcij pod vplivom kompleksnejših termo-mehanskih procesov. Cilj se je torej z uporabo računskih metod in računalniških orodij izogniti tovrstnim preiskavam, obenem pa se čim bolj natančno približati dejanskemu obnašanju konstrukcij pri določenih pogojih.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še štiri poglavja. V drugem poglavju prikazujemo projektiranje AB "pi" plošče v običajnih pogojih uporabe skladno z določili standarda Evrokod. Rezultate primerjamo z vrednostmi, ki smo jih odčitali iz projekta za omenjene plošče znanega slovenskega proizvajalca. V tretjem poglavju z metodo končnih elementov analiziramo mehanski odziv AB "pi" plošče na kratkotrajno statično obtežbo ter ga primerjamo z rezultati obremenilnih preizkusov plošče. Na sliki 1 prikazujemo deformiranje "pi" plošče med upogibnim obremenilnim preizkusom. V četrtem poglavju projektiramo AB "pi" ploščo v pogojih požara. Na koncu podamo zaključke.

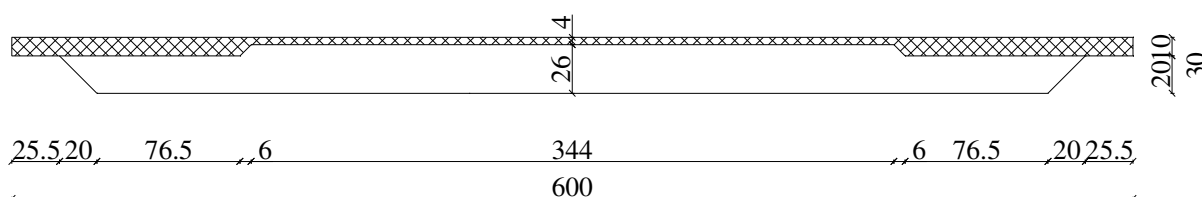


Slika 1: Obremenilni preizkus "pi" plošče

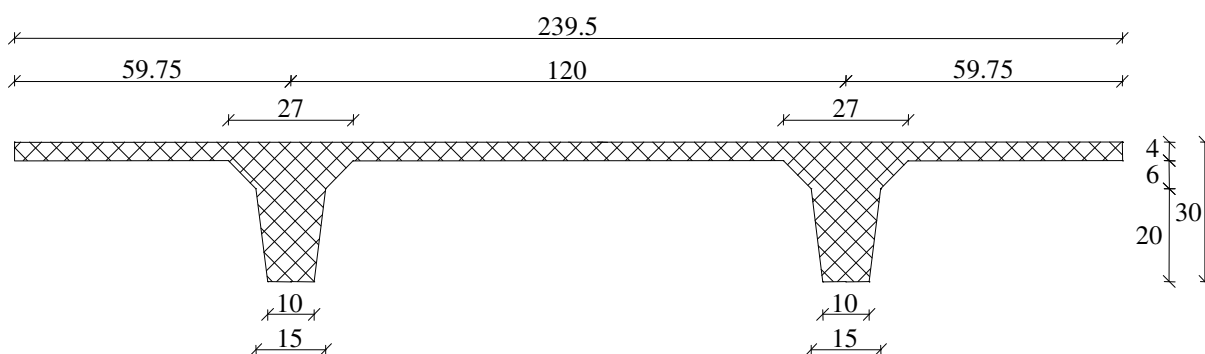
2 PROJEKTIRANJE "PI" PLOŠČE V OBIČAJNIH POGOJIH UPORABE

2.1 Osnovne značilnosti "pi" plošče

Obravnavamo rebrasto strešno ploščo (v nadaljevanju "pi" ploščo), nazivne dolžine 6.0 m. Sestavljena je iz dveh enakih reber višine 26 cm, ki potekata v vzdolžni smeri in sta v prečni smeri na medsebojni oddaljenosti 120 cm. Širina rebra se z višino spreminja. Na spodnjem robu je rebro široko 10.2 cm, na zgornjem robu, kjer se zaključči v obliki vute, pa 27 cm. Preko reber poteka tlačna plošča debeline 4 cm in širine 239.5 cm. V vzdolžni smeri "pi" plošče se rebri končata 45.5 cm od zaključka plošče. V tem območju je debelina tlačne plošče večja in je 10 cm. Na sliki 2 prikazujemo vzdolžni prerez, na sliki 3 pa prečni prerez "pi" plošče v polju.



Slika 2: Vzdolžni prerez "pi" plošče (dimenzije v cm)



Slika 3: Prečni prerez "pi" plošče v polju (dimenzije v cm)

Glede na pogoje okolja lahko v skladu z EN 206-1 "pi" ploščo uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1 (suho ali trajno mokro – beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka).

2.2 Karakteristične lastnosti uporabljenih materialov

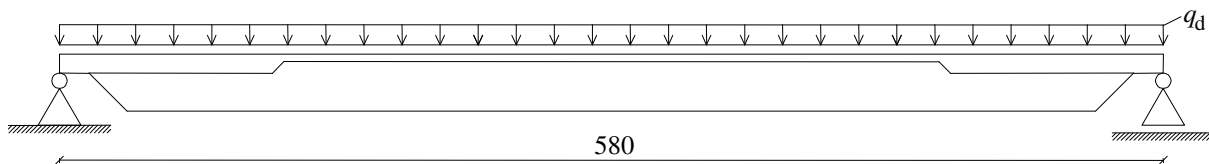
Za izdelavo "pi" plošče uporabimo beton trdnostnega razreda C30/37 in jeklo za armiranje S 500-B. V nadaljevanju podajamo osnovne mehanske lastnosti betona oziroma jekla:

- beton C30/37; $f_{ck} = 3.0 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ctm} = 0.29 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ctk,0.05} = 0.20 \text{ kN/cm}^2$,
 $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$
- jeklo S 500; $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$

Pomen zgornjih oznak je naslednji: f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, izmerjena na valju, f_{ctm} je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, $f_{ctk,0.05}$ je karakteristična osna natezna trdnost (5 % fraktila), E_{cm} je sekantni modul elastičnosti betona, f_{yk} je karakteristična meja elastičnosti armature, E_s pa projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje.

2.3 Računski model "pi" plošče

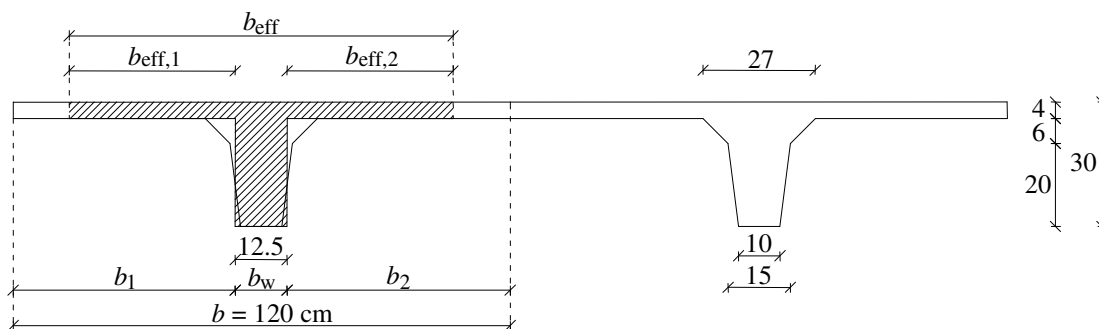
V diplomski nalogi "pi" ploščo modeliramo z modelom prostoležečega nosilca. Pri tem modelu upoštevamo Bernoullijevo predpostavko o ravnih prečnih prerezih, predpostavimo, da je prečni prerez simetričen glede na ravnino deformiranja "pi" plošče, deformiranje plošče opišemo z membranskimi in upogibnimi deformacijami, obtežba deluje v ravnini deformiranja plošče, dodatno pa predpostavimo še kompatibilnost deformacij betona in armature na medsebojnem stiku. Na sliki 4 prikazujemo računski model "pi" plošče.



Slika 4: Računski model "pi" plošče

Pri nosilcih s prečnim prerezom T-oblike, kamor lahko uvrstimo obravnavano "pi" ploščo, je sodelujoča širina tlačne plošče, za katero lahko po širini privzamemo konstantno napetost, odvisna od dimenzij rebra in tlačne plošče, vrste obtežbe, razpetine ter pogojev podpiranja.

V nadaljevanju prikazujemo račun sodelujoče širine tlačne plošče v prečnem prerezu na sredini razpetine "pi" plošče. V analizi upoštevamo konstantno sodelujočo širino po celotni razpetini.



Slika 5: Geometrijski parametri pri računu sodelujoče širine tlačne plošče

$$b_i = b_1 = b_2 = \frac{120 \text{ cm} - 12.5 \text{ cm}}{2} = 53.75 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},i} = b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 53.75 \text{ cm} + 0.1 \cdot 580 \text{ cm} = 68.75 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},i} = 68.75 \text{ cm} \leq 0.2 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 580 \text{ cm} = 116 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$b_{\text{eff},i} = 68.75 \text{ cm} \leq b_i = 53.75 \text{ cm} \quad \times \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},i} = 53.75 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum_i b_{\text{eff},i} + b_w = b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w = 53.75 \text{ cm} + 53.75 \text{ cm} + 12.5 \text{ cm} = \mathbf{120 \text{ cm}} \quad (2.1)$$

2.4 Vplivi na konstrukcijo

Armiranobetonska "pi" plošča je v običajnih pogojih uporabe izpostavljena naslednjim vplivom, ki jih povzamemo po projektu:

- lastna teža plošče: $g_1 = 3.94 \text{ kN/m}$
- stalna obtežba strehe: $g_s = 0.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.40 \text{ m} = 0.96 \text{ kN/m}$
- obtežba snega: $q_s = 1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.40 \text{ m} = 3.60 \text{ kN/m}$

2.5 Projektiranje “pi” plošče na mejna stanja nosilnosti

Pri projektiranju na mejna stanja preverjamo mejna stanja porušitve ali prevelikih deformacij prečnega prereza oziroma elementa. Pri tem moramo dokazati, da velja pogoj:

$$E_d \leq R_d, \quad (2.2)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (notranje sile in momenti), R_d pa projektna vrednost pripadajoče odpornosti. Projektno vrednost učinkov vplivov določimo s kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja, ki jih običajno imenujemo kar osnovne kombinacije vplivov.

2.5.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

V skladu s standardom SIST EN 1990:2004 osnovne kombinacije vplivov izrazimo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.3)$$

Pri tem je $G_{k,j}$ j -ti stalni vpliv, $Q_{k,1}$ je prevladujoči spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ ($i \geq 1$) so drugi spremenljivi vplivi, $\gamma_{G,j}$ je delni faktor za j -ti stalni vpliv ($\gamma_{G,j} = 1.35$ oz. 1.0), $\gamma_{Q,1}$ je delni faktor za prevladujoči spremenljivi vpliv ($\gamma_{Q,1} = 1.5$ oz. 0), $\gamma_{Q,i}$ je delni faktor za i -ti spremenljivi vpliv ($i \geq 1$), $\psi_{0,i}$ pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega spremenljivega vpliva. Indeks $()_k$ označuje karakteristične vrednosti vplivov. Enačba (2.3) se v našem primeru poenostavi, ker je plošča izpostavljena le enemu spremenljivemu vplivu – obtežbi snega. V preglednici 1 prikazujemo vplive za stalna projektna stanja, v preglednici 2 pa njihove kombinacije.

Preglednica 1: Vplivi na “pi” ploščo

Oznaka vpliva	Vrsta vpliva	Opis
I	stalni (G_k)	lastna teža + stalna obtežba
II	spremenljivi (Q_k)	obtežba snega

Preglednica 2: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja

Kombinacije vplivov	I	II
K1	1.0	0
K2	1.0	1.5
K3	1.35	0
K4	1.35	1.5

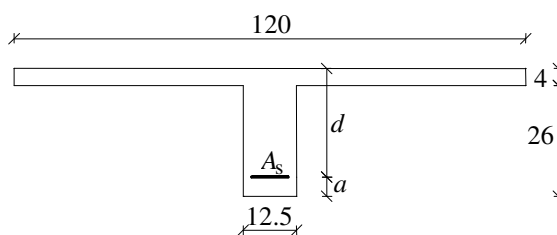
Največjo upogibno in strižno obremenitev "pi" plošče povzroča kombinacija K4.

2.5.2 Dimenzioniranje na upogibno obremenitev

Skladno s kombinacijo vplivov K4 je projektna obtežba plošče:

$$\begin{aligned} q_d &= 1.35 \cdot (g_1 + g_s) + 1.5 \cdot q_s = \\ &= 1.35 \cdot \left(3.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) + 1.5 \cdot 3.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = \mathbf{12.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Pri projektiranju vzdolžne armature obravnavamo eno rebro "pi" plošče s sodelujočo širino tlačne plošče. Na sliki 6 prikazujemo prečni prerez rebra s tlačno ploščo.



Slika 6: Prečni prerez rebra "pi" plošče za dimenzioniranje na upogibno obremenitev

Vplivna širina enega rebra je ravno enaka polovici širine plošče, tako da je linijska obtežba, ki jo upoštevamo pri dimenzioniranju rebra, sledeča:

$$q_d^{\text{1 rebro}} = \frac{q_d}{2} = \frac{12.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = \mathbf{6.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \quad (2.5)$$

Z znanimi izrazi izračunamo upogibno obremenitev, ki je največja v prečnem prerezu na sredini razpetine "pi" plošče. Pri tem je osna sila enaka 0.

$$M_{Ed} = \frac{q_d^{1 \text{ rebro}} \cdot L^2}{8} = \frac{6.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5.80 \text{ m})^2}{8} = 25.3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = M_{Ed} = 25.3 \text{ kNm}$$

Izberemo oddaljenost težišča spodnje vzdolžne armature od spodnjega roba, ki je enaka oddaljenosti po projektu, in je:

$$a = 4.5 \text{ cm}$$

$$d = h - a = 30 \text{ cm} - 4.5 \text{ cm} = 25.5 \text{ cm}$$

Projektno vrednost tlačne trdnosti betona f_{cd} in projektno mejo elastičnosti armature f_{yd} izračunamo s pomočjo delnih varnostnih faktorjev za beton - γ_c in jeklo - γ_s .

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Koeficient natezne armature je:

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25.3 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{1.0 \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 120 \text{ cm} \cdot (25.5 \text{ cm})^2} = 0.016$$

Prečni prerez dimenzioniramo s pomočjo priročnika (Rogač R., Saje F., Lozej M. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj, 1989) kot pravokoten prerez. V nadaljevanju to dokažemo z lego nevtralne osi v tlačni plošči.

$$k_d \rightarrow \text{Deformacije } \varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 \text{ ‰} / - 1.00 \text{ ‰} \rightarrow k_x = 0.091, k_s = 1.033, k_d = 0.037$$

Legra nevtralne osi:

$$x = k_x \cdot d = 0.091 \cdot 25.5 \text{ cm} = 2.3 \text{ cm} \quad (2.8)$$

$$x = 2.3 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \text{nevtralna os leži v tlačni plošči} \quad \checkmark$$

Ročica notranjih sil:

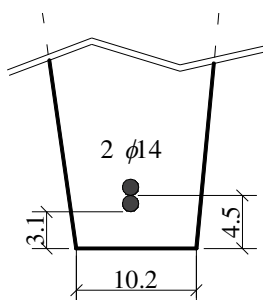
$$z = \frac{1}{k_s} \cdot d = \frac{1}{1.033} \cdot 25.5 \text{ cm} = 24.7 \text{ cm} \quad (2.9)$$

Potrebna natezna vzdolžna armatura v enem rebri:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1.033 \cdot \frac{25.3 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{25.5 \text{ cm} \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad (2.10)$$

$$\rightarrow \text{Izberemo } 2 \phi 14 \rightarrow A_{s,dej} = 2 \cdot 3.14 \cdot (0.7 \text{ cm})^2 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Na sliki 7 prikazujemo lego vzdolžnih armaturnih palic v rebri "pi" plošče. Izbrana armatura je enaka armaturi po projektu.



Slika 7: Izbrana armatura v rebri "pi" plošče

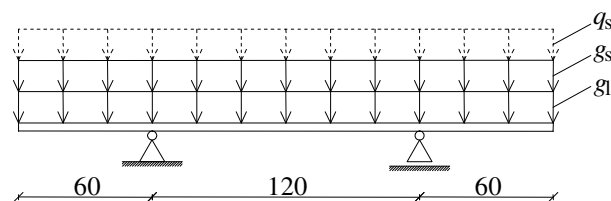
Preverimo še zahtevo za minimalno vzdolžno armaturo enega rebra:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = \\ &= 0.26 \cdot \frac{0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 12.5 \text{ cm} \cdot 25.5 \text{ cm} \geq 0.0013 \cdot 12.5 \text{ cm} \cdot 25.5 \text{ cm} = \\ &= 0.48 \text{ cm}^2 \geq 0.41 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (2.11)$$

Izbrana armatura izpoljuje pogoj za minimalno armaturo.

2.5.3 Upogibna obremenitev v prečni smeri

Dodatno obravnavamo tudi upogibno obremenitev tlačne plošče v prečni smeri. Poenostavljen model previsnega linijskega nosilca prikazujemo na sliki 8. Vzdolžni rebri "pi" plošče upoštevamo kot podpori tlačne plošče pri upogibni obremenitvi v prečni smeri.



Slika 8: Računski model plošče v prečni smeri

Obravnavamo pas tlačne plošče s širino 1 m. V nadaljevanju podajamo pripadajoče vrednosti vplivov:

- lastna teža plošče: $g_l = \frac{3.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2.40 \text{ m}} \cdot 1.0 \text{ m} = 1.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- stalna obtežba strehe: $g_s = 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.0 \text{ m} = 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- obtežba snega: $q_s = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.0 \text{ m} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

V nadaljevanju dimenzioniramo tlačno ploščo na maksimalno in minimalno upogibno obremenitev v prečni smeri. Maksimalna obremenitev nastopa v prečnem prerezu med vzdolžnimi rebri "pi" plošče, minimalna pa prečnem prerezu pa nad rebri.

- **prerez v polju med rebri**

$$\begin{aligned} \max M_{Ed} &= \frac{1.0}{1.35} \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + 1.5 \cdot M_{qs} = \\ &= \frac{1.0}{1.35} \cdot (0 + 0) + 1.5 \cdot \frac{1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1.20 \text{ m})^2}{8} = \mathbf{0.41 \text{ kNm}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Izkaže se, da je upogibni moment na sredini polja zaradi stalnega vpliva ravno enak 0.

Izberemo $a = 0.75 \text{ cm} \rightarrow d = 3.25 \text{ cm}$

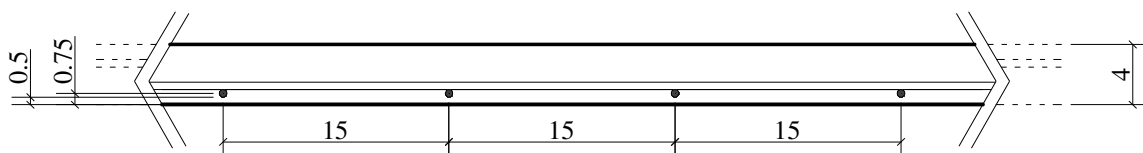
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.41 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{1.0 \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (3.25 \text{ cm})^2} = 0.019 \quad (2.13)$$

$$k_d \rightarrow \text{Deformacije } \varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 \text{ ‰} / -1.00 \text{ ‰} \rightarrow k_x = 0.091, k_s = 1.033, k_d = 0.037$$

Potrebna količina armature v prečni smeri tlačne plošče v polju med rebri je:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1.033 \cdot \frac{0.41 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{3.25 \text{ cm} \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.30 \text{ cm}^2 \quad (2.14)$$

→ Izberemo armaturno mrežo **Q131** → $A_{s,dej} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$



Slika 9: Vzdolžni prerez tlačne plošče v polju med rebri

• **prerez nad rebrom**

$$\begin{aligned} \min M_{Ed} &= - (1.35 \cdot M_{g1} + 1.35 \cdot M_{g_s} + 1.5 \cdot M_{q_s}) = \\ &= - \left(1.35 \cdot \frac{1.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (0.60 \text{ m})^2}{2} + 1.35 \cdot \frac{0.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (0.60 \text{ m})^2}{2} + \right. \\ &\quad \left. + 1.5 \cdot \frac{1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (0.60 \text{ m})^2}{2} \right) = - \mathbf{0.90 \text{ kNm}} \end{aligned} \quad (2.15)$$

Izberemo $a = 1.25 \text{ cm} \rightarrow d = 2.75 \text{ cm}$

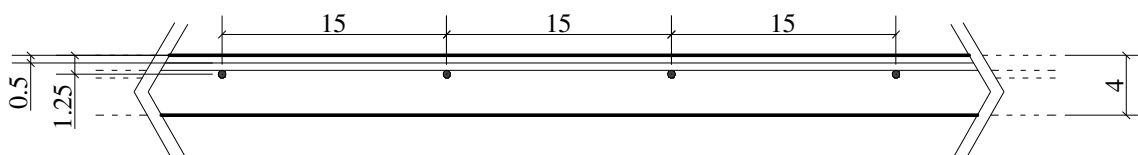
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.90 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{1.0 \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (2.75 \text{ cm})^2} = 0.060 \quad (2.16)$$

$k_d \rightarrow$ Deformacije $\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 \text{ ‰} / - 1.50 \text{ ‰} \rightarrow k_x = 0.130, k_s = 1.049, k_d = 0.070$

Potrebna količina armature v prečni smeri tlačne plošče nad rebrom je:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1.049 \cdot \frac{0.90 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{2.75 \text{ cm} \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.79 \text{ cm}^2 \quad (2.17)$$

\rightarrow Izberemo armaturno mrežo **Q131** $\rightarrow A_{s,dej} = \mathbf{1.31 \text{ cm}^2/\text{m}}$



Slika 10: Vzdolžni prerez tlačne plošče ob rebro

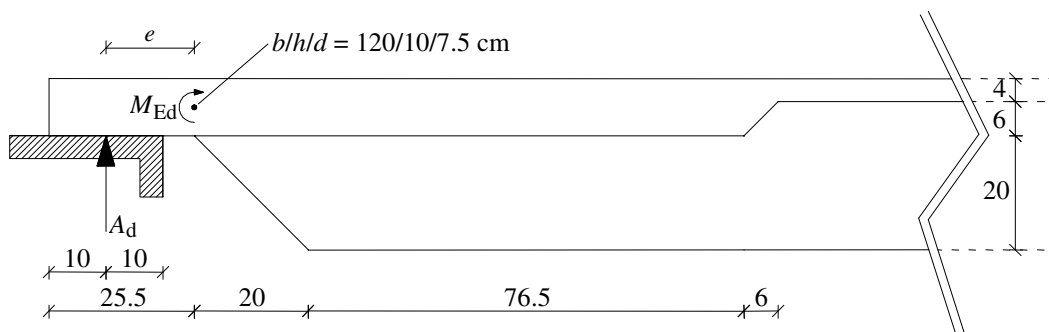
Preverimo še pogoj minimalne vzdolžne armature v prečni smeri tlačne plošče:

$$\begin{aligned}
 A_{s,\min} &= 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = \\
 &= 0.26 \cdot \frac{0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 3.25 \text{ cm} \geq 0.0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 3.25 \text{ cm} = \\
 &= 0.49 \text{ cm}^2 \geq 0.42 \text{ cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{2.18}$$

Izbrana armatura izpolnjuje pogoj minimalne armature.

2.5.4 Upogibna in strižna obremenitev tlačne plošče ob podpori

Na sliki 11 prikazujemo geometrijske podatke "pi" plošče ob podpori. Projektiramo prečni prerez tlačne plošče na oddaljenosti e od podpore.



Slika 11: Računski model plošče ob podpori

Z A_d označimo reakcijo v podpori za vplivno širino enega rebra. Skupno reakcijo R "pi" plošče izračunamo iz ravnotežnega pogoja, kjer je q_d projektna obtežba "pi" plošče:

$$R = \frac{q_d \cdot L}{2} = \frac{12.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6.0 \text{ m}}{2} = 36.06 \text{ kN}
 \tag{2.19}$$

Obremenitev prečnega prereza tlačne plošče na oddaljenosti e od podpore je:

$$V_{Ed}^{1 \text{ rebro}} = A_d = \frac{R}{2} = \frac{36.06 \text{ kN}}{2} = \mathbf{18.03 \text{ kN}}$$
$$M_{Ed}^{1 \text{ rebro}} = V_{Ed}^{1 \text{ rebro}} \cdot e = 18.03 \text{ kN} \cdot 0.155 \text{ m} = \mathbf{2.80 \text{ kNm}}$$
(2.20)

- **dimenzioniranje tlačne plošče ob podpori na upogibno obremenitev**

Izberemo $a = 2.5 \text{ cm} \rightarrow d = 7.5 \text{ cm}$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.80 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{1.0 \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 120 \text{ cm} \cdot (7.5 \text{ cm})^2} = 0.021$$
(2.21)

$$k_d \rightarrow \text{Deformacije } \varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 \text{ ‰} / - 1.00 \text{ ‰} \rightarrow k_x = 0.091, k_s = 1.033, k_d = 0.037$$

Potrebna vzdolžna armatura v plošči za vplivno širino enega rebra je:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1.033 \cdot \frac{2.80 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm} \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.90 \text{ cm}^2$$
(2.22)

$$\rightarrow \text{Izberemo } \mathbf{2 \phi 12} \rightarrow A_{s,dej} = 2 \cdot 3.14 \cdot (0.6 \text{ cm})^2 = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

Izbrana armatura izpolnjuje pogoj minimalne armature:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d =$$
$$= 0.26 \cdot \frac{0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 120 \text{ cm} \cdot 7.5 \text{ cm} \geq 0.0013 \cdot 120 \text{ cm} \cdot 7.5 \text{ cm} =$$
$$= 1.36 \text{ cm}^2 \geq 1.17 \text{ cm}^2$$
(2.23)

- **dimenzioniranje tlačne plošče ob podpori na strižno obremenitev**

$$V_{Ed}^{1\text{ rebro}} = 18.03 \text{ kN}$$

Projektno vrednost strižne odpornosti AB prereza brez strižne armature $V_{Rd,c}$ izračunamo z izrazom (2.24). V primeru, ko je strižna odpornost večja od obremenitve prereza ($V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$), strižna armaturna računsko ni potrebna in zadostuje minimalna strižna armatura.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (g_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.24)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (2.25)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{75}} = 2.63 \leq 2 \quad * \Rightarrow k = 2 \quad (2.26)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2.26 \text{ cm}^2}{120 \text{ cm} \cdot 7.5 \text{ cm}} = 0.002511 \leq 0.02 \quad (2.27)$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \quad (2.28)$$

$$g_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 3.0^{\frac{1}{2}} = 0.17146 \quad (2.29)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.002511 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 1200 \cdot 75 \geq (0.17146 + 0) \cdot 1200 \cdot 75 = \\ &= 42342.5 \text{ N} = \mathbf{42.3 \text{ kN}} \geq 15431.4 \text{ N} = 15.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}^{1\text{ rebro}} \rightarrow \text{zadostuje minimalna strižna armatura}$$

Minimalno strižno armaturo izračunamo z izrazom:

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \geq \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0.00087636 \quad (2.30)$$

$$\rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq 0.00087636 \cdot 120 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ = 0.105 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

To pomeni, da moramo v tlačni plošči v območju podpore na vplivni širini enega rebra namestiti stremena z gostoto $0.105 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Dejansko so nameščena dvostrizna stremena $\phi 8 \text{ mm} / 7 \text{ cm} \rightarrow A_{sw,\text{dej}} = \mathbf{0.143 \text{ cm}^2/\text{cm}}$

2.5.5 Strizna obremenitev na stiku rebra in tlačne plošče

Preverimo še strižno obremenitev na stiku rebra in tlačne plošče. Prečni prerez "pi" plošče je T-oblike, pri čemer rebro predstavlja stojino, tlačna plošča pa pasnico prereza T-oblike. Pri računu strižne odpornosti pasnice se pasnica lahko obravnava kot sistem tlačnih razpor v kombinaciji z nateznimi vezmi, ki jih predstavlja natezna armatura. Vz dolžna strižna napetost v_{Ed} v stiku med eno stranjo pasnice in stojino je določena s spremembo normalne sile v obravnavanem delu pasnice skladno z enačbo (2.31).

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (2.31)$$

Pri tem je Δx dolžina obravnavanega odseka, ΔF_d sprememba normalne sile v eni pasnici na odseku Δx in h_f debelina pasnice ob stiku.

Največji vrednost, ki se jo lahko privzamemo za Δx , je polovica razdalje med prerezom, kjer je upogibni moment enak 0, in prerezom, kjer je upogibni moment največji.

$$\Delta x = \frac{580 \text{ cm}}{2} - 25.5 \text{ cm} - 20 \text{ cm} = 244.5 \text{ cm} \quad (2.32)$$

$$\Delta F_d = \frac{0.25 \cdot M_{Ed}}{z} = \frac{0.25 \cdot 25.3 \text{ kNm}}{0.247 \text{ m}} = 25.61 \text{ kN} \quad (2.33)$$

$$h_f = 4 \text{ cm}$$

$$v_{Ed} = \frac{25.61 \text{ kN}}{4 \text{ cm} \cdot 244.5 \text{ cm}} = \mathbf{0.026} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

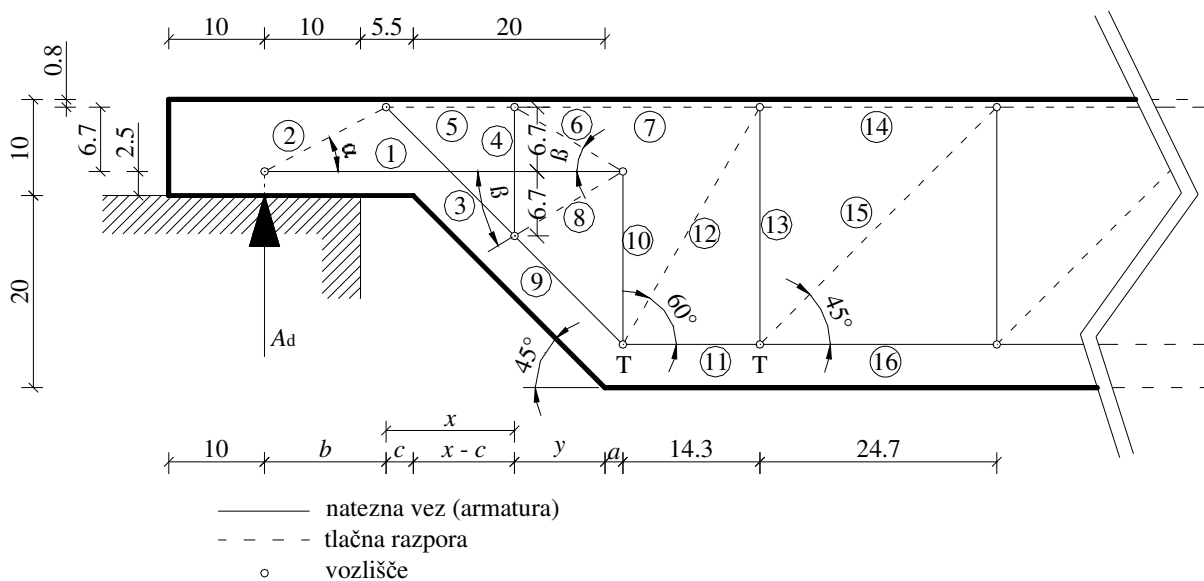
Če je napetost v_{Ed} manjša ali enaka $k \cdot f_{ctd}$, dodatna armatura, ki jo dodamo k armaturi za prevzem upogibne obremenitve tlačne plošče v prečni smeri, ni potrebna. Priporočena vrednost za k je 0.4.

$$v_{Ed} = 0.026 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq k \cdot f_{ctd} = k \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0.4 \cdot \frac{0.2 \text{ kN}}{1.5 \cdot \text{cm}^2} = 0.053 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark \quad (2.34)$$

2.5.6 Analiza ležišča "pi" plošče z uporabo modela z razporami in vezmi

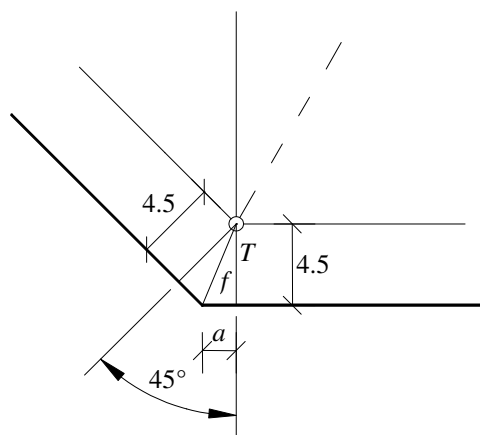
Model z razporami in vezmi uporabimo za dimenzioniranje in detajliranje nezveznega območja plošče ob podpori v mejnem stanju nosilnosti. Model je sestavljen iz razpor, ki predstavljajo polje tlačnih napetosti, iz vezi, ki predstavljajo natezno armaturo, ter iz povezovalnih vozlišč. Sile v elementih modela določimo na podlagi ohranitve ravnotežja v mejnem stanju nosilnosti. Na področju modeliranja konstrukcij z uporabo modelov z razporami in vezmi so največje delo opravili na Tehnični univerzi v Stuttgartu pod vodstvom prof. Schlaicha (1987).

Na sliki 12 prikazujemo model z razporami in vezmi za območje ležišča "pi" plošče. S črkanimi črtami označujemo tlačne razpore, z neprekinjenimi črtami pa natezne vezi.



Slika 12: Modeliranje ležišča s tlačnimi razporami in nateznimi vezmi

$$\cos 22.5^\circ = \frac{4.5 \text{ cm}}{f} \rightarrow f = 4.87 \text{ cm} \quad (2.35)$$



Slika 13: Določitev razdalje a

$$f^2 = (4.5 \text{ cm})^2 + a^2 \rightarrow a = 1.86 \text{ cm} \quad (2.36)$$

$$\operatorname{tg} 45^\circ = \frac{z}{x + y + a} \rightarrow y = 9.44 \text{ cm} \quad (2.37)$$

$$\operatorname{tg} 45^\circ = \frac{6.7 \text{ cm} + 6.7 \text{ cm}}{x} \rightarrow x = 13.4 \text{ cm} \quad (2.38)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6.7 \text{ cm}}{b} \rightarrow \alpha = 27.89^\circ \quad (2.39)$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{6.7 \text{ cm}}{y + a} \rightarrow \beta = 30.66^\circ \quad (2.40)$$

$$x + y = 20 \text{ cm} + c \rightarrow c = 2.84 \text{ cm} \quad (2.41)$$

$$b + c = 15.5 \text{ cm} \rightarrow b = 12.66 \text{ cm} \quad (2.42)$$

Notranje sile v paličju:

$$\begin{aligned} \sum M^T = 0 &\rightarrow A_d \cdot (15.5 \text{ cm} + 20 \text{ cm} + 1.86 \text{ cm}) + N_7 \cdot 24.7 \text{ cm} = 0 \\ &\rightarrow N_7 = -1.513 \cdot A_d = -\mathbf{27.28 \text{ kN}} \\ N_2 &= -\frac{A_d}{\sin 27.89^\circ} = -2.138 \cdot A_d = -\mathbf{38.55 \text{ kN}} \\ N_1 &= -N_2 \cdot \cos 27.89^\circ = 1.890 \cdot A_d = \mathbf{34.08 \text{ kN}} \\ N_3 &= -\frac{N_2 \cdot \sin 27.89^\circ}{\sin 45^\circ} = 1.414 \cdot A_d = \mathbf{25.50 \text{ kN}} \\ N_5 &= N_2 \cdot \cos 27.89^\circ - N_3 \cdot \cos 45^\circ = -2.890 \cdot A_d = -\mathbf{52.11 \text{ kN}} \\ N_6 &= \frac{N_5 - N_7}{\cos 30.66^\circ} = -1.601 \cdot A_d = -\mathbf{28.87 \text{ kN}} \\ N_4 &= -N_6 \cdot \sin 30.66^\circ = 0.816 \cdot A_d = \mathbf{14.71 \text{ kN}} \\ N_8 &= -\frac{N_1}{\cos 30.66^\circ} - N_6 = -0.596 \cdot A_d = -\mathbf{10.74 \text{ kN}} \\ N_9 &= N_3 - \frac{N_8 \cdot \cos 30.66^\circ}{\cos 45^\circ} = 2.139 \cdot A_d = \mathbf{38.57 \text{ kN}} \\ N_{10} &= (N_6 - N_8) \cdot \sin 30.66^\circ = -0.512 \cdot A_d = -\mathbf{9.23 \text{ kN}} \\ N_{12} &= -\frac{N_{10}}{\sin 60^\circ} - \frac{N_9 \cdot \sin 45^\circ}{\sin 60^\circ} = -1.155 \cdot A_d = -\mathbf{20.82 \text{ kN}} \\ N_{11} &= N_9 \cdot \cos 45^\circ - N_{12} \cdot \cos 60^\circ = 2.090 \cdot A_d = \mathbf{37.68 \text{ kN}} \\ N_{13} &= -N_{12} \cdot \sin 60^\circ = 1.000 \cdot A_d = \mathbf{18.03 \text{ kN}} \\ N_{14} &= N_7 + N_{12} \cdot \cos 60^\circ = -2.091 \cdot A_d = -\mathbf{37.70 \text{ kN}} \end{aligned} \quad (2.43)$$

Dimenzioniranje nateznih vezi

Na podlagi velikosti osnih sil v nateznih vezeh modela izračunamo potrebno armaturo. Predpostavimo, da je napetost v armaturi enaka projektni natezni trdnosti jekla za armiranje. Izračunane vrednosti pripadajo območju enega rebra s pripadajočo širino tlačne plošče.

$$A_{s,1} = \frac{N_1}{f_{yd}} = \frac{34.08 \text{ kN}}{43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0.78 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s,2} = \mathbf{0}$$

$$A_{s,3} = \frac{N_3}{f_{yd}} = \frac{25.50 \text{ kN}}{43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

$$\frac{A_{sw,4}}{s} = \frac{N_4}{z \cdot f_{yd}} = \frac{14.71 \text{ kN}}{13.4 \text{ cm} \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = \mathbf{2.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

$$A_{s,5} = \mathbf{0}$$

$$A_{s,6} = \mathbf{0}$$

$$A_{s,7} = \mathbf{0}$$

$$A_{s,8} = \mathbf{0}$$

(2.44)

$$A_{s,9} = \frac{N_9}{f_{yd}} = \frac{38.57 \text{ kN}}{43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0.89 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s,10} = \mathbf{0}$$

$$A_{s,11} = \frac{N_{11}}{f_{yd}} = \frac{37.68 \text{ kN}}{43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0.87 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s,12} = \mathbf{0}$$

$$\frac{A_{sw,13}}{s} = \frac{N_{13}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{18.03 \text{ kN}}{\left(\frac{24.7 \text{ cm}}{2} + \frac{14.3 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.021 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = \mathbf{2.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

$$A_{s,14} = \mathbf{0}$$

Ugotovimo, da je količina po projektu vgrajene armature v območju ležišča "pi" plošče večja od potrebne količine, ki smo jo dobili na podlagi modela z razporami in vezmi.

Ležišče "pi" plošče je v območju reber armirano z vzdolžnima armaturnima palicama $2 \phi 12$, v tlačni plošči so položena navpična stremena $\phi 8$ mm / 7 cm, ki se spodaj navezujejo na prej omenjeni armaturni palici $2 \phi 12$, zgoraj pa se navezujejo na armaturni palici $2 \phi 10$, ki ju položimo v območju reber po celotni dolžini tlačne plošče. Na ti armaturni palici se

navezujejo tudi vsa ostala navpična stremena vgrajena v "pi" ploščo. Območje, kjer se rebro linearno povišuje ravno tako armiramo s stremeni $\phi 8$ mm / 7 cm, ki pa se spodaj navezujejo na spodnjo izmed armaturnih palic $2 \phi 14$. Razdaljo med stremeni v rebrih, kjer je "pi" plošča debela 30 cm določimo iz pogoja (2.45):

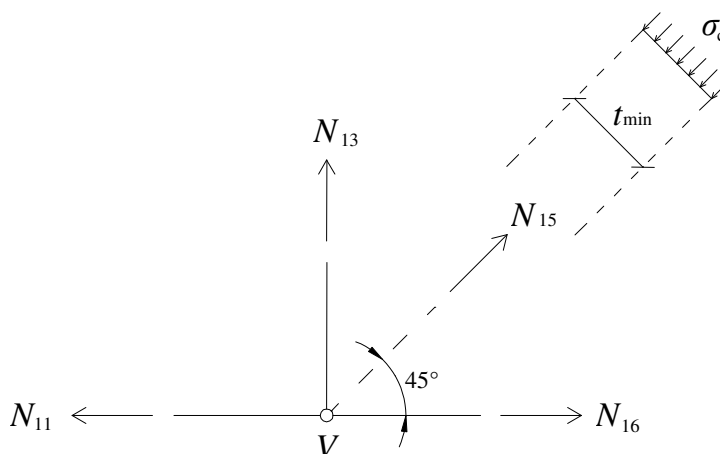
$$s_{\max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \operatorname{ctg}\alpha) = 0.75 \cdot 25.5 \text{ cm} = \mathbf{19.1 \text{ cm}} \quad (2.45)$$

Dolžini obeh reber, kjer je "pi" plošča visoka 30 cm, armiramo s stremeni $\phi 8$ mm / 15 cm.

Podrobnejši prikaz armature "pi" plošče je prikazan v armaturnem načrtu v prilogi A.

Dimenzioniranje tlačnih diagonal

Pri modelu z razporami in vezmi moramo dodatno preveriti tlačne napetosti v razporah. Le-te ne smejo preseči projektne tlačne trdnosti betonske razpore. Zaradi omejene širine preverjamo le razpore, ki potekajo v rebro "pi" plošče. Najprej preverimo razpore 15. Silo v razpori izračunamo iz ravnotežja sil v vozlišču V.



Slika 14: Ravnotežje sil v vozlišču V

$$N_{15} = - \frac{N_{13}}{\sin 45^\circ} = - 1.414 \cdot A_d = - \mathbf{25.50 \text{ kN}} \quad (2.46)$$

Ob predpostavki, da je širina razpore enaka širini rebra "pi" plošče ter da so napetosti v razpore enake projektni tlačni trdnosti razpore, lahko iz pogoja (2.47) izračunamo potrebno višino razpore t_{\min} .

$$\sigma_c = \frac{N_{15}}{t_{\min} \cdot b} \leq \sigma_{Rd, \max} = f_{cd} \quad (2.47)$$

$$t_{\min} \geq \frac{N_{15}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{25.5 \text{ kN}}{10.2 \text{ cm} \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1.25 \text{ cm}$$

Ocenimo, da uporabljeni model z razporami in vezmi zagotavlja potrebno višino tlačne razpore 15.

2.6 Projektiranje "pi" plošče na mejna stanja uporabnosti

V mejnem stanju uporabnosti moramo preveriti, da je izpolnjen pogoj:

$$E_d \leq C_d, \quad (2.48)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije, C_d pa mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

2.6.1 Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti

Ločimo tri različne kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti in sicer:

- a) karakteristično kombinacijo vplivov, ki jo običajno uporabljamo za nepovratna mejna stanja in je:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.49)$$

- b) pogosto kombinacijo vplivov, ki jo običajno uporabljamo za povratna mejna stanja in je:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.50)$$

- c) navidezno stalno kombinacijo vplivov, ki jo navadno uporabljamo za dolgotrajne učinke in videz konstrukcije in je:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.51)$$

Za račun širine razpok in navpičnih pomikov obravnavane “pi” plošče uporabimo navidezno stalno kombinacijo vplivov. Zapis (2.51) se zelo poenostavi, ker je “pi” plošča obtežena le s stalno obtežbo in z obtežbo snega. Faktor ψ_2 je za obtežbo snega kar enak 0, tako da v enačbi (2.51) nastopajo le stalni vplivi, ki jih formalno zapišemo z $G_{k,j}$.

2.6.2 Omejitev širine razpok

Razpoke je treba omejiti do takšne mere, da ne poslabšajo normalne funkcije ali trajnosti konstrukcije ter ne povzročijo nesprejemljivega videza. Širino razpoke w_k izračunamo z izrazi (2.52)–(2.54).

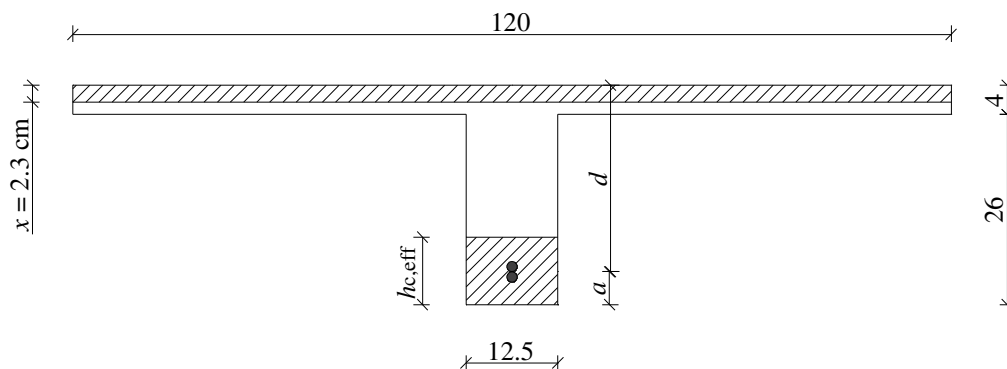
$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.52)$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (2.53)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.54)$$

Širina razpok je omejena z največjo dovoljeno računsko širino razpoke $w_{k,\max}$, ki je odvisna od ustreznega razreda izpostavljenosti konstrukcije ter morebitnega prednapetja s povezanimi kablji. V primeru obravnavane “pi” plošče za predviden razred izpostavljenosti XC1 (beton v

stavbah z nizko vlažnostjo zraka) je največja dovoljena računška širina razpoke $w_{k,max} = 0.4 \text{ mm}$.



Slika 15: Prečni prerez rebra

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2.5 \cdot (h - d) = 2.5 \cdot (30 \text{ cm} - 25.5 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{30 \text{ cm} - 2.3 \text{ cm}}{3} = 9.23 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} = \frac{30 \text{ cm}}{2} = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.55)$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b_w = 9.23 \text{ cm} \cdot 12.5 \text{ cm} = 115.4 \text{ cm}^2 \quad (2.56)$$

$k_t = 0.4$ (dolgotrajna obtežba)

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} (t \geq 28 \text{ dni}) = 0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p'}{A_{c,eff}} = \frac{3.08 \text{ cm}^2 + 0}{115.4 \text{ cm}^2} = 0.0267 \quad (2.57)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6.06 \quad (2.58)$$

$$\sigma_s^{MSU} = \frac{M_{Ed}^{MSU}}{z \cdot A_s} = \frac{10.30 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{24.7 \text{ cm} \cdot 3.08 \text{ cm}^2} = 13.54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (2.59)$$

$$\begin{aligned} M_{Ed}^{MSU} &= \frac{1}{2} \cdot (1.0 \cdot (M_{g1} + M_{g_s}) + 0 \cdot M_{q_s}) = \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(g_1 + g_s) \cdot L^2}{8} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(3.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) \cdot (5.80 \text{ m})^2}{8} = 10.30 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (2.60)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{13.54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 0.4 \cdot \frac{0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0.0267} \cdot (1 + 6.06 \cdot 0.0267)}{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \\ &= 0.0004246 \geq 0.6 \cdot \frac{13.54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0.0004062 \end{aligned}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

$$k_1 = 0.8 \text{ (palice z dobro sprijemnostjo)}$$

$$k_2 = 0.5 \text{ (čisti upogib)}$$

$$c = 4.5 \text{ cm} - \phi 14 = 4.5 \text{ cm} - 1.4 \text{ cm} = 3.1 \text{ cm (krovni sloj betona)} \quad (2.61)$$

$$s_{r,\max} = 3.4 \cdot 3.1 \text{ cm} + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{1.4 \text{ cm}}{0.0267} = 19.45 \text{ cm}$$

$$w_k = 19.45 \text{ cm} \cdot 0.0004246 = 0.00826 \text{ cm} = \mathbf{0.0826 \text{ mm}} \leq w_{k,\max} = 0.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Ugotovimo, da izračunana širina razpok ne prekorači dovoljene računske širine razpoke.

2.6.3 Navpični pomiki

Elementi, pri katerih se pričakuje, da ne bodo obteženi preko nivoja, ki bi kjerkoli v elementu povzročil natezne napetosti betona, večje od njegove natezne trdnosti, se obravnavajo kot nerazpokani. Pri elementih, za katere se pričakujejo razpoke, vendar ne po celotnem elementu, bo njihovo obnašanje nekje vmes med obnašanjem nerazpokanih in popolnoma razpokanih elementov. Temu ustrezna ocena obnašanja pretežno upogibno obremenjenih elementov je podana z izrazom (2.62).

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (2.62)$$

Pri tem je α obravnavan deformacijski parameter (v našem primeru pomik), α_I in α_{II} sta vrednosti parametrov (pomikov) za primer računa z upoštevanjem nerazpokanega oz. razpokanega prereza, ζ pa je razdelitveni koeficient.

V nadaljevanju najprej izračunamo trenutni navpični pomik "pi" plošče na sredini razpona. Za pomike konstrukcije po končani gradnji objekta zaradi navidezno stalnih vplivov običajno upoštevamo omejitvev pomika v velikosti $L/500$ razpona.

Trenutni navpični pomik - w_{inst}

- trenutni navpični pomik plošče, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom – $w_{inst,I}$:

(i) navidezno stalna kombinacija vplivov:

$$g_{n.s.k.v.} = g_1 + g_s + 0 \cdot q_s = 3.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 4.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (2.63)$$

(ii) vztrajnostni moment nerazpokanega prereza I_I :

$$\begin{aligned} I_I &= I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - z_T)^2 = \\ &= 117487.9 \text{ cm}^4 + (6.06 - 1) \cdot 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 7.76 \text{ cm})^2 \\ &= 127297 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (2.64)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6.06 \quad (2.65)$$

$$w_{inst,I} = \frac{5 \cdot g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_I} = \frac{5 \cdot 0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot (580 \text{ cm})^4}{384 \cdot 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 127297 \text{ cm}^4} = \mathbf{0.17 \text{ cm}} \quad (2.66)$$

- *trenutni navpični pomik plošče, izračunan z razpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,II}$:*

(i) lega nevtralne osi prereza – x :

Ob predpostavki, da nevtralna os leži v tlačni plošči ($x \leq 4$ cm), izračunamo nevtralno os z enačbo, ki velja za pravokotni prečni prerez in je izpeljana na osnovi ravnotežja statičnih momentov betona in armature okoli nevtralne osi:

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{b} \cdot \left(-\alpha_e \cdot A_s + \sqrt{\alpha_e \cdot A_s \cdot \sqrt{2 \cdot b \cdot d + \alpha_e \cdot A_s}} \right) = \\ &= \frac{1}{239.5 \text{ cm}} \cdot \left(-6.06 \cdot 6.16 \text{ cm}^2 + \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{6.06 \cdot 6.16 \text{ cm}^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 239.5 \text{ cm} \cdot 25.5 \text{ cm} + 6.06 \cdot 6.16 \text{ cm}^2}} \right) = \\ &= 2.67 \text{ cm} \quad (\varepsilon_s = 0.708 \text{ ‰}, \varepsilon_{c1} = -0.083 \text{ ‰}) \end{aligned} \quad (2.67)$$

(ii) vztrajnostni moment razpokanega prečnega prereza s tlačno cono betona pravokotne oblike – I_{II} :

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = \\ &= \frac{239.5 \text{ cm} \cdot (2.67 \text{ cm})^3}{3} + 6.06 \cdot 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 2.67 \text{ cm})^2 = \\ &= 20976 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (2.68)$$

$$w_{inst,II} = \frac{5 \cdot g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_{II}} = \frac{5 \cdot 0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot (580 \text{ cm})^4}{384 \cdot 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 20976 \text{ cm}^4} = \mathbf{1.04 \text{ cm}} \quad (2.69)$$

- *trenutni navpični pomik na sredini razpona plošče - w_{inst} :*

(i) koeficient ζ , ki je odvisen od napetosti jekla in trajanja obtežbe:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \approx 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{1660 \text{ kNcm}}{2060 \text{ kNcm}} \right)^2 = 0.68 \quad (2.70)$$

(ii) koeficient, ki upošteva vpliv trajanja obtežbe – β :

$\beta = 0.5$... trajna oziroma več ciklov ponavljajoča se obtežba

(iii) upogibni moment, ki povzroči prvo razpoko – M_{cr} :

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_t}{(h - z_T)} = 0.29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{127297 \text{ cm}^4}{(30 \text{ cm} - 7.76 \text{ cm})} = 1660 \text{ kNcm} \quad (2.71)$$

(iv) upogibni moment v prečnem prerezu na sredini razpetine "pi" plošče zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov – M :

$$M = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^2}{8} = \frac{0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot (580 \text{ cm})^2}{8} = 2060 \text{ kNcm} \quad (2.72)$$

$$w_{inst} = \zeta \cdot w_{inst,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{inst,I} =$$

$$= 0.68 \cdot 1.04 \text{ cm} + (1 - 0.68) \cdot 0.17 \text{ cm} = \mathbf{0.76 \text{ cm}} \leq \frac{L}{500} = 1.16 \text{ cm} \quad (2.73)$$

Dolgotrajen navpični pomik - w_{fin}

Dolgotrajni pomiki konstrukcije ali njenega dela ne smejo biti takšni, da neugodno vplivajo na njeno nemoteno uporabo ali videz. Skladno z navodili iz standarda predpostavimo, da se videz in splošna uporabnost obravnavane "pi" plošče poslabšata, če računski pomik pod vplivom navidezno stalne obtežbe preseže $L/250$ razpona. V nadaljevanju izračunamo še dolgotrajen pomik na sredini razpetine. Račun je sestavljen iz dveh delov. Najprej izračunamo navpični pomik z upoštevanjem lezenja, nato pa še pomik zaradi krčenja betona. Na koncu prispevka seštejemo.

Pomik plošče z upoštevanjem lezenja betona – w_{cr}

V primeru obtežb, ki povzročajo lezenje betona, lahko celotni pomik, vključno zaradi vpliva lezenja, izračunamo z uporabo učinkovitega modula elastičnosti betona.

(i) učinkoviti modul elastičnosti betona $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1 + 2.7} = 892 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (2.74)$$

(ii) končni koeficient lezenja: $\varphi(\infty, t_0)$

Notranji pogoji – RH = 50 %:

Približen odčitek iz slike 3.1 v SIST EN 1992-1-1 je $\varphi(\infty, 28) = 2.7$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1710 \text{ cm}^2}{567.6 \text{ cm}} = 6.03 \text{ cm} \quad (2.75)$$

- *navpični pomik plošče z upoštevanjem lezenja, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom – w_I :*

(i) vztrajnostni moment nerazpokanega prereza I_I :

$$\begin{aligned} I_I &= I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - z_T)^2 = \\ &= 117487.9 \text{ cm}^4 + (22.42 - 1) \cdot 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 7.76 \text{ cm})^2 = \\ &= 159013 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (2.76)$$

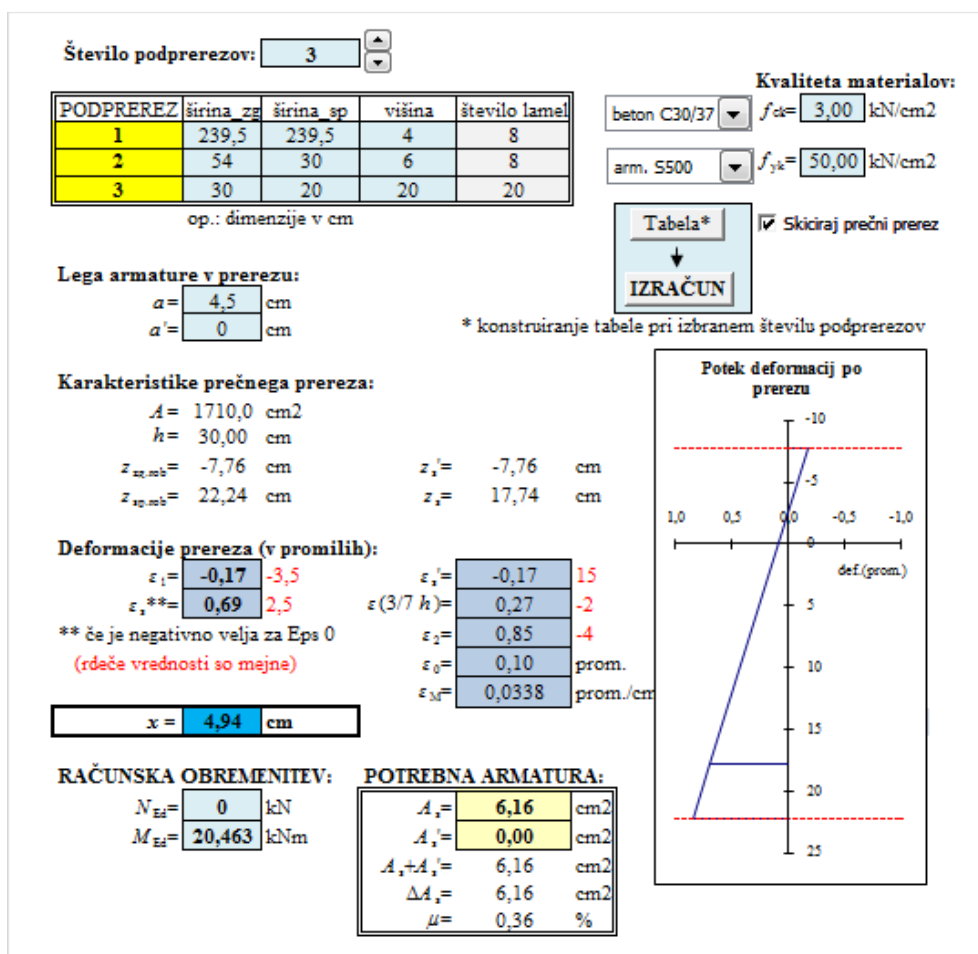
$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{892 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 22.42 \quad (2.77)$$

$$w_I = \frac{5 \cdot g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{5 \cdot 0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot (580 \text{ cm})^4}{384 \cdot 892 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 159013 \text{ cm}^4} = \mathbf{0.51 \text{ cm}} \quad (2.78)$$

- navpični pomik plošče z upoštevanjem lezenja, izračunan z razpokanim prečnim prerezom – w_{II} :

(i) lega nevtralne osi prereza – x :

Pri računu lege nevtralne osi z izrazom (2.67), ki velja le za pravokotne prečne prereze, se izkaže, da nevtralna os ne leži več v tlačni plošči, pač pa v rebri. Lego nevtralne osi tako izračunamo s pomočjo Reševalca v programu MS Excel. Rezultate prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Lega nevtralne osi v prečnem prerezu na sredini razpona pri računu pomika "pi" plošče z upoštevanjem lezenja

Torej:

$$x = 4.94 \text{ cm} (\varepsilon_s = 0.69 \text{ ‰}, \varepsilon_{c1} = -0.17 \text{ ‰})$$

(ii) vztrajnostni moment razpokanega prečnega prereza (poligonalna oblika tlačne cone) – I_{II} :

$$\begin{aligned} I_{II} &\approx \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = \\ &= \frac{239.5 \text{ cm} \cdot (4.94 \text{ cm})^3}{3} + 22.42 \cdot 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 4.94 \text{ cm})^2 = \\ &= 68004 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (2.79)$$

$$w_{II} = \frac{5 \cdot g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{5 \cdot 0.049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot (580 \text{ cm})^4}{384 \cdot 892 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 68004 \text{ cm}^4} = \mathbf{1.19 \text{ cm}} \quad (2.80)$$

- *navpični pomik na sredini razpetine plošče z upoštevanjem lezenja betona – w*

koeficient ζ , ki je odvisen od napetosti jekla in značaja obtežbe: $\zeta = 0.68$

$$w = \zeta \cdot w_{II} + (1 - \zeta) \cdot w_I = 0.68 \cdot 1.19 \text{ cm} + (1 - 0.68) \cdot 0.51 \text{ cm} = \mathbf{0.97 \text{ cm}} \quad (2.81)$$

Pomik plošče zaradi krčenja betona - w_{cs}

- *navpični pomik plošče zaradi krčenja, izračunan z nerazpokanim prečnim prerezom – $w_{cs,I}$*

(i) vztrajnostni moment nerazpokanega prereza I_I :

$$I_I = 159013 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 22.42$$

(ii) statični moment prereza armature okrog težiščne osi prereza:

$$S_I = A_s \cdot (d - z_T) = 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 7.76 \text{ cm}) = 109.3 \text{ cm}^3 \quad (2.82)$$

(iii) deformacija prostega krčenja ε_{cs} :

Končno deformacijo krčenja zaradi sušenja $\varepsilon_{cd}(\infty)$ odčitamo iz preglednice 3.2 v SIST EN 1992-1-1.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = \\ &= 1 \cdot 0.48 \text{ ‰} + 0.05 \text{ ‰} = 0.53 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (2.83)$$

$$\begin{aligned} w_{cs,I} &= \frac{1}{9.6} \cdot \kappa_{cs,I} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S_I}{I_I} \cdot L^2 = \\ &= \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.00053 \cdot 22.42 \cdot 109.3 \text{ cm}^3}{159013 \text{ cm}^4} \cdot (580 \text{ cm})^2 = \mathbf{0.29 \text{ cm}} \end{aligned} \quad (2.84)$$

- *navpični pomik plošče zaradi krčenja, izračunan z razpokanim prečnim prerezom – $w_{cs,II}$:*

(i) vztrajnostni moment nerazpokanega prereza I_{II} :

$$I_{II} = 68004 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 22.42$$

$$x = 4.94 \text{ cm}$$

(ii) statični moment prereza armature okrog nevtralne osi razpokanega prereza:

$$S_{II} = A_s \cdot (d - x) = 6.16 \text{ cm}^2 \cdot (25.5 \text{ cm} - 4.94 \text{ cm}) = 126.6 \text{ cm}^3 \quad (2.85)$$

(iii) deformacija prostega krčenja: $\varepsilon_{cs} = 0.53 \text{ ‰}$

$$\begin{aligned}w_{cs,II} &= \frac{1}{9.6} \cdot \kappa_{cs,II} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S_{II}}{I_{II}} \cdot L^2 = \\ &= \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.00053 \cdot 22.42 \cdot 126.6 \text{ cm}^3}{68004 \text{ cm}^4} \cdot (580 \text{ cm})^2 = \mathbf{0.78 \text{ cm}}\end{aligned}\quad (2.86)$$

- *navpični pomik na sredini plošče zaradi krčenja betona - w_{cs} :*

(i) koeficient ζ , ki je odvisen od napetosti jekla in značaja obtežbe: $\zeta = 0.68$

$$\begin{aligned}w_{cs} &= \zeta \cdot w_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{cs,I} = \\ &= 0.68 \cdot 0.78 \text{ cm} + (1 - 0.68) \cdot 0.29 \text{ cm} = \mathbf{0.62 \text{ cm}}\end{aligned}\quad (2.87)$$

Končni pomik plošče z upoštevanjem lezenja in krčenja betona - w_{fin}

$$w_{fin} = w + w_{cs} = 0.97 \text{ cm} + 0.62 \text{ cm} = \mathbf{1.59 \text{ cm}} \leq \frac{L}{250} = \frac{580 \text{ cm}}{250} = 2.32 \text{ cm} \quad \checkmark \quad (2.88)$$

Izračunan dolgotrajen navpični pomik na sredini razpetine "pi" plošče je manjši od omejitve.

3 ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA "PI" PLOŠČE NA KRATKOTRAJNO STATIČNO OBTEŽBO

V tretjem poglavju diplomske naloge predstavimo rezultate obremenilnega preizkusa "pi" plošče na upogibno obremenitev. Geometrija preskušane "pi" plošče in razporeditev glavne vzdolžne armature v rebrih oziroma tlačni plošči je enaka kot pri "pi" plošči, projektirani v 2. poglavju diplomske naloge. Mehanski odziv plošče analiziramo tudi numerično in sicer z metodo končnih elementov. Uporabimo računalniški program NFIRA, ki je bil razvit v sodelovanju Katedre za masivne in lesene konstrukcije in Katedre za mehaniko na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani.

3.1 Obremenilni preizkus

V laboratoriju Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru, sta bili preskušani dve "pi" plošči enakih dimenzij ter z enako količino vzdolžne armature kot pri projektiranju plošče v drugem poglavju diplomske naloge. Obremenilni preizkus je bil opravljen skladno z navodili iz standarda SIST EN 13693:2004: Montažni betonski elementi – Specialni strešni elementi. Podrobna navodila so v Dodatku E – Upogibni preizkus elementov. Sočasno s preiskavo plošč so bile na kalibrirani laboratorijski opremi izmerjene tudi tlačne trdnosti vgrajenih betonov. Te so bile preiskane na standardnih betonskih kockah, ki so bile odvzete ob betoniranju plošč. Izmerjena je bila tudi natezna trdnost vgrajenega jekla za armiranje.

3.1.1 Armatura v "pi" ploščah

Obravnavani "pi" plošči imata v vsakem izmed reber dve vzdolžni natezni armaturni palici s premerom $\phi 14$ ter dve vzdolžni tlačni palici $\phi 10$. V vsakem rebro je vgrajena stremenska armatura $\phi 8 / 15$ cm, ki se na konceh plošče zgosti v $\phi 8 / 7$ cm. Stremenska armatura je ustrezno povezana z armaturo tlačne plošče. Tlačna plošča je na spodnjem oziroma zgornjem robu armirana z armaturnimi mrežami Q131. V območju podpor sta v tlačni plošči nad vsakim rebrom dodani dve vzdolžni palici s premerom $\phi 12$. Na tem območju so v prečni smeri položene štiri palice $\phi 8$ na medsebojni oddaljenosti 8 cm.

Podrobnejši prikaz vgrajene armature "pi" plošč prikazujemo v armaturnem načrtu, ki je del Priloge A.

3.1.2 Preiskave vgrajenih betonov

Tlačna trdnost vgrajenih betonov "pi" plošč je bila izmerjena na standardni kocki s stranico 15 cm. Betonske kocke so bile ob laboratorijski preiskavi stare 54 oziroma 64 dni. V preglednici 3 so podani rezultati preiskav tlačnih trdnosti vgrajenih betonov.

Preglednica 3: Preiskave tlačnih trdnosti betonov

Oznaka plošče	Oznaka kocke	Prostorninska masa [kg/m ³]	Porušna sila [kN]	Tlačna trdnost $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]
POZ 1	1	2351	1028	45.7
	2	2342	1062	47.4
	3	2361	1067	46.8
	5	2357	1122	49.0
	6	2371	1110	49.3
	POZ 2	7	2380	1158
9		2351	1084	49.0
10		2355	1095	49.8
11		2351	1129	49.4
12		2469	1073	52.2

Projektirani trdnostni razred betona je C30/37, kar pomeni, da je karakteristična tlačna trdnost kocke pri starosti betona 28 dni $f_{ck,cube} = 37$ N/mm². Vse izmerjene tlačne trdnosti so večje od projektirane trdnosti.

3.1.3 Preiskave vgrajenega jekla za armiranje

Preiskave rebrastega armaturnega jekla S 500-B, vgrajenega v "pi" plošče, so bile izvedene v skladu s standardom SIST EN 10002-1:2002 in SIST EN ISO 7438:2005. V preglednici 4 prikazujemo nekatere izmerjene vrednosti ter jih primerjamo z zahtevami iz standarda.

Preglednica 4: Kvaliteta uporabljenega jekla

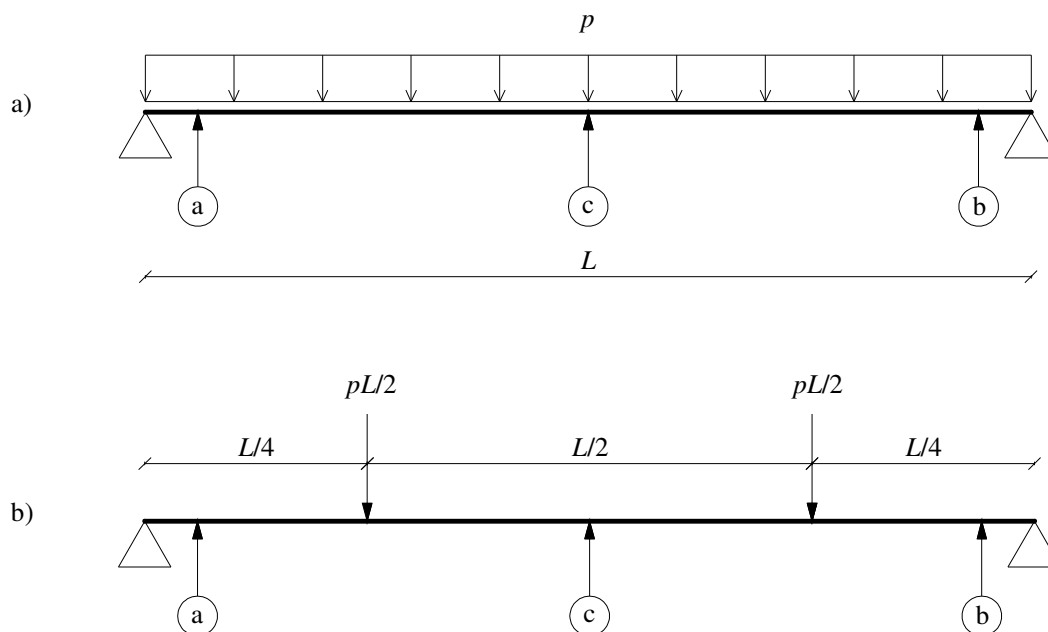
Vrsta armature	Napetost tečenja [N/mm ²]	Natezna trdnost [N/mm ²]	$\frac{\text{Natezna trdnost}}{\text{Napetost tečenja}}$
RA ϕ 8 mm	524	616	1.18
RA ϕ 10 mm	541	621	1.15
RA ϕ 14 mm	568	669	1.18
Zahteve za S 500-B	≥ 500	-	≥ 1.08

3.1.4 Opis obremenilnega preizkusa

Standard SIST EN 13693:2004 določa, da moramo element med preizkusom obremeniti z obtežbo, ki čim bolj ponazarja projektne vplive. V 2. poglavju diplomske naloge smo podrobneje predstavili vplive, ki delujejo na "pi" ploščo. Ti vplivi so: lastna teža plošče, stalna obtežba strehe in vpliv obtežbe snega. Vse tri vplive smo predstavili kot enakomerno površinsko oziroma linijsko obtežbo. Zaradi omejitev z laboratorijsko opremo se je med preizkusom "pi" ploščo obtežilo le z dvema enakima navpičnima koncentriranimi silama P . Skladno s standardom SIST EN 13693:2004 morata ti dve sili učinkovati simetrično na razdalji $L/4$ od podpore, kjer je L razpetina elementa. Pri tem za velikost sile P upoštevamo:

$$P = p \cdot \frac{L}{2}, \quad (3.1)$$

kjer je p površinska oziroma linijska obtežba. Tako upoštevani točkovni sili P povzročata v prečnem prerezu na sredini razpetine elementa upogibni moment, ki je enak upogibnemu momentu zaradi enakomerno razporejene ploskovne oziroma linijske obtežba p . Razporeditev obtežbe P oziroma p prikazujemo še na sliki 17.



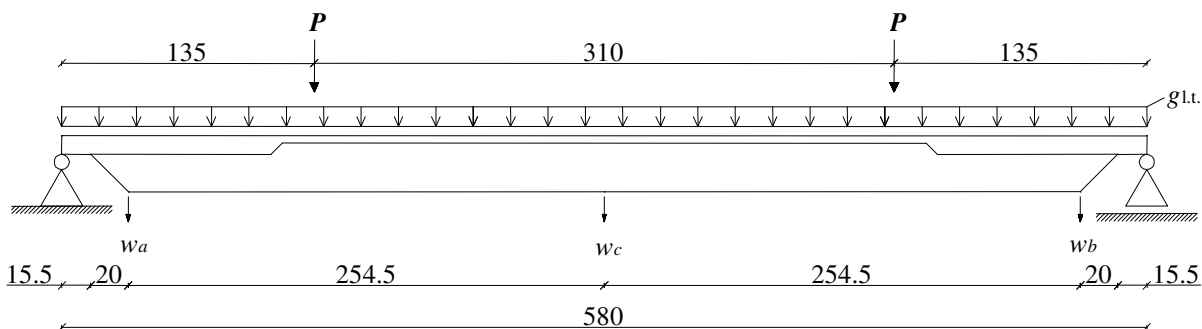
Slika 17: (a) projektna obtežba konstrukcije in (b) obtežba med obremenilnim preizkusom

Z (a), (b) in (c) na sliki 17 označujemo merilna mesta navpičnih pomikov.

Zaradi težav z razpoložljivo opremo točkovni sili med preizkusom nista učinkovali na razdalji $L/4$ od podpore, pač pa je bilo njuno prijemališče na razdalji $0.233 L$ od podpore. V tem primeru velikost nadomestne koncentrirane sile P , ne izračunamo z enačbo (3.1), pač pa z modificiranim izrazom:

$$P = \frac{p \cdot L}{1.862}. \quad (3.2)$$

Na sliki 18 prikazujemo položaj točkovnih sil P med obremenilnim preizkusom "pi" plošče ter merilna mesta navpičnih pomikov.



Slika 18: Obremenilni preizkus "pi" plošče (dimenzije v cm)

Obremenilni preizkus "pi" plošče je bil izveden v petih ciklih skladno z navodili iz standarda SIST EN 13693:2004. V nadaljevanju podrobneje opišemo posamezne cikle:

- V prvem ciklu je bila "pi" plošča obremenjena s koncentriranima silama P_k po koraku $0.25 P_k$. Obremenjevanju je sledilo razbremenjevanje. Pri tem je velikost sile P_k ustrezala karakteristični kombinaciji vplivov, kot jo določa standard SIST EN 1990:2004 za mejna stanja uporabnosti:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Glede na velikost stalnega vpliva, ki deluje na "pi" ploščo, $g_s = 0.96 \text{ kN/m}$ (brez lastne teže), ter karakterističnega vpliva obtežbe snega, $q_s = 3.60 \text{ kN/m}$, je karakteristična točkovna sila P_k enaka (glej enačbo (3.2)):

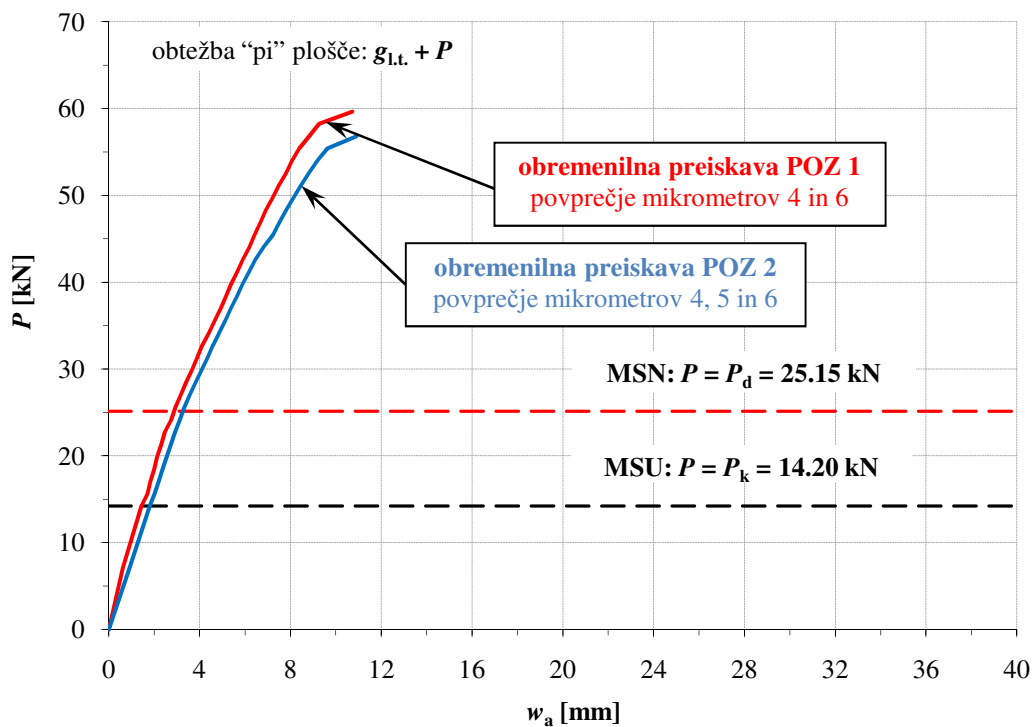
$$P_k = \frac{p_k \cdot L}{1.862} = \frac{\left(0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot 5.8 \text{ m}}{1.862} = 14.20 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Pri tem smo za razpetino "pi" plošče upoštevali $L = 5.8 \text{ m}$.

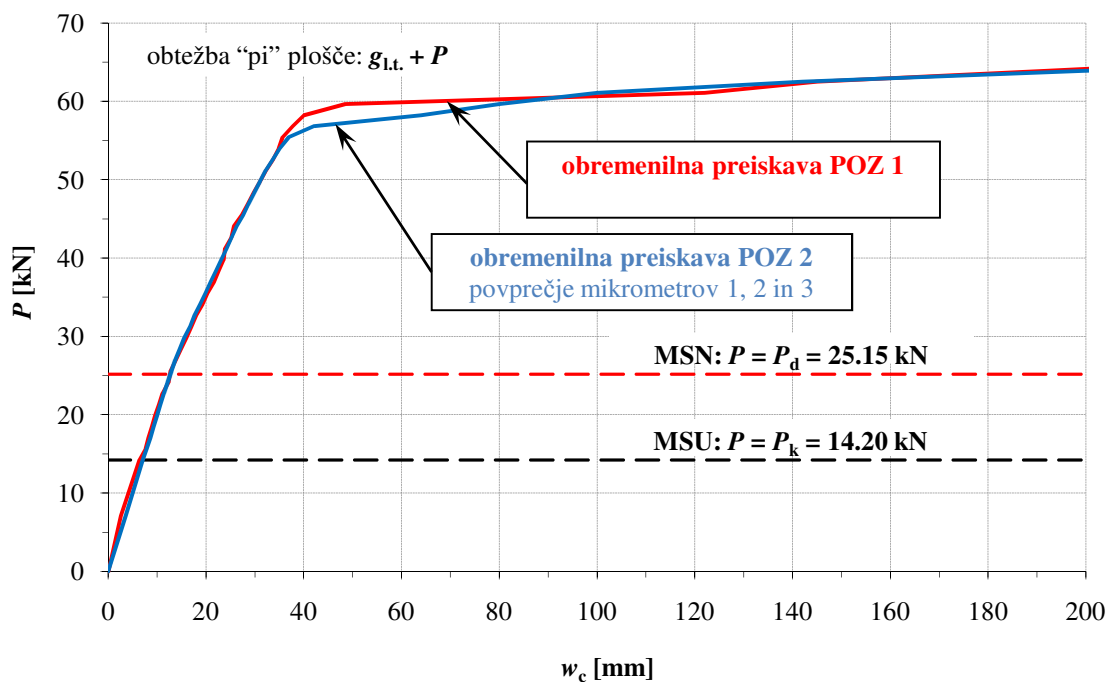
- Drugi cikel je bil ponovitev prvega cikla. Standard SIST EN 13693:2004 določa, da je drugi cikel potreben takrat, ko so zaostali navpični pomiki po prvem ciklu večji od dopustnih vrednosti.
- V tretjem ciklu se je na ploščo nanašala nesimetrična obtežba, ki je poleg upogibnih obremenitev povzročala tudi torzijsko obremenitev.
- Četrty cikel je bil ponovitev tretjega cikla. Standard SIST EN 13693:2004 določa, da je tretji cikel potreben, če so zaostali zasuki prečnega prereza na sredini razpetine večji od dopustnih vrednosti.

- V zadnjem, t.j. petem ciklu, se je obtežba na "pi" plošči postopno povečevala vse do porušitve plošče.

Na sliki 19 in 20 prikazujemo naraščanje navpičnega pomika ob podpori (w_a) in na sredini razpetine (w_c) prve (POZ 1) oziroma druge "pi" plošče (POZ 2) v odvisnosti od velikosti točkovne sile P .



Slika 19: Naraščanje navpičnega pomika w_a v petem ciklu obremenilne preiskave



Slika 20: Naraščanje navpičnega pomika w_c v petem ciklu obremenilne preiskave

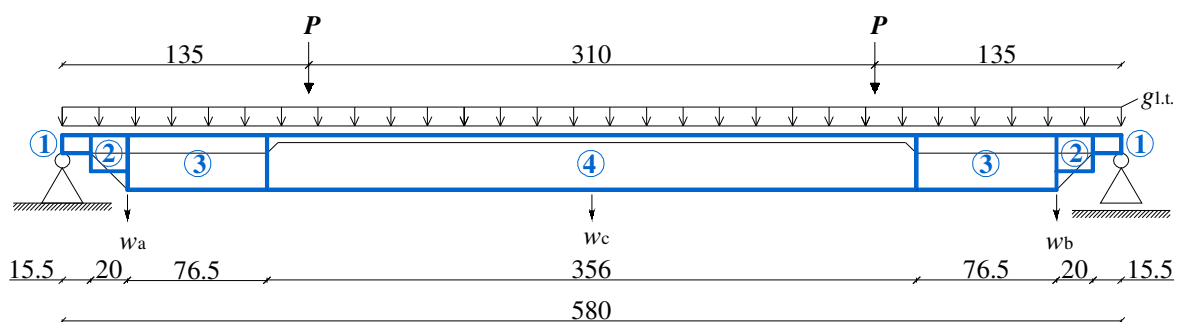
Izmerjena mejna obtežba prve “pi” plošče (POZ 1) je bila $P_{u1} = 66.05 \text{ kN}$, pripadajoči navpični pomik na sredini razpetine pa $w_{c,u1} = 287 \text{ mm}$, druge plošče (POZ 2) pa $P_{u2} = 66.76 \text{ kN}$, pripadajoči navpični pomik pa $w_{c,u2} = 305 \text{ mm}$.

3.2 Nelinearna analiza odziva “pi” plošče do porušitve

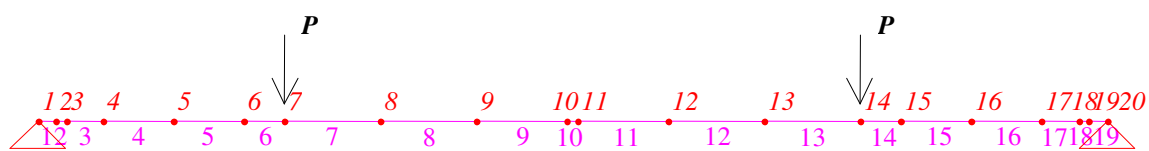
3.2.1 Metoda končnih elementov (program NFIRA)

Analizo mehanskega odziva “pi” plošče na kratkotrajen vpliv statične obtežbe (dve koncentrirani sili P) opravimo z računalniškim programom NFIRA (Bratina in sodelavci, 2009), ki deluje v programskem okolju MATLAB (The MathWorks, Inc., 2008) in je plod raziskovalnega dela na Katedri za masivne in lesene konstrukcije ter Katedre za mehaniko na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani. Program je zasnovan na metodi končnih elementov in je primeren za analizo geometrijsko in materialno nelinearnega mehanskega odziva ravninskih AB in prednapetih linijskih konstrukcij. Obravnavano “pi” ploščo z razponom $L = 5.8 \text{ m}$, modeliramo s 16 deformacijskimi končnimi elementi E_{m-n} ter s

tremi kratkimi elementi. Pri tem indeks m označuje stopnjo Lagrangevega polinoma ($m = 4$), s katerim interpoliramo potek deformacijskih količin vzdolž referenčne osi končnega elementa, indeks n pa označuje stopnjo Lobattove numerične integracijske sheme ($n = 5$), s katero izračunamo integrale v enačbah končnega elementa. Kot največje prednosti uporabljenega končnega elementa smatramo neobčutljivost na membransko in strižno blokiranje, konsistentno upoštevanje konstitutivnih enačb, izjemno preglednost osnovnih enačb in veliko natančnost. Kratke elemente (označimo jih z E_{0-1}) uporabimo za preprečitev numeričnega blokiranja pri morebitnem pojavu materialnega mehčanja. Na sliki 21 prikazujemo računski model "pi" plošče, na sliki 22 pa mrežo končnih elementov.

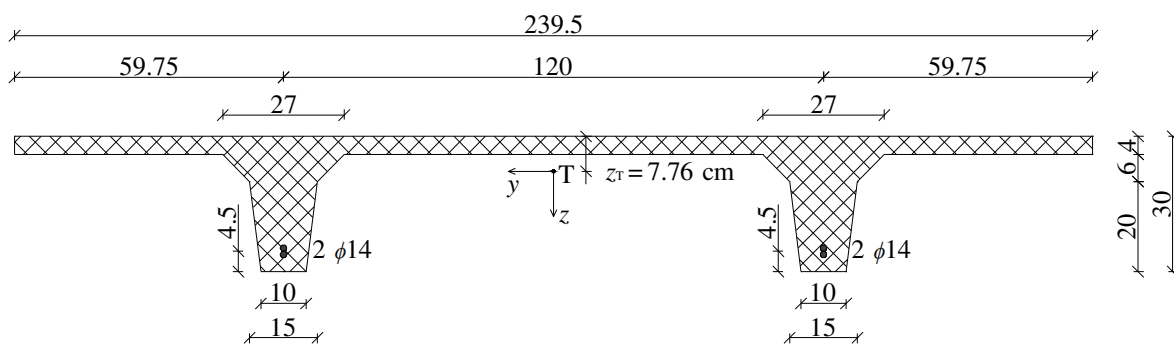


Slika 21: Računski model "pi" plošče (dimenzije v cm)



Slika 22: Mreža končnih elementov

Linijskim končnim elementom pripišemo štiri različne prečne prereze tako kot prikazujemo na sliki 21. Na sliki 23 prikazujemo četrti prečni prerez, ki je tudi značilni prečni prerez "pi" plošče v polju.

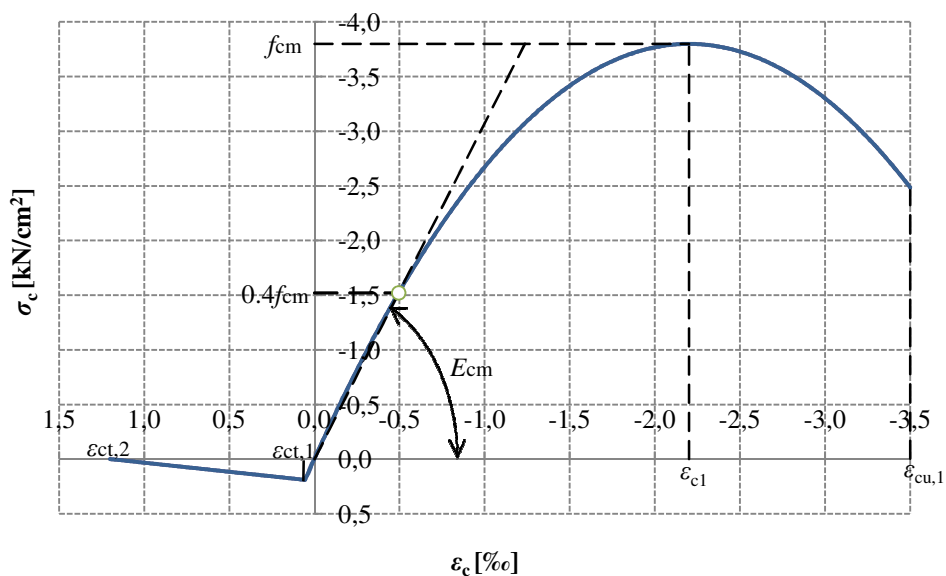


Slika 23: Prečni prerez “pi” plošče v polju (dimenzije v cm)

3.2.2 Konstitucijski model betona in jekla za armiranje

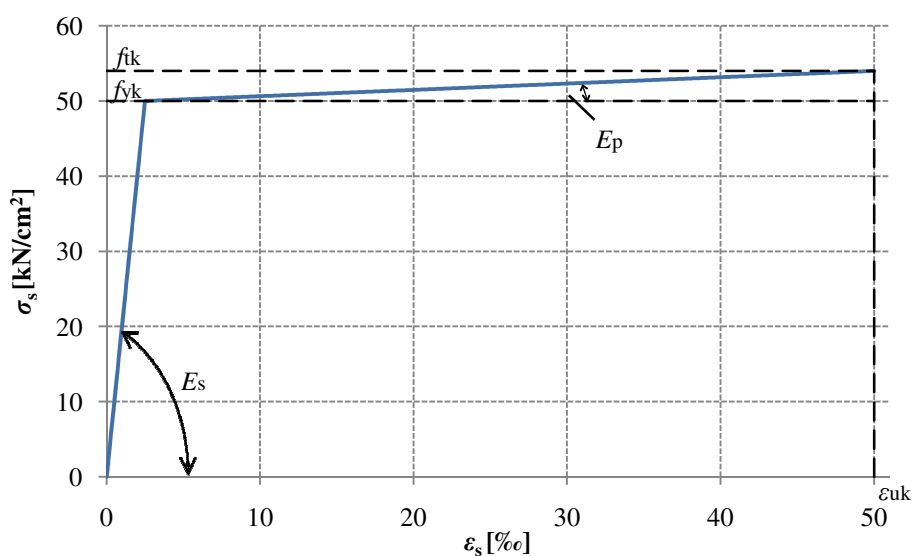
Bistven korak pri modeliranju “pi” plošče je izbira pravilnega materialnega modela za beton in armaturo. Ob predpostavki, da so posamezne vzdolžne lamele “pi” plošče izpostavljene le enoosnemu napetostnemu stanju, se pri formulaciji konstitucijskih modelov za beton in armaturo navežemo neposredno na rezultate enoosnih preizkusov. Pri tem z σ označimo vzdolžno normalno napetost vlakna, z ε pa mehansko deformacijo vlakna. V okviru analize uporabimo konstitucijski model betona za nelinearno analizo konstrukcij ter idealiziran konstitucijski model za jeklo za armiranje v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba konstitucijska modela.

Glede na projektirani trdnostni razred betona C30/37 so materialni parametri konstitucijskega modela betona sledeči: povprečna tlačna trdnost betona, določena na valju, je $f_{cm} = 3.8 \text{ kN/cm}^2$, sekantni modul elastičnosti betona je $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$, deformacija pri tlačni trdnosti betona je $\varepsilon_{c1} = -2.2 \text{ ‰}$, mejna tlačna deformacija je $\varepsilon_{cu1} = -3.5 \text{ ‰}$ in natezni deformaciji betona sta $\varepsilon_{ct1} = 0.055 \text{ ‰}$ in $\varepsilon_{ct2} = 1.2 \text{ ‰}$. Konstitucijski model betona prikazujemo na sliki 24.



Slika 24: Konstitucijski model za beton C30/37 za analizo konstrukcij

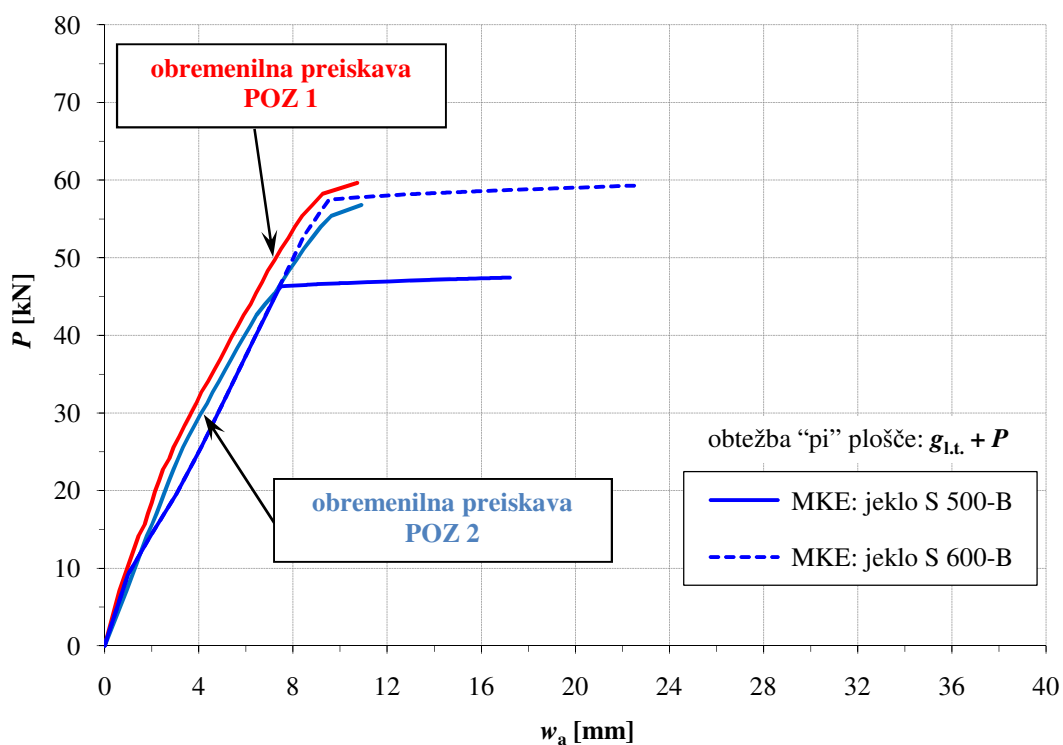
V skladu s podatki proizvajalca (jeklo z oznako S500-B) uporabimo v idealiziranem konstitucijskem modelu jekla za armiranje naslednje materialne parametre: karakteristična meja elastičnosti armature je $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti je $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$, modul utrditve je $E_p = 84 \text{ kN/cm}^2$, karakteristična natezna trdnost armature f_{tk} je 54 kN/cm^2 , deformacija pri natezni trdnosti armature pa je $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$. Konstitucijski zakon jekla za armiranje prikazujemo na sliki 25.



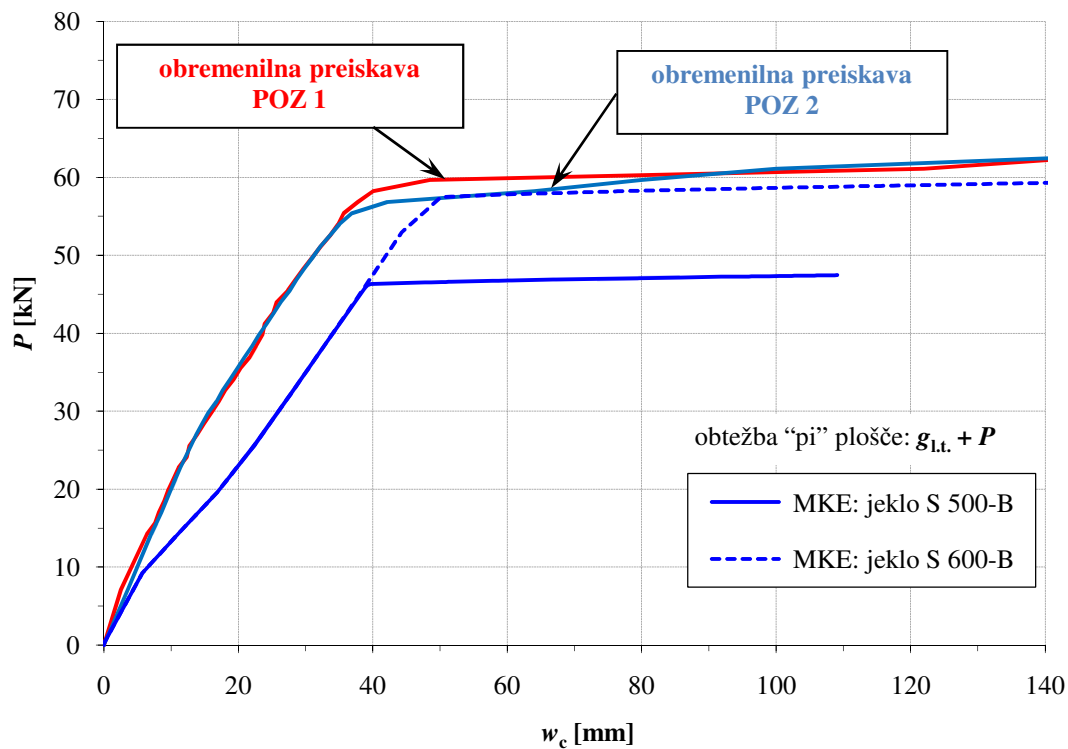
Slika 25: Idealiziran konstitucijski model za jeklo z oznako S 500-B

3.2.3 Izračunan mehanski odziv plošče ter primerjava s preizkusom

Na slikah 26 in 27 prikazujemo izračunano ter izmerjeno spreminjanje navpičnega pomika ob podpori oziroma na sredini razpetine "pi" plošče pri naraščanju obtežbe P . V nadaljevanju krivuljo, ki prikazuje spreminjanje pomika v odvisnosti od naraščanja obtežbe, imenujemo obtežno-deformacijska krivulja.



Slika 26: Obtežno-deformacijske krivulje za navpični pomik ob podpori w_a



Slika 27: Obtežno-deformacijske krivulje za navpični pomik ob podpori w_c

Ugotovimo relativno dobro ujemanje izračunanih ter izmerjenih obtežno-deformacijskih krivulj za navpična pomika w_a in w_c . Izračunana mejna obtežba "pi" plošče je nekoliko nižja od izmerjenih. S parametrično študijo ugotovimo, da imajo največji vpliv na mejno obtežbo plošče mehanske karakteristike jekla. V primeru, ko v numerični analizi upoštevamo mehanske lastnosti za jeklo S 600-B, je ujemanje mejnih obtežb bistveno boljše. Točka, pri kateri pride do nenadnega preloma izračunane obtežno-deformacijske krivulje, je točka plastifikacije natezne vzdolžne armature v "pi" plošči.

4 POŽARNA ANALIZA "PI" PLOŠČE

4.1 Požarna odpornost gradbenih konstrukcij

Požarna odpornost gradbene konstrukcije ali njenega dela je sposobnost, da le-ta pod določeno kombinacijo mehanske in požarne obtežbe za določeno časovno obdobje izpolnjuje zahtevano funkcijo - nosilnost in/ali požarno ločevalno funkcijo. Z ustreznim projektiranjem požarne odpornosti konstrukcij zagotavljamo ustrezno varnost le-teh med požarom.

Cilj požarno varnega projektiranja je torej omejitev tveganja za posameznika in družbo, za sosednje objekte in, kjer je zahtevano, tudi za okolje ali požaru neposredno izpostavljene objekte. Direktiva Sveta 89/106/EGS o gradbenih proizvodih navaja naslednjo bistveno zahtevo za omejitev požarnega tveganja:

“Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da se v primeru izbruha požara:

- lahko predpostavi, da konstrukcija določen čas ohrani nosilnost,
- omejit nastanek ter širjenje ognja in dima po objektu,
- omeji širjenje ognja na sosednje gradbene objekte,
- omogoči prebivalcem, da zapustijo objekt in se lahko rešijo na kakšen drugačen način,
- upošteva varnost reševalnih ekip.”

Za AB konstrukcije je značilno, da imajo veliko maso in specifično toploto ter razmeroma slabo toplotno prevodnost. Pri povečevanju temperature se trdnost betona in jekla za armiranje zmanjša. Pri temperaturi 700 °C ima beton iz apnenčevega agregata manj kot polovico tlačne trdnosti pri sobni temperaturi. Še bolj občutljiva od betona je na povišane temperature jeklo za armiranje. To ima pri temperaturi 700 °C le še desetino natezne trdnosti pri sobni temperaturi. Naraščanje temperature tako neposredno vpliva na zmanjšanje nosilnosti armiranobetonskih konstrukcij.

4.2 Projektiranje "pi" plošče v požarnem projektne stanju

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-2 moramo pri projektiranju požarnovarnih gradbenih konstrukcij dokazati, da med požarom za celotno konstrukcijo oziroma njene dele velja:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}, \quad (4.1)$$

kjer je $E_{fi,d,t}$ učinek zunanjih vplivov v požarnem projektne stanju, ki ga določajo notranje sile in momenti, $R_{fi,d,t}$ pa je pripadajoča projektne požarna odpornost gradbene konstrukcije oziroma njenega dela.

4.2.1 Kombinacije vplivov za nezgodna projektne stanja (požar)

Kombinacijo zunanjih vplivov v požarnem projektne stanju $E_{fi,d,t}$ formalno zapišemo z izrazom:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.2)$$

kjer predstavljajo $G_{k,j}$ stalne vplive, A_d je vpliv požara, $Q_{k,1}$ predstavlja prevladujoči spremenljivi vpliv in $Q_{k,i}$ ($i > 1$) predstavlja druge spremenljive vplive zunanjih obtežb. Vrednosti faktorjev ψ_1 in ψ_2 so za vplive v stavbah podani v standardu SIST EN 1990:2004 v obliki preglednice. Skladno z nacionalnim dodatkom k standardu vse spremenljive vplive kombiniramo s faktorjem ψ_2 .

Potemtakem se kombinacija vplivov za obravnavano "pi" ploščo zelo poenostavi. Plošča je izpostavljena le enemu spremenljivemu vplivu - obtežbi snega, za katerega velja $\psi_2 = 0$. Torej v zapisu (4.2) za obravnavano "pi" ploščo nastopata le stalna vpliva, ki ju formalno zapišemo z $G_{k,j}$. V požarnem projektne stanju so delni varnostni faktorji za materiale enaki 1.0.

4.2.2 Postopki projektiranja požarnovarnih konstrukcij

Za zadostitev zahteve (4.1) so v standardih Evrokod dovoljene naslednje metode projektiranja:

- *detajliranje* (v tabelah so za zahtevano požarno odpornost AB elementov navedene minimalne potrebne dimenzije prečnega prereza in minimalne dimenzije zaščitne plasti betona),
- *poenostavljene računske metode* (namenjene so za približno oceno požarne odpornosti določenih vrst konstrukcijskih elementov ob upoštevanju zmanjšanja nosilnosti zaradi povišane temperature),
- *napredne računske metode* (za simulacijo mehanskega obnašanje konstrukcijskih elementov, delov konstrukcij ali celotnih konstrukcij med požarom).

V diplomski nalogi bomo izračunali požarno odpornost "pi" plošče skladno s poenostavljeno računsko metodo ter z napredno metodo. Metodi sta primerni predvsem za oceno požarne odpornosti AB elementov z nizko vsebnostjo vlage ter za običajno stopnjo armiranja.

Poenostavljene računske metode projektiranja so namenjene le približni oceni požarne odpornosti določenih vrst konstrukcijskih elementov. Standard SIST EN 1992-1-2:2005 podaja tri poenostavljene metode in sicer:

- metodo izoterme 500 °C,
- metodo območij in
- metodo na podlagi določitve ukrivljenosti elementa.

Zahtevnejše so napredne računske metode. Le-te morajo omogočiti realno oceno obnašanja konstrukcije med požarom. Takšna ocena pa je mogoča samo v primeru, če ti modeli vsebujejo vse bistvene fizikalne in kemijske procese obnašanja konstrukcije in njenih sestavnih delov med požarom. Natančnost uporabljenih računskih modelov moramo preveriti na podlagi rezultatov ustreznih preizkusov.

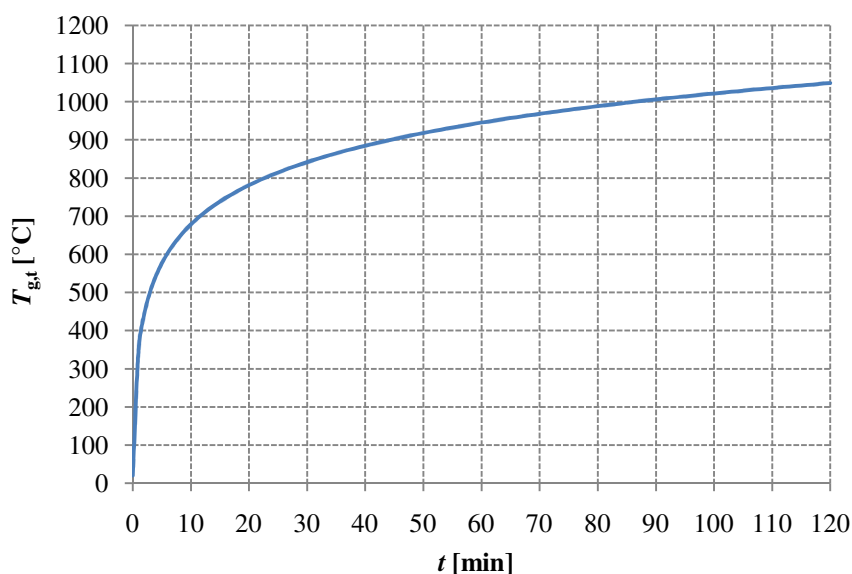
Požarno analizo tako s poenostavljeno kot napredno računsko metodo projektiranja razdelimo v dva nepovezana dela in sicer v temperaturni del ter mehanski del. Temperaturni del požarne analize je običajno enak pri poenostavljeni kot pri napredni računski metodi. Pri mehanskem delu požarne analize pa je postopek računa popolnoma različen. Pred požarno analizo pa moramo najprej določiti ustrezno požarno obtežbo konstrukcije oziroma njenega dela.

4.3 Spreminjanje temperature okolja med požarom – požarni scenarij

Požarni scenarij predstavlja kvaliteten opis poteka požara s časovno opredeljenimi ključnimi dogodki, ki označujejo požar in ga razlikujejo od drugih možnih požarov. Standard Evrokod določa poenostavite v obliki požarnih krivulj. Te podajajo spreminjanje temperature plinov v okolici površine elementa kot funkcijo časa. Najbolj razširjena je uporaba standardne krivulje temperatura-čas, ki predstavlja model polno razvitega požara v sektorju v primeru celuloznega tipa požarne obtežbe in je:

$$T_{g,t} = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1), \quad (4.3)$$

kjer je $T_{g,t}$ temperatura plinov v okolivi elementa, t pa čas trajanja požara. Standardno krivuljo temperatura - čas prikazujemo na sliki 28.



Slika 28: Standardna požarna krivulja skladno s SIST EN 1991-1-2:2005

4.4 Temperaturni del požarne analize

Temperaturni del analize je enak pri poenostavljeni kot pri napredni računski metodi projektiranja. V temperaturnem delu analize glede na toplotni vpliv določimo časovno razporeditev temperatur obravnavanega konstrukcijskega elementa.

Pri analizi temperaturnega polja "pi" plošče upoštevamo naslednje predpostavke:

- "pi" plošča je izpostavljena požaru samo iz spodnje strani,
- temperatura se vzdolž "pi" plošče ne spreminja. Lahko analiziramo le temperaturno polje po prečnem prerezu plošče,
- vpliv armature na razporeditev temperature zanemarimo,
- temperaturno polje po prečnem prerezu je simetrično glede na ravnino deformiranja. Obravnavamo le eno rebro plošče s pripadajočim delom tlačne plošče.

V splošnem moramo za določitev časovnega spreminjanja temperature v plošči upoštevati vse tri načine prenosa toplote: sevanje ali radiacijo, konvekcijo in prevajanje ali kondukcijo. Pri običajnih gradbenih konstrukcijah iz betona, jekla ali lesa se med požarom največ toplote po konstrukciji prenaša s kondukcijo. To opišemo s parcialno diferencialno enačbo za nestacionarno prevajanje toplote:

$$V: \quad \frac{\partial}{\partial x_i} \cdot \left(k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t}, \quad (i, j = y, z) \quad (4.4)$$

Prehod toplote skozi zunanje površine "pi" plošče zaradi konvekcije in radiacije pa upoštevamo z ustreznimi robnimi pogoji:

$$S_T: \quad T_S - T = 0 \quad (4.5)$$

$$S_Q: \quad k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} \cdot n_i - q_s = 0 \quad (4.6)$$

$$S: \quad T(x_i, 0) = T_0(x_i) \quad (4.7)$$

Pri tem so y in z koordinate poljubne točke prečnega prereza "pi" plošče, t je čas, S je območje prostora, ki ga zavzema prečni prerez plošče, S_T je del prečnega prereza plošče, kjer je s temperaturnim režimom okolja predpisano spreminjanje temperature T_S , S_Q je del prečnega prereza plošče, kjer je predpisan specifični površinski toplotni pretok q_s , k_{ij} so komponente prevodnostnega tenzorja snovi ($i, j = y, z$), Q je specifični prostorninski toplotni pretok, ρ je gostota snovi, c je specifična toplota snovi, n_i sta komponenti enotskega vektorja normale na prečni prerez, T_0 pa je začetna temperatura v poljubni točki prečnega prereza plošče.

Specifični površinski toplotni pretok q_s , ki nastopa v enačbi (4.6), je sestavljen iz deleža q_c , ki je posledica izmenjave toplote med telesom in okolico zaradi konvekcije, deleža q_r , ki je posledica sevanja in deleža q_0 , ki predstavlja ostale toplotne vire.

$$q_s = q_c + q_r + q_0 \quad (4.8)$$

Toplotni pretok zaradi konvekcije q_c je odvisen od razlike med temperaturo okolja T_S in temperaturo konstrukcije T in ga izračunamo z enačbo:

$$q_c = \alpha_c \cdot (T_S - T), \quad (4.9)$$

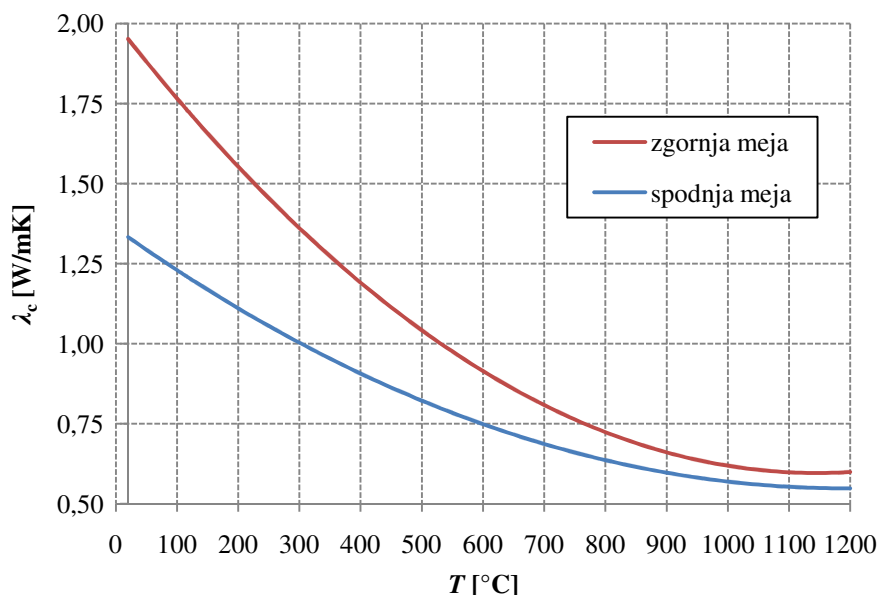
kjer je α_c prestopni koeficient. Skladno s standardom SIST EN 1991-1-2:2004 je prestopni koeficient odvisen od požarne obtežbe. V primeru standardne požarne krivulje je za požaru izpostavljene površine $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$, za požaru neizpostavljene površine pa $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Toplotni pretok zaradi sevanja q_r izračunamo z enačbo:

$$q_r = \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot (T_r^4 - T^4) \quad (4.10)$$

Pri tem s T_r označimo temperaturo sevajočih predmetov v Kelvinih, ε_r je emisivnost, σ pa Stefan–Boltzmannova konstanta ($\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$). Za betonske površine je koeficient emisivnosti v skladu s SIST EN 1991-1-2:2004 enak $\varepsilon_r = 0.7$.

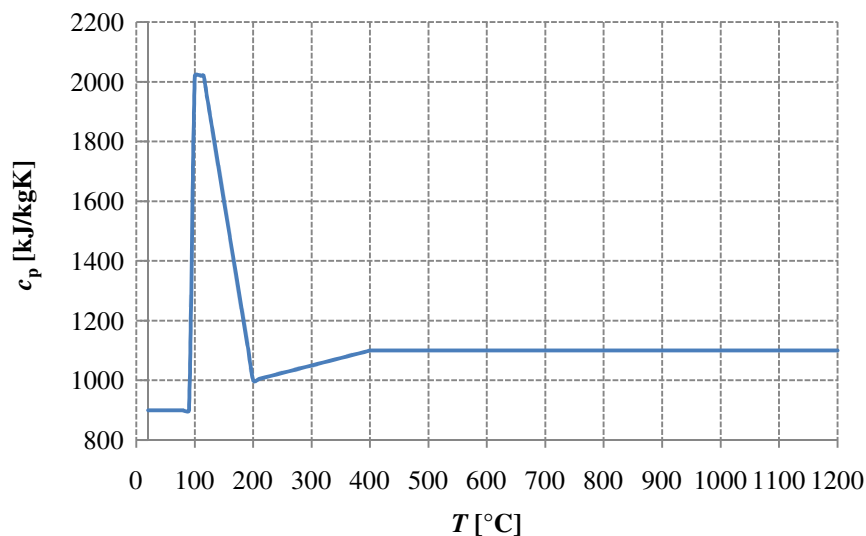
Temperaturno odvisnost toplotne prevodnosti betona upoštevamo skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005. Predpostavimo, da je "pi" plošča iz betona iz apnenčevega agregata. Temperaturno odvisnost toplotne prevodnosti prikazujemo na sliki 29.



Slika 29: Toplotna prevodnost betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005

Po priporočilih standarda daje spodnja meja toplotne prevodnosti za betonske konstrukcije bolj realistične temperature kot zgornja meja. V računu upoštevamo spodnjo mejo.

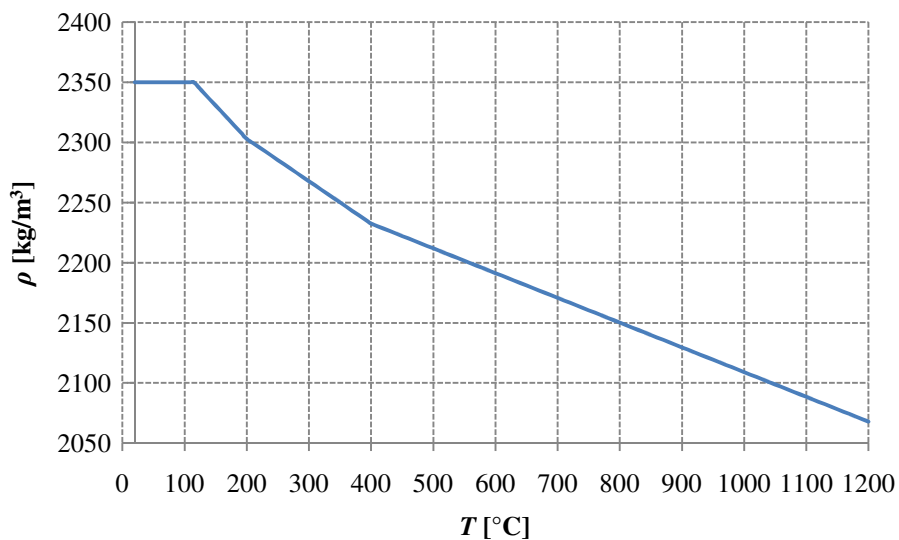
Specifična toplota betona je odvisna od temperature ter od vlažnosti betona. Na sliki 30 prikazujemo temperaturno odvisnost specifične toplote betona pri vlažnosti 3.0 % teže betona tako kot določa standard SIST EN 1992-1-2:2005.



Slika 30: Specifična toplota betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005

S povečanjem specifične toplote betona v temperaturnem območju med 100 °C in 200 °C posredno upoštevamo ugoden vpliv izparevanja vode na razvoj temperatur v betonu.

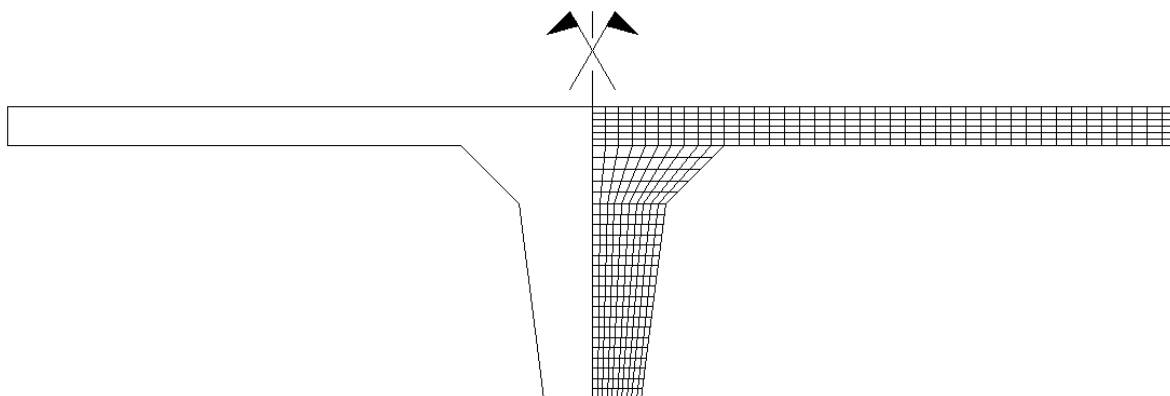
Tudi gostota betona se spreminja s temperaturo. Temperaturno odvisnost gostote betona skladno s standardom SIST EN 1992-1-2:2005 prikazujemo na sliki 31.



Slika 31: Gostota betona skladno s SIST EN 1991-1-2:2005

4.4.1 Metoda končnih elementov

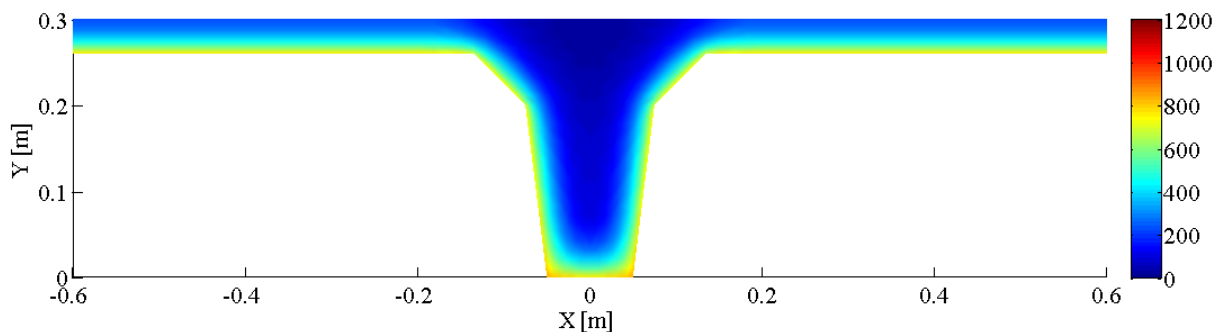
Enačbe (4.3)–(4.10) rešujemo z metodo končnih elementov. Uporabimo računalniški program HEATKO (Hozjan, 2009), ki je bil razvit na FGG KM. Prečni prerez plošče modeliramo s 480 štirivozliščnimi končnimi elementi (slika 32). Temperaturno analizo zaradi zagotavljanja zadostne natančnosti razdelimo na dovolj majhne časovne korake. Do 60. minute požara je velikost koraka 5 sekund, nato pa 15 sekund.



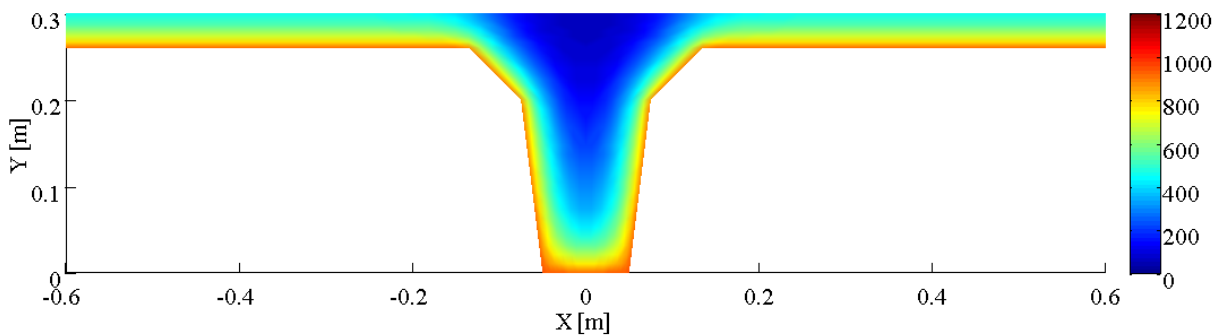
Slika 32: Mreža končnih elementov po delu prečnega prereza “pi” plošče

4.4.2 Časovno spreminjanje temperaturnega polja v “pi” plošči

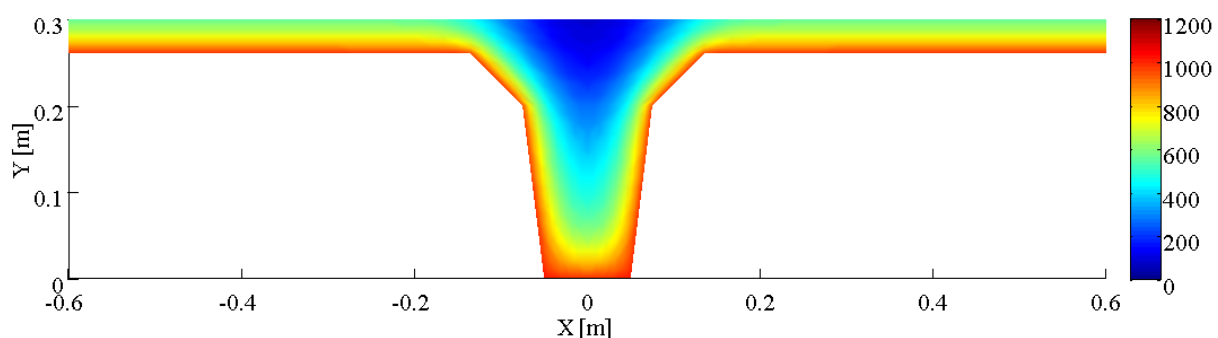
Na slikah 33–35 prikazujemo izračunan časovni razvoj temperature po prečnem prerezu “pi” plošče za izbrane čase $t = 30$, 60 in 90 minut pri izpostavljenosti standardni požarni krivulji. Zaradi simetrije prikazujemo temperature le za polovico prečnega prereza.



Slika 33: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 30$ minut



Slika 34: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ minut



Slika 35: Temperaturno polje po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 90$ minut

4.5 Mehanski del požarne analize z uporabo poenostavljene računske metode izoterme 500 °C

Pri poenostavljeni računski metodi izoterme 500°C dokaz požarne varnosti temelji na računu upogibne odpornosti prečnega prereza na sredini razpetine "pi" plošče med požarom. Podobno kot pri računu odpornosti prečnega prereza pri sobni temperaturi tudi pri metodi izoterme 500 °C prispevajo k osno-upogibni odpornosti prereza med požarom tlačno obremenjeni beton ter natezna in tlačna vzdolžna armatura. Pri tem betonskega dela prečnega prereza, v katerem temperatura med požarom preseže 500 °C, pri računu požarne odpornosti plošče ne upoštevamo. Na podlagi eksperimentalnih in teoretičnih ugotovitev je ta predpostavka zelo konservativna (Purkiss, 1996). Tako zanemaritev delno nadomestimo tako, da za tlačno obremenjene betonske dele prečnih prerezov elementov s temperaturami, nižjimi od 500 °C, upoštevamo tlačno trdnost betona pri sobni temperaturi. Prispevke armaturnih palic k požarni odpornosti "pi" plošče pa moramo upoštevati skladno s temperaturno odvisnimi redukcijskimi faktorji, ki so podani v SIST EN 1992-1-2:2005. Ker se nekatere

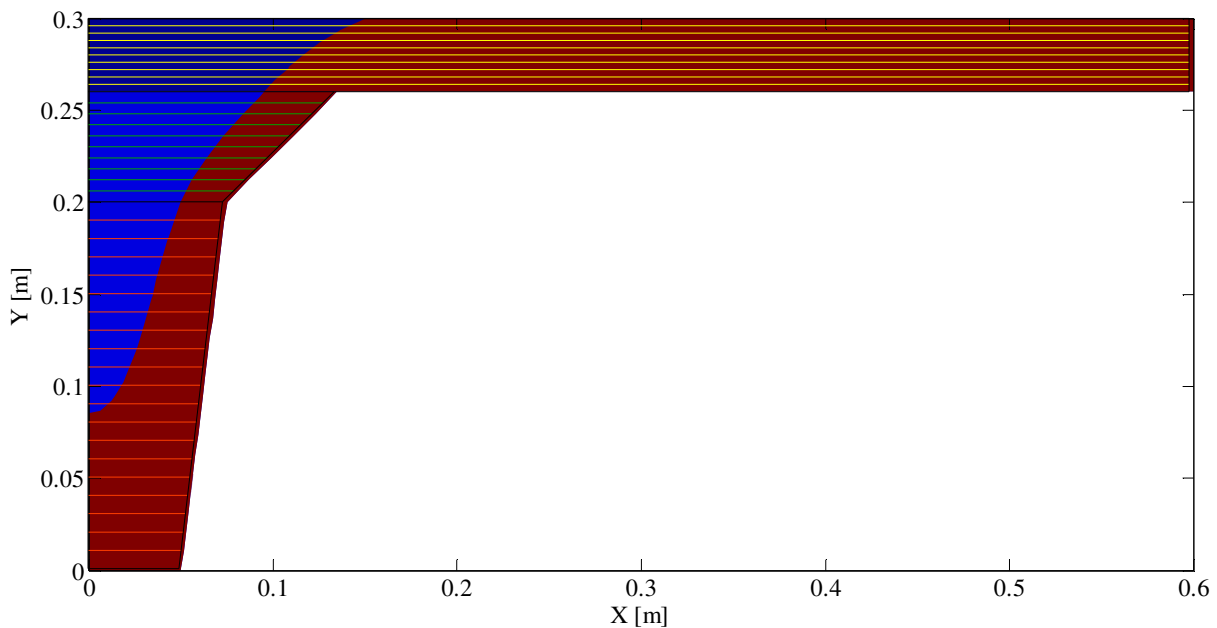
količine, kot so: reducirana širina prečnega prereza, lega nevtralne osi in trdnostne lastnosti armaturnih palic, med požarom spreminjajo, moramo skladno z zahtevo (4.1) požarno odpornost oceniti pri različnih časih med požarom.

Računski postopek je sledeč:

- a) pri izbranem času trajanja požara s pomočjo temperaturnega polja, določenega v temperaturnem delu požarne analize, odčitamo izotermo 500 °C,
- b) izključimo tisti del prečnega prereza betona, kjer je temperatura višja od 500 °C in določimo reducirane dimenzije prečnega prereza "pi" plošče,
- c) s pomočjo temperaturnega polja odčitamo temperature v betonu na mestu armaturnih palic ter ustrezno reduciramo njihovo natezno oziroma tlačno trdnost,
- d) izračunamo prispevek betona ter armaturnih palic k mejni nosilnosti prečnega prereza "pi" plošče pri izbranem času trajanja požara ter preverjamo pogoj (4.1). Požarna odpornost je dosežena oz. presežena takrat, ko velja:

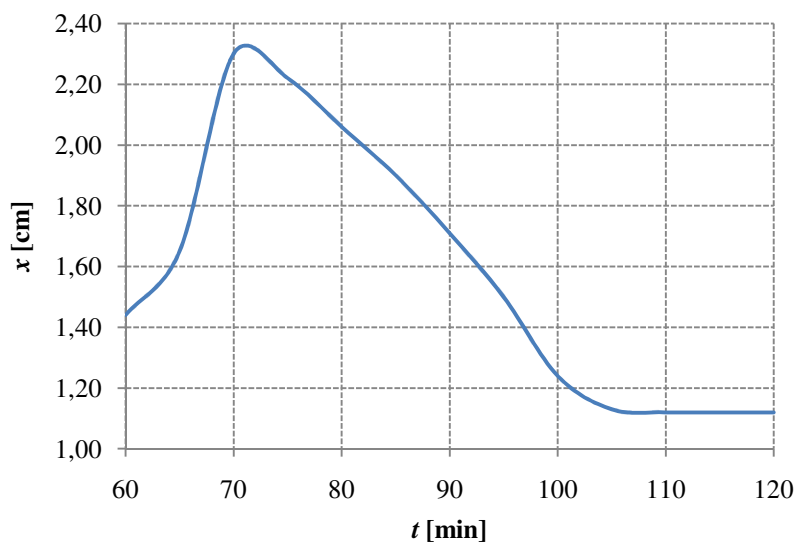
$$E_{fi,d,t} \geq R_{fi,d,t} \quad (4.11)$$

Pri računu nosilnosti plošče med požarom si pomagamo z Reševalcem v programu MS Excel. Betonski del prečnega prereza razdelimo na lamele. Prečni prerez betona znotraj izoterme 500 °C je na sliki 36 obarvan z modro barvo.



Slika 36: Izoterma 500 °C pri času $t = 90$ min

Izkaže se, da k skupni upogibni odpornosti prereza prispeva le nekaj lamel na zgornjem robu prereza. Spreminjanje lege nevtralne osi med trajanjem standardnega požara prikazujemo na sliki 37.



Slika 37: Spreminjanje lege nevtralne osi med požarom

Upogibna odpornost prečnega prereza "pi" plošče je enaka produktu rezultatne osnih sil v natezni armaturi ter ročice notranjih sil. Ko postane upogibna odpornost prereza manjša od

upogibnega momenta zaradi delovanja zunanje mehanske obtežbe, je dosežena oziroma presežena požarna odpornost plošče.

Upogibna obremenitev prečnega prereza na sredini razpona “pi” plošče v požarnem projektnem stanju je:

$$\begin{aligned}
 M_{fi,Ed,t} &= \sum_j G_{k,j} + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = \frac{1}{2} \cdot (M_{g1} + M_{g_s} + 0 \cdot M_{q_s}) = \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(g_1 + g_s) \cdot L^2}{8} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\left(3.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot (5.80 \text{ m})^2}{8} = \mathbf{10.30 \text{ kNm}} \quad (4.12)
 \end{aligned}$$

Upogibna obremenitev $M_{fi,Ed,t}$ se med požarom ne spreminja, spreminja pa se upogibna odpornost prečnega prereza $M_{fi,Rd,t}$.

4.5.1 Prispevek betonskega dela prereza k upogibni odpornosti

V preglednici 5 prikazujemo izračun prispevkov betona k upogibni odpornosti “pi” plošče pri različnih trajanjih požarne obremenitve.

Preglednica 5: Prispevek betona k upogibni nosilnosti “pi” plošče

	t [min]	60	90	95
Lamela 1	$b_{fi,1}$ [cm]	120,00	28,46	27,70
	$\sigma_{fi,1}$ [kN/cm ²]	-1,35	-1,60	-1,42
	$N_{c,fi,Rd,1}$ [kN]	-64,71	-18,22	-15,58
	$M_{c,fi,Rd,1}$ [kNm]	488,93	137,65	117,71
Lamela 2	$b_{fi,2}$ [cm]	120,00	26,98	26,10
	$\sigma_{fi,2}$ [kN/cm ²]	-0,96	-1,23	-1,02
	$N_{c,fi,Rd,2}$ [kN]	-45,94	-13,32	-10,65
	$M_{c,fi,Rd,2}$ [kNm]	328,79	95,34	76,25

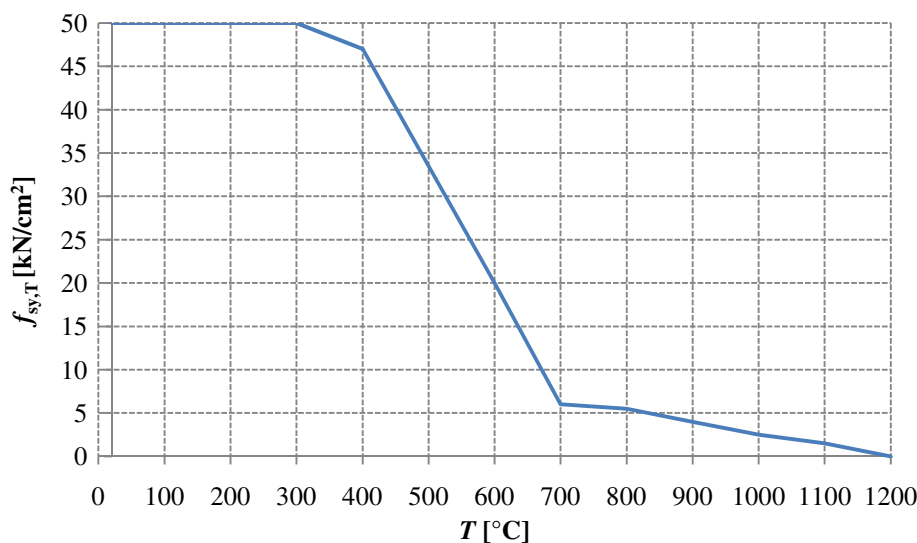
...se nadaljuje

...nadaljevanje

Lamela 3	$b_{fi,3}$ [cm]	33,76	25,62	25,14
	$\sigma_{fi,3}$ [kN/cm ²]	-0,52	-0,83	-0,59
	$N_{c,fi,Rd,3}$ [kN]	-7,09	-8,47	-5,97
	$M_{c,fi,Rd,3}$ [kNm]	47,89	57,21	40,33
Lamela 4	$b_{fi,4}$ [cm]	29,58	24,40	23,80
	$\sigma_{fi,4}$ [kN/cm ²]	-0,05	-0,38	-0,12
	$N_{c,fi,Rd,4}$ [kN]	-0,60	-3,67	-1,19
	$M_{c,fi,Rd,4}$ [kNm]	3,84	23,31	7,56
Lamela 5	$b_{fi,5}$ [cm]	27,24	23,16	22,78
	$\sigma_{fi,5}$ [kN/cm ²]	0,00	0,00	0,00
	$N_{c,fi,Rd,5}$ [kN]	0,00	0,00	0,00
	$M_{c,fi,Rd,5}$ [kNm]	0,00	0,00	0,00
Lamela 6	$b_{fi,6}$ [cm]	25,62	22,16	21,80
	$\sigma_{fi,6}$ [kN/cm ²]	0,00	0,00	0,00
	$N_{c,fi,Rd,6}$ [kN]	0,00	0,00	0,00
	$M_{c,fi,Rd,6}$ [kNm]	0,00	0,00	0,00
	$\sum_i N_{c,fi,Rd,i}$ [kN]	-118,34	-43,68	-33,39
	$\sum_i M_{c,fi,Rd,i}$ [kNm]	8,69	3,14	2,42

4.5.2 Prispevek armaturnih palic k upogibni odpornosti

Mehanske lastnosti jekla za armiranje pri povišani temperaturi upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2:2005. Temperaturno odvisnost trdnosti jekla za armiranje prikazujemo na sliki 38. Za vmesne vrednosti uporabljamo linearno interpolacijo.



Slika 38: Trdnost jekla S 500 skladno s SIST EN 1992-1-1:2005

Račun prispevka armaturnih palic k upogibni odpornosti prereza prikazujemo v preglednici 6.

Preglednica 6: Prispevek armature k upogibni nosilnosti plošče

<i>t</i> [min]	60	90	95
<i>T</i> [°C]	461,53	641,57	665,42
<i>f_{sy,T}</i> [kN/cm ²]	38,42	14,18	10,84
$\sum N_{s,fi,Rd}$ [kN]	118,34	43,68	33,39
$\sum M_{s,fi,Rd}$ [kNm]	21,00	7,75	5,92

Pomen oznak v preglednicah 5 in 6 je sledeč: *t* je čas izpostavljenosti standardnemu požaru, *b_{fi,i}* je širina *i*-te betonske lamele znotraj izoterme 500°C, *σ_{fi,i}* je pripadajoča napetost v težišču *i*-te betonske lamele, *N_{c,fi,Rd,i}* je prispevek *i*-te betonske lamele k osni odpornosti prereza med požarom, *M_{c,fi,Rd,i}* je prispevek *i*-te betonske lamele k upogibni odpornosti prereza med požarom, *T* je temperatura v betonu na mestu armaturne palice, *f_{sy,T}* je reducirana trdnost jekla za armiranje pri povišani temperaturi, $\sum N_{s,fi,Rd}$ je prispevek armaturnih palic k natezni odpornosti prereza v požarnem projektne stanju, $\sum M_{s,fi,Rd}$ pa je prispevek armaturnih palic k upogibni odpornosti prereza med požarom.

4.5.3 Požarna odpornost “pi” plošče

Upogibno odpornost prečnega prereza “pi” plošče izračunamo z naslednjim izrazom:

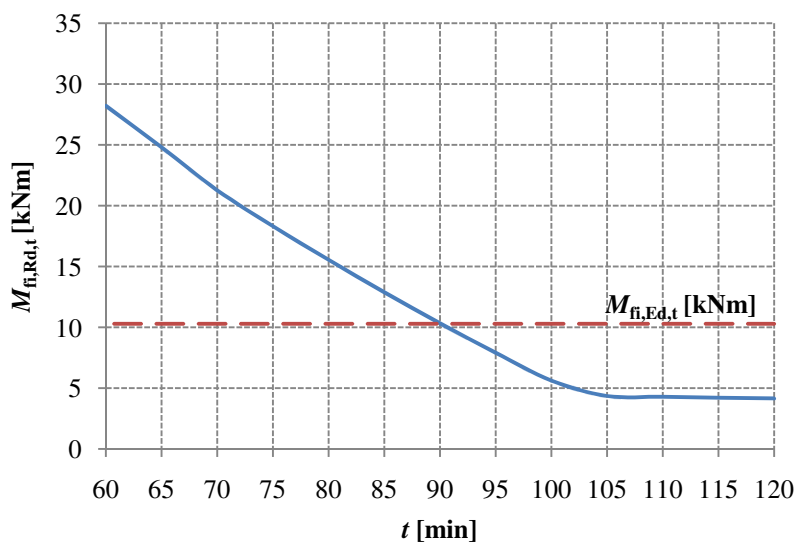
$$M_{fi,Rd,t} = \left(\sum_i M_{c,fi,Rd,i} + \sum M_{s,fi,Rd} \right) \cdot k_m, \quad (4.13)$$

kjer je k_m faktor zmanjšanja upogibne nosilnosti nosilcev in plošč (k_m je 0.98 ali 0.95). Za k_m izberemo vrednost 0.95.

V preglednici 7 prikazujemo razmerje med upogibno obremenitvijo in upogibno odpornostjo prečnega prereza na sredini razpetine “pi” plošče.

Preglednica 7: Izkoriščenost prereza pri času $t = 0, 60, 90$ in 95 min

t [min]	0	60	90	95
$M_{fi,Ed,t}$ [kNm]	10,30	10,30	10,30	10,30
$M_{fi,Rd,t}$ [kNm]	38,57	28.21	10,35	7.92
Izkoriščenost prereza	27 %	37 %	100 %	130 %



Slika 39: Spreminjanje upogibne odpornosti “pi” plošče med požarom

Skladno s standardom Evrokod ločimo naslednje razrede požarnih odpornosti glede na kriterij nosilnosti R: R 15, R 20, R 30, R 45, R 60, R 90, R 120, R 180, R 240 in R 360. Številka poleg črke R je požarna odpornost v minutah. S pomočjo preglednice 7 in slike 38 ocenimo, da je požarna odpornost "pi" plošče, določena po metodi izoterme 500 °C, 90 minut oziroma R 90.

4.6 Mehanski del požarne analize z uporabo napredne računske metode

Pri napredni metodi z metodo končnih elementov analiziramo mehanski odziv plošče med požarom ter preverjamo, kdaj navpični pomiki "pi" plošče prekoračijo s predpisi določeno mejno vrednost. Uporabimo računalniški program NFIRA, ki temelji na Reissnerjevemu modelu ravninskega nosilca. Skladno s tem modelom v požarni analizi predpostavimo:

- znano Bernoullijevo predpostavko o ravnih prečnih prerezih,
- ohranjanje velikosti in oblike prečnih prerezov med deformiranjem plošče, ki so simetrični glede na ravnino deformiranja plošče,
- deformiranje plošče opišemo z membranskimi in upogibnimi deformacijami,
- velikosti pomikov, zasukov ter deformacij po velikosti niso omejene,
- kratkotrajno statično obtežbo, ki je poljubna in deluje v ravnini deformiranja plošče,
- simetrično temperaturno polje glede na ravnino deformiranja plošče,
- kompatibilnost deformacij armature in betona na medsebojnem stiku,
- V mehanski analizi poleg mehanskih deformacij skladno s priporočili iz SIST EN 1992-1-2:2005 ter tuje dostopne literature upoštevamo tudi temperaturne deformacije, prehodne deformacije v betonu, deformacije zaradi lezenja betona ter viskozne deformacije armature.

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

4.6.1 Aditivni razcep geometrijske deformacije - ε

Pomembna predpostavka pri analizi obnašanja AB elementov ob sočasnem delovanju mehanske in požarne obtežbe je aditivni razcep geometrijske deformacije ε betonskega vlakna in armature. Geometrijsko deformacijo plošče sestavljajo mehanska deformacija ε_{σ} , temperaturna deformacija ε_{th} , deformacija lezenja ε_{cr} in pri betonu še prehodna deformacija ε_{tr} . Aditivni razcep zapišemo posebej za beton in armaturo.

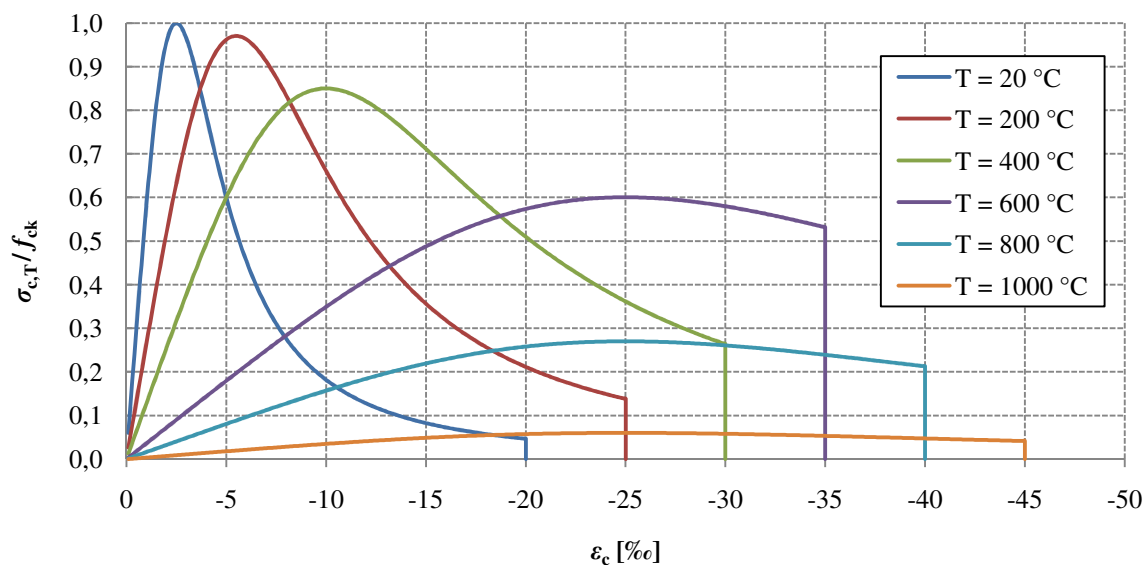
$$\text{beton: } \varepsilon_c = \varepsilon_{\sigma,c} + \varepsilon_{th,c} + \varepsilon_{cr,c} + \varepsilon_{tr,c} \quad (4.14)$$

$$\text{armatura: } \varepsilon_s = \varepsilon_{\sigma,s} + \varepsilon_{th,s} + \varepsilon_{cr,s} \quad (4.15)$$

V nadaljevanju podrobneje predstavimo posamezne deformacijske prispevke.

Mehanska deformacija betona - $\varepsilon_{\sigma,c}$

Mehanska deformacija vlakna $\varepsilon_{\sigma,c}$ in vzdolžna normalna napetost vlakna σ sta povezana s konstitucijskim zakonom skladno s SIST EN 1992-1-2:2005. Konstitucijski zakon je odvisen od temperature in od izbire agregata. V nadaljevanju se osredotočimo na beton izdelan iz apnenčevega agregata.



Slika 40: Konstitucijski zakon betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

Temperaturno odvisni materialni parametri betona so:

- tlačna trdnost $f_{c,T}$,
- deformacija pri tlačni trdnosti $\varepsilon_{c1,T}$,
- mejna tlačna deformacija $\varepsilon_{cu1,T}$.

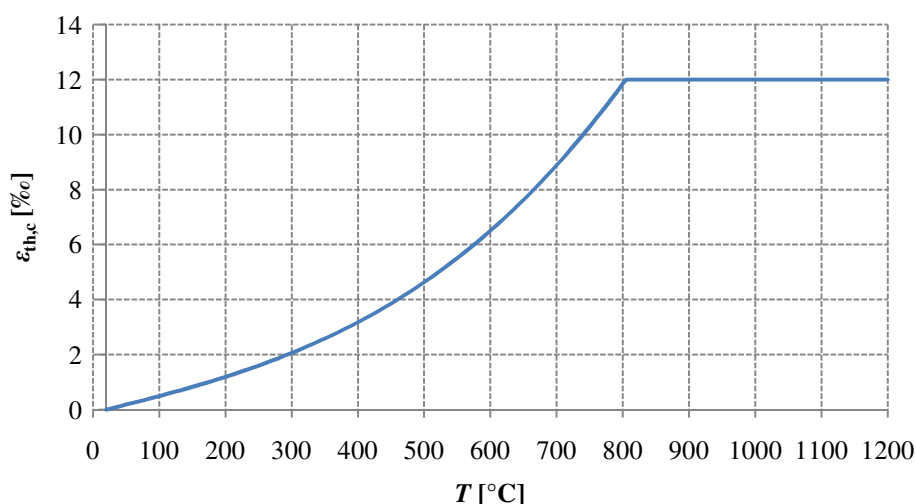
Vrednosti deformacije pri tlačni trdnosti $\varepsilon_{c1,T}$ in mejne tlačne deformacije $\varepsilon_{cu1,T}$ s temperaturo naraščajo in so neodvisne od vrste uporabljenega agregata. Mehansko deformacijo betona $\varepsilon_{\sigma,c}$ lahko izrazimo iz enačbe (4.14):

$$\varepsilon_{\sigma,c} = \varepsilon_c - \varepsilon_{th,c} - \varepsilon_{cr,c} - \varepsilon_{tr,c} \quad (4.16)$$

Temperaturna deformacija betona – $\varepsilon_{th,c}$

Temperaturno deformacijo $\varepsilon_{th,c}$ za privzeto enoosno napetostno deformacijsko stanje lahko zapišemo kot specifično spremembo dolžine namišljenih betonskih vlaken.

$$\varepsilon_{th,c} = \frac{\Delta l}{l} \quad (4.17)$$



Slika 41: Temperaturna deformacija betona skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

Deformacija lezenja betona – $\varepsilon_{cr,c}$

Eksperimentalno je dokazano, da se, pri dovolj visoki temperaturi in konstantni obremenitvi, deformacije betona hitro povečujejo. Deformacija lezenja betona $\varepsilon_{cr,c}$, pri povišanih temperaturah, je odvisna od tlačne trdnosti betona pri povišani temperaturi $f_{c,T}$, nivoja napetosti σ_c , časa t in temperature T . V okviru predstavljenega matematičnega modela upoštevamo lezenje skladno z modelom po Harmathyju (1967):

$$\varepsilon_{cr,c} = \beta_1 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} \cdot \sqrt{t} \cdot e^{d \cdot (T - 293)} \quad (4.18)$$

Parametra β_1 in d sta empirični konstanti materiala in ju določimo z metodo najmanjših kvadratov glede na rezultate meritev lezenja, ki jih povzamemo po Cruzu (1966). Izračunani vrednosti sta $\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6} \cdot s^{-0.5}$ in $d = 2.658 \cdot 10^{-3} \cdot K^{-1}$.

Prehodna deformacija betona – $\varepsilon_{tr,c}$

Eksperimentalno je bilo ugotovljeno, da se ob prvem hitrem segrevanju betona pojavijo t.i. prehodne deformacije (angl. transient strain), ki so nepovratne. Zveza med prehodnimi deformacijami in napetostmi v betonu je približno linearna, odvisnost prehodnih deformacij od temperature pa je zelo podobna odvisnosti temperaturnih deformacij. Standard SIST EN 1992-1-2:2005 le omenja prehodne deformacije, vendar brez ustreznega računskega modela. V računalniškem programu NFIRA je za račun prehodnih deformacij upoštevan izraz, ki ga je predlagal Anderberg s sodelavci (1976):

$$\Delta\varepsilon_{tr,c} = k_2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{c,0}} \cdot \Delta\varepsilon_{th,c} \quad ; T \leq 550 \text{ }^\circ\text{C}, \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial\varepsilon_{tr,c}}{\partial T} = 0.0001 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{c,0}} \quad ; T > 550 \text{ }^\circ\text{C}, \quad (4.20)$$

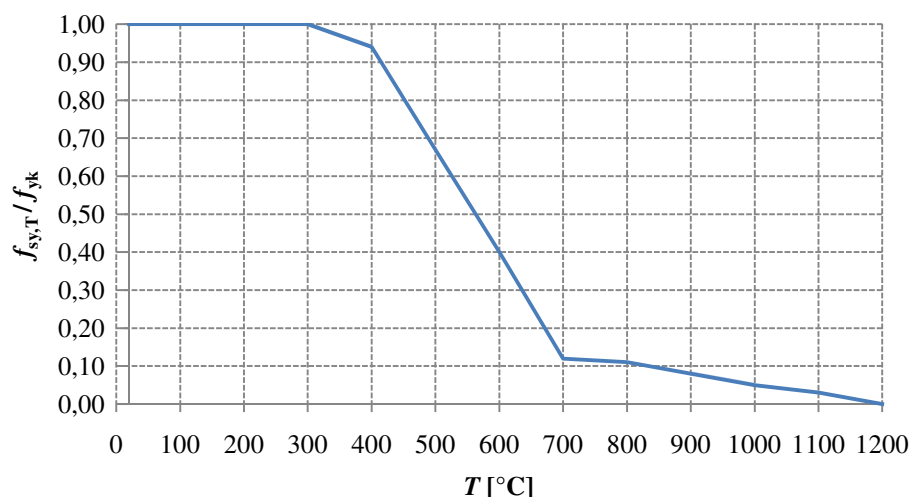
pri čemer je $k_2 = 1.8$ do 2.35 parameter materiala (za k_2 smo izbrali vrednost 2.0). $f_{c,0}$ je tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi, σ_c je napetost v betonu, $\varepsilon_{th,c}$ pa je temperaturna deformacija betona.

Mehanska deformacija armature – $\varepsilon_{\sigma,s}$

Konstitucijski zakon jekla za armiranje, ki ga podaja SIST EN 1992-1-2:2005, je odvisen od naslednjih temperaturno odvisnih materialnih parametrov:

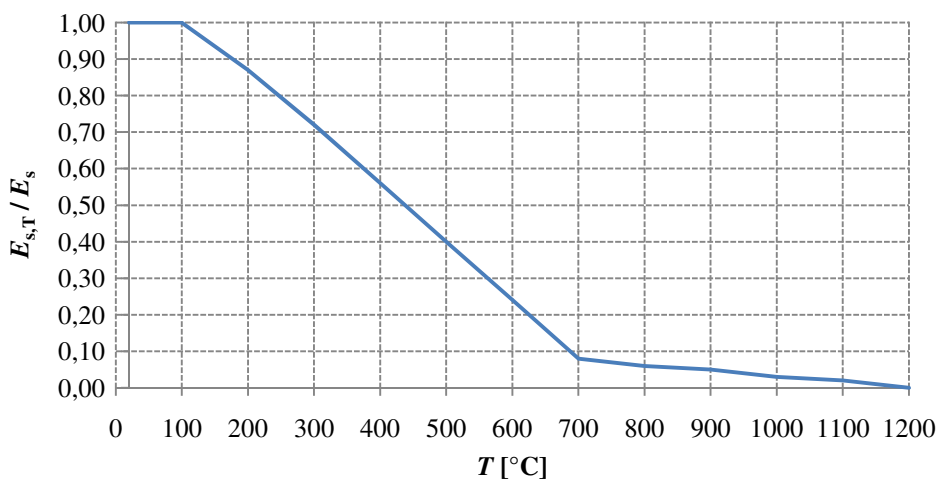
- meje elastičnosti pri povišani temperaturi $f_{sy,T}$,
- meje proporcionalnosti pri povišani temperaturi $f_{sp,T}$,
- modula elastičnosti pri povišani temperaturi $E_{s,T}$.

Zgoraj naštetimi parametri so odvisni tudi od načina obdelave armature (hladno obdelano oz. vroče valjano jeklo). V diplomski nalogi se omejimo na hladno obdelano armaturo razreda N, za katero je značilno, da ji pri temperaturi višji od 400 °C, trdnost hitro pada.



Slika 42: Trdnost armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

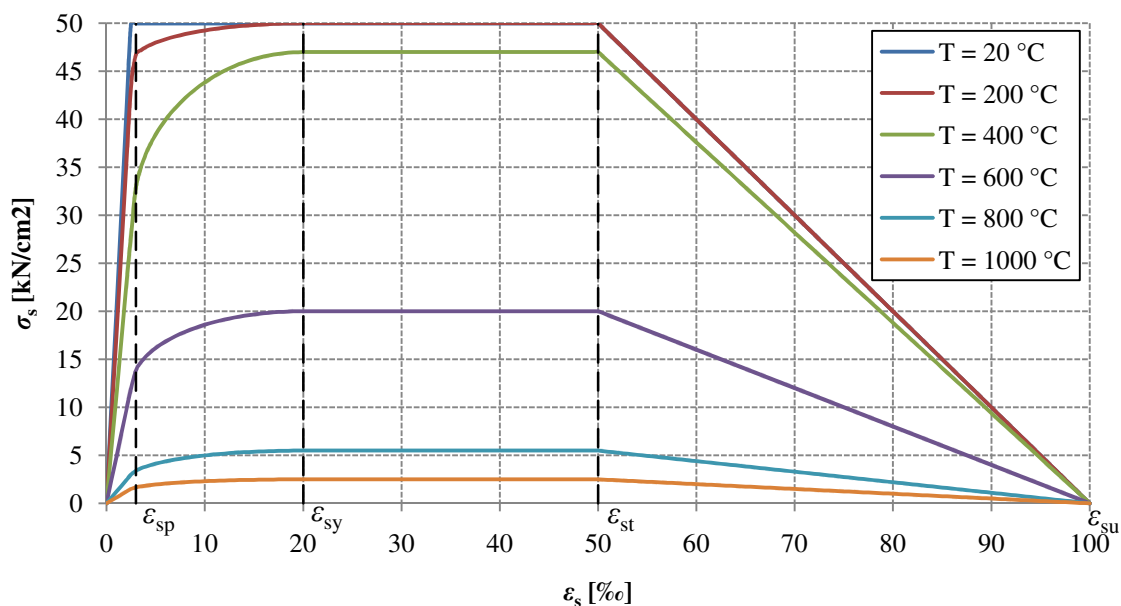
Skladno s standardom se reducira tudi elastični modul hladno oblikovanega jekla, kar prikazujemo na sliki 43.



Slika 43: Elastični modul armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

E_s in f_{yk} sta elastični modul jekla pri sobni temperaturi in karakteristična meja elastičnosti pri sobni temperaturi.

Trdnostne in deformacijske lastnosti jekla za armiranje pri povišanih temperaturah upoštevamo v skladu s sovisnostmi med napetostjo in deformacijo, kot prikazujemo na sliki 44. Iste sovisnosti med napetostjo in deformacijo uporabljamo tudi za tlačno obremenjeno jeklo za armiranje.



Slika 44: Matematični model sovisnosti med napetostjo in deformacijo hladno oblikovanega jekla za armiranje skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

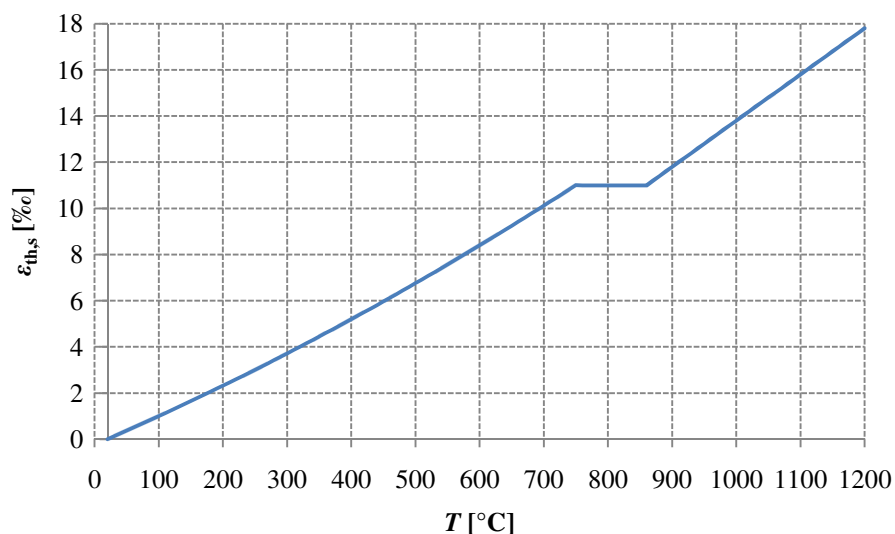
Karakteristične deformacije jekla so $\varepsilon_{sp} = 2.5 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{sy} = 20 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{st} = 50 \text{ ‰}$ in $\varepsilon_{su} = 100 \text{ ‰}$.

Mehansko deformacijo $\varepsilon_{\sigma,s}$, ki ni eksplicitno odvisna od časa oziroma temperature in je z vzdolžno normalno napetostjo σ povezana s parametri enoosnega preiskusa, lahko izrazimo iz enačbe (4.15):

$$\varepsilon_{\sigma,s} = \varepsilon_s - \varepsilon_{th,s} - \varepsilon_{cr,s} \quad (4.21)$$

Temperaturna deformacija armature – $\varepsilon_{th,s}$

Temperaturne deformacije armature naraščajo z naraščanjem temperature nelinearno. Pri višjih temperaturah so temperaturne deformacije armature precej različne od temperaturnih deformacij betona, kar ima neugoden vpliv pri močno armiranih elementih, saj se lahko pojavijo razpoke betona ob armaturi.



Slika 45: Temperaturne deformacije armature skladno s SIST EN 1992-1-2:2005

Viskozno lezenje armature – $\varepsilon_{cr,s}$

Pri normalni temperaturi in pri napetostih, ki ne dosegajo ekstremnih vrednosti, je lezenje armature praktično zanemarljivo. Pri temperaturi nad 400 °C pa preizkusi kažejo, da se pri konstantni obremenitvi deformacije jekla s časom sorazmerno hitro povečujejo. Pojav se

imenuje viskozno lezenje jekla. V literaturi je na voljo več modelov za opis viskoznega lezenja jekel pri visokih temperaturah. V okviru računalniškega programa NFIRA je privzet Harmathy-jev (1967) model viskoznega lezenja jekla. Računski model viskoznega lezenja jekla je dodatno poenostavil Williams-Leir (1983).

Časovno spreminjanje deformacij lezenja armature je določeno z navadno diferencialno enačbo prvega reda:

$$\Delta \varepsilon_{cr,s} = \text{sgn}(\sigma_s) \cdot b_1 \cdot \coth^2(b_2 \cdot |\varepsilon_{cr,s}|) \cdot \Delta t \quad (4.22)$$

Pri tem sta koeficienta b_1 in b_2 funkciji konstantne napetosti σ_s in konstantne temperature T ter petih parametrov. Parametre podaja Williams-Leir (1983) za 7 različnih vrst jekel. Pri nekaterih vrstah je viskozno lezenje zelo izrazito (SS41, SN50), pri drugih pa manj (Austin 50).

4.6.2 Luščenje betona

Pri povišanih temperaturah lahko pride do luščenja betona in s tem zmanjšanja nosilnosti konstrukcije.

- Eksplozivno luščenje betona

Po navodilih standarda SIST EN 1992-1-2:2005 eksplozivnega luščenje betona ni potrebno upoštevati, ko je vsebnost vlage betona manjša od k % njegove teže. Pri vsebnosti vlage betona, večji od k %, se upošteva natančnejša ocena vplivov vsebnosti vlage, vrste agregata, prepustnosti betona in hitrosti segrevanja. Vrednost k za uporabo v posamezni državi je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 3.

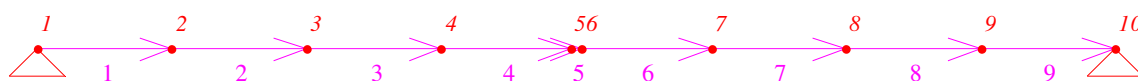
- Odpadanje betona

Kadar je oddaljenost armaturene palice od površine elementa 70 mm ali več in s preiskusi ni dokazano, da ne pride do odpadanja betona, je treba namestiti površinsko armaturo.

V diplomski nalogi eksplozivnega luščenja in odpadanja betona nismo upoštevali.

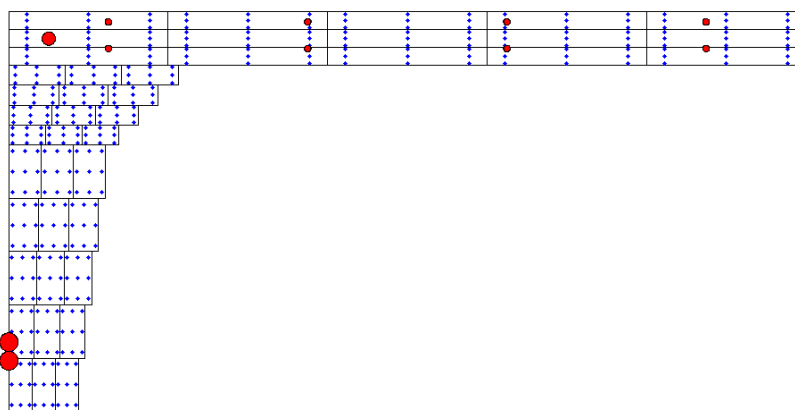
4.6.3 Metoda končnih elementov

"Pi" ploščo modeliramo z devetimi linijskimi deformacijskimi končnimi elementi. Mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 46.



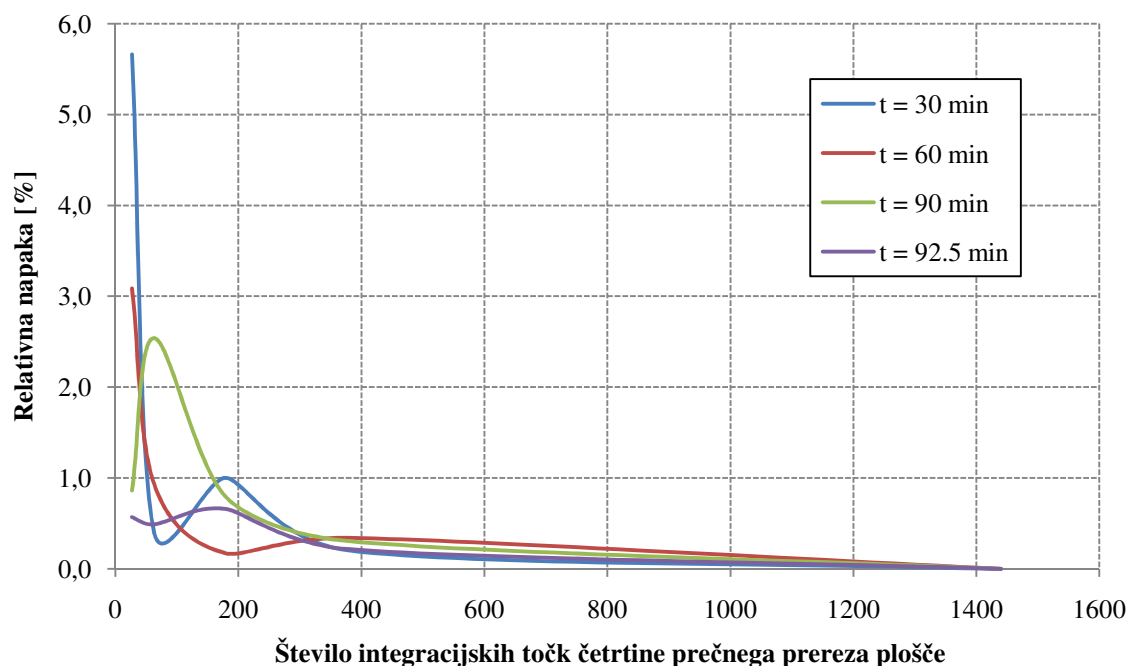
Slika 46: Mreža končnih elementov za "pi" ploščo

Za račun napetosti po betonskem delu prečnega prereza razdelimo četrtino prečnega prereza na 42 pravokotnih ploskev, vsako z devetimi integracijskimi točkami (slika 47). Prispevke izračunamo za vsako ploskev posebej z uporabo numerične ploskovne integracije in jih na koncu seštejemo. Armaturo obravnavamo točkovno. V računu predpostavimo kompatibilnost deformacij betona in armature na medsebojnem stiku.



Slika 47: Mreža integracijskih točk za račun napetosti po prečnem prerezu plošče

Na sliki 48 prikazujemo vpliv števila integracijskih točk po prečnem prerezu na natančnost rezultatov.



Slika 48: Relativna napaka vrednosti navpičnega pomika w_c v odvisnosti od števila integracijskih točk

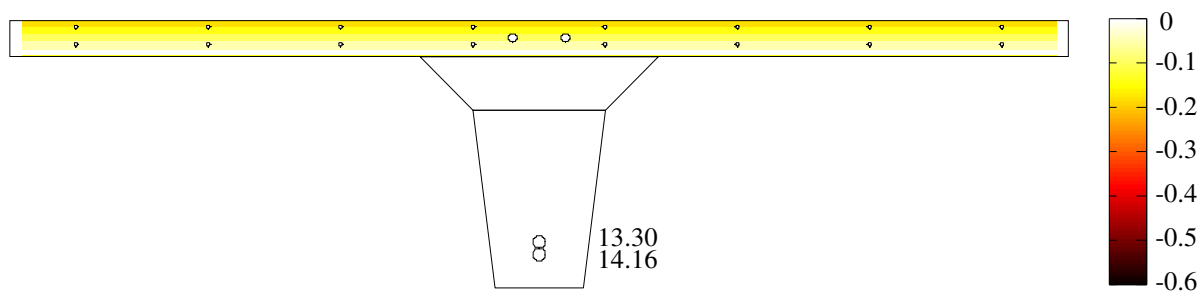
Pri tem relativno napako izračunamo z enačbo:

$$\text{relativna napaka [\%]} = \left| \frac{w_{27,63,180,378} - w_{1440}}{w_{1440}} \right| \cdot 100 \%, \quad (4.23)$$

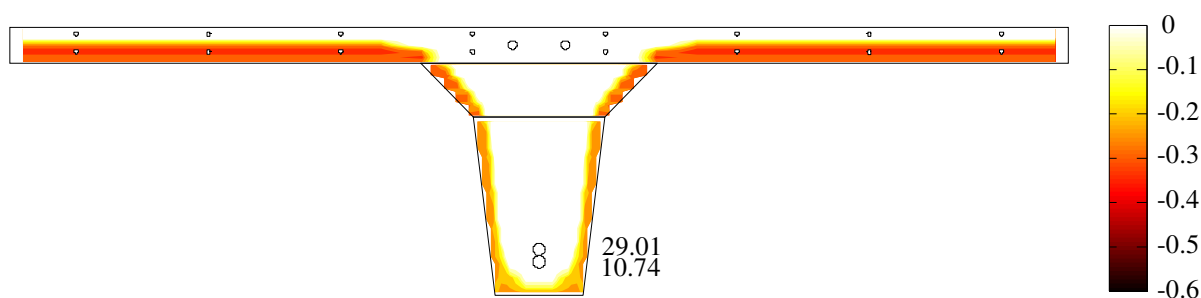
kjer je $w_{27,63,180,378}$ navpični pomik na sredini razpona plošče za računski model, kjer modeliramo četrtno prečnega prereza s 27, 63, 180, 378 integracijskimi točkami in w_{1440} navpični pomik na sredini razpona plošče za računski model, kjer modeliramo četrtno prečnega prereza s 1440 integracijskimi točkami (“točna rešitev”).

4.6.4 Razporeditev napetosti v prečnem prerezu “pi” plošče med požarom

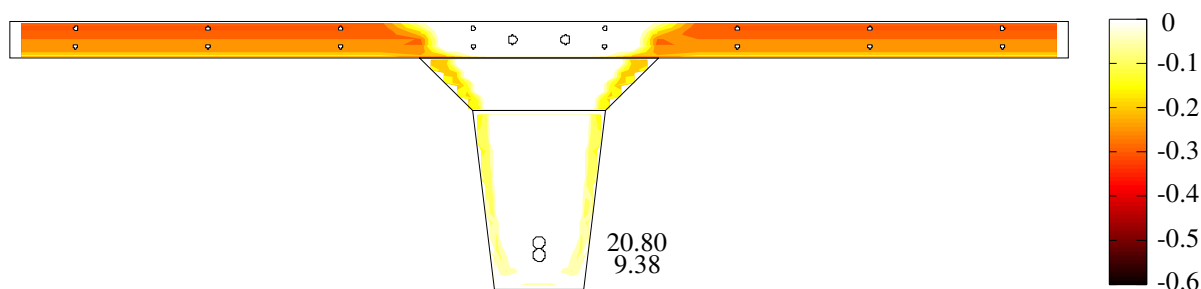
Na slikah 49–52 prikazujemo izračunane mehanske napetosti v betonu oziroma armaturi (v kN/cm^2) v prečnem prerezu na sredini razpetine “pi” plošče pri različnih časih trajanja požara.



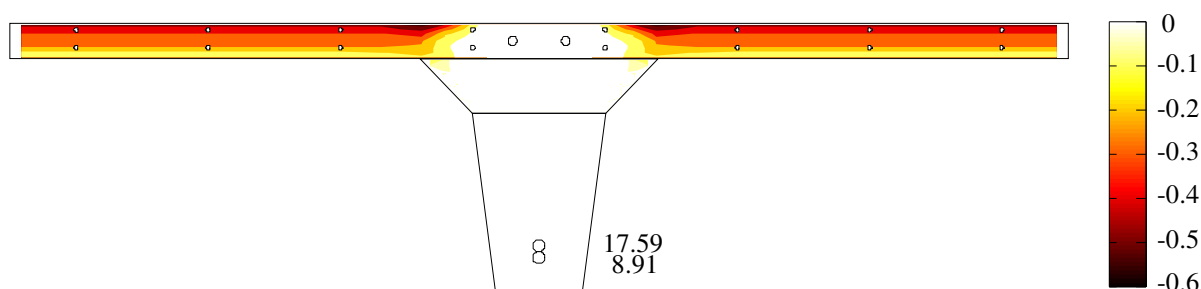
Slika 49: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 0$ minut



Slika 50: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 30$ minut



Slika 51: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 60$ minut



Slika 52: Razpored napetosti po polovici prečnega prereza plošče pri času $t = 90$ minut

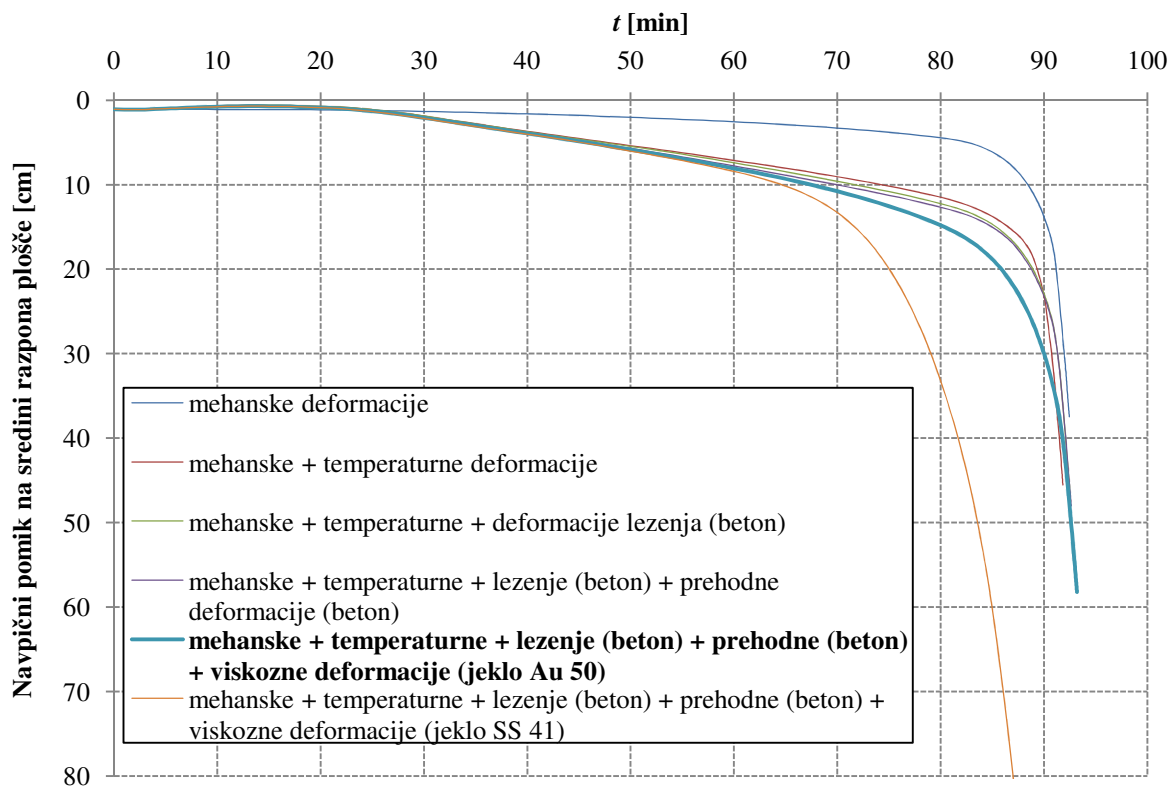
Neobičajno razporeditev napetosti lahko utemeljimo s pomočjo aditivnega razcepa deformacij, ki velja v posameznem vzdolžnem betonskem vlaknu:

$$\varepsilon_{\sigma,c} = \varepsilon_c - \varepsilon_{th,c} - \varepsilon_{cr,c} - \varepsilon_{tr,c} \quad (4.24)$$

Pojav tlačnih napetosti na spodnjem robu rebra je posledica hitrega segrevanja plošče iz spodnje strani. Na spodnjem robu se zato pojavijo velike natezne temperaturne deformacije betona $\varepsilon_{th,c}$. V primeru, da so geometrijske deformacije še relativno majhne, se to odraža v negativnih mehanskih deformacijah oziroma tlačnih napetostih v betonu.

4.6.5 Navpični pomiki plošče

Izračunan časovni razvoj navpičnega pomika na sredini razpetine "pi" plošče med požarom prikazujemo na sliki 53. Ugotovimo, da deformacije zaradi lezenja betona in prehodne deformacije betona bistveno ne vplivajo na razvoj navpičnega pomika. Pri viskozni deformaciji jekla smo upoštevali parametre za jeklo z oznako Au 50, pri katerem je viskozno lezenje najmanj izrazito, ter parametre za jeklo z oznako SS 41 z najbolj izrazitim viskozno lezenjem pri povišanih temperaturah. V tem primeru pomiki plošče naraščajo hitreje, predvsem po 60. minutah požara.



Slika 53: Vpliv deformacij v betonu in armaturi na navpični pomik w_c

4.6.6 Požarna odpornost "pi" plošče

V skladu s standardom EN 13501-2:2007 je mejna nosilnost "pi" plošče med požarom dosežena, ko je izpolnjen kateri od naslednjih pogojev:

- največji pomik plošče D med požarom preseže vrednost $\frac{L^2}{400 \cdot d}$ in
- hitrost naraščanja pomika $\frac{dD}{dt}$ je večja od $\frac{L^2}{9000 \cdot d}$

V zgornjih enačbah predstavlja L svetlo razpetino obravnavane plošče, izraženo v mm, d pa je statična višina prečnega prereza plošče v mm. Pripadajoči čas, merjen v minutah, imenujemo požarna odpornost.

$$D \geq \frac{L^2}{400 \cdot d} = \frac{(5800 \text{ mm})^2}{400 \cdot 255 \text{ mm}} = 329.8 \text{ mm} = 32.98 \text{ cm} \quad (4.25)$$

$$\frac{dD}{dt} \geq \frac{L^2}{9000 \cdot d} = \frac{(5800 \text{ mm})^2}{9000 \cdot 255 \text{ mm}} = 14.7 \text{ mm / min} = 1.47 \text{ cm / min} \quad (4.26)$$

V obravnavanem primeru je merodajen kriterij hitrost naraščanja navpičnega pomika. Požarna odpornost "pi" plošče, izračunana z napredno računsko metodo, je 87 minut. "Pi" ploščo uvrstimo v požarni razred R 60.

5 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo analizirali nosilnost montažnega AB elementa v običajnih pogojih uporabe ter v pogojih požara. Izbrali smo strešno "pi" ploščo, ki jo na trgu ponuja znani slovenski proizvajalec montažnih elementov. Za omenjen proizvod smo pridobili geometrijske podatke, podatke o obtežbi in kvaliteti vgrajenih materialov, načrt vgrajene armature ter požarno odpornost.

Najprej smo skladno z metodo mejnih stanj projektirali potrebno armaturo "pi" plošče ter jo primerjali z armaturo, vgrajeno po projektu. Količina armature je bila praktično enaka. Za omenjen proizvod smo pridobili tudi rezultate upogibnega obremenilnega preizkusa v običajnih pogojih uporabe in sicer za navpični pomik "pi" plošče v odvisnosti od velikosti obtežbe. Mehanski odziv plošče smo modelirali s pomočjo lastnega računalniškega programa NFIRA, ki je zasnovan na metodi končnih elementov. S primerjavo rezultatov smo ugotovili, da je upogibna odpornost "pi" plošče, izračunana z numerično analizo nekoliko manjša od izmerjene. Največji vpliv na mehanski odziv pa imajo mehanske lastnosti natezne armature v rebrih "pi" plošče.

Na koncu smo s pomočjo poenostavljene ter napredne računske metode projektiranja izračunali požarno odpornost obravnavane "pi" plošče. Požarno analizo smo razdelili v dve fazi. V prvi fazi smo izračunali razporeditev temperatur po karakterističnem prečnem prerezu "pi" plošče med požarom in sicer neodvisno od zahtevnosti računske metode projektiranja. V drugi fazi smo določili požarno odpornost. Pri poenostavljenem računskem postopku smo izbrali metodo izoterme 500°C. Pri tej metodi smo požarno odpornost ocenili s pomočjo računa upogibne odpornosti prečnega prereza "pi" plošče med požarom. Ugotovili smo, da je požarna odpornost "pi" plošče po kriteriju nosilnosti R 90 in je enaka vrednosti po projektu. Pri napredni metodi projektiranja smo z uporabo programa NFIRA z metodo končnih elementov analizirali mehanski odziv "pi" plošče med požarom ter preverjali, kdaj navpični pomiki "pi" plošče prekoračijo s predpisi določeno mejno vrednost. To se je zgodilo po 87

minutah standardnega požara, kar je pomenilo, da je v tem primeru požarna odpornost po kriteriju nosilnosti le R 60.

VIRI

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

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

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

Cruz CR. Elastic properties of concrete at high temperatures. Journal of the PCA Research and Development Laboratories 1966;8:37-45

Harmathy, T. Z. 1967. A comprehensive creep model, Journal of basic engineering. Vol. 89.

Harmathy, T. Z. 1993. Fire safety design and concrete, London: Longman

Hozjan T., 2009. Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 117f.

Rogač R., Saje F., Lozej M. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj, 1989.

Schalich, J.; Schäfer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," Journal of the Prestressed Concrete Institute, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod 0 – Osnove projektiranja konstrukcij; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-2; Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – Del 1-2: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije izpostavljene požaru; oktober 2004.

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

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-1-2; Evrokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, maj 2005.

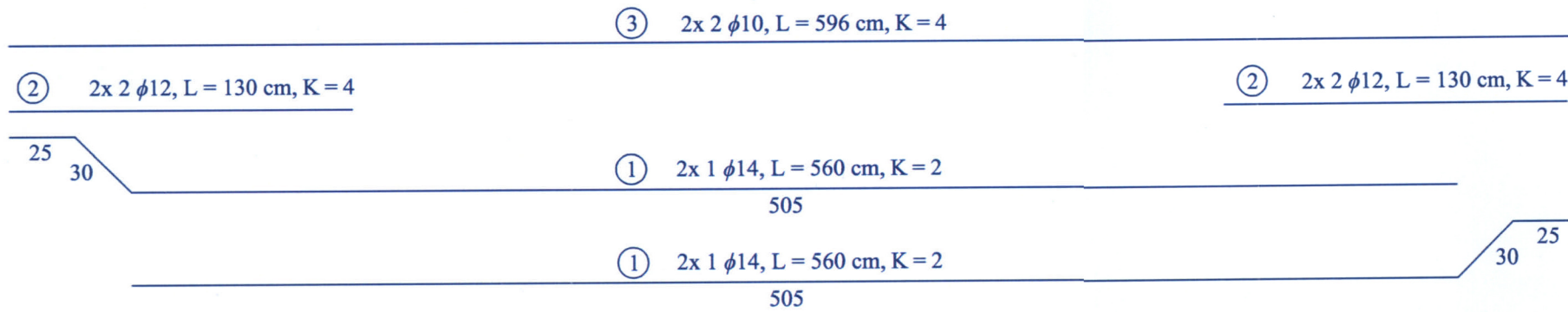
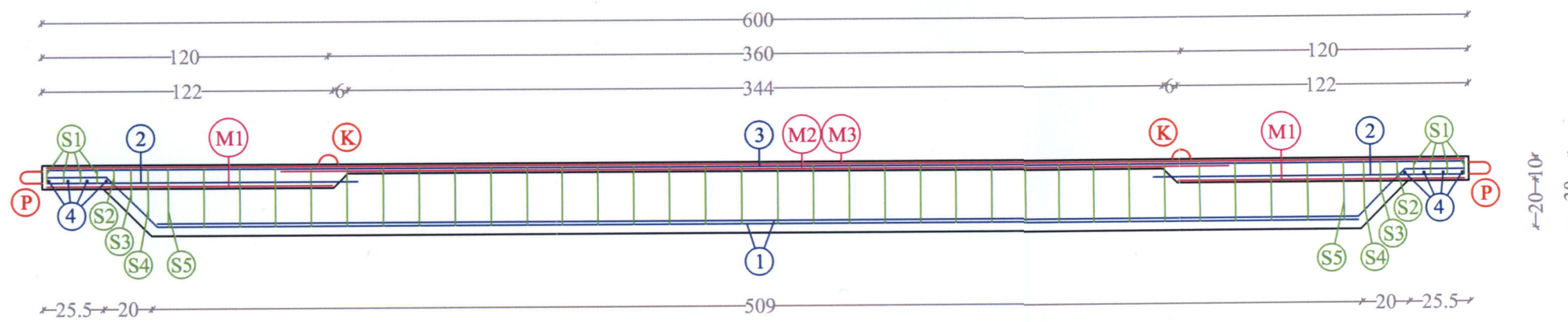
SLOVENSKI STANDARD SIST EN 13693:2004; Montažni betonski izdelki – Specialni strešni elementi, oktober 2004.

The MathWorks, Inc., Matlab. 2008, <http://www.mathworks.com>.

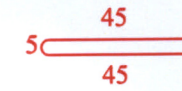
Poročilo o preiskavah dveh rebrastih strešnih plošč skladno s standardom SIST EN 13693:2004, Annex E – mehanska trdnost, upogibni test. 2009. Ljubljana. 15 str.

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

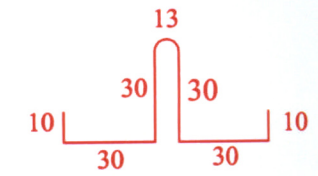
PRILOGA A: ARMATURNI NAČRT "PI" PLOŠČE



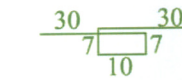
Ⓟ 2x 5 φ8, L = 95 cm, K = 10



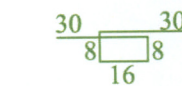
Ⓚ 2x 2 φ10, L = 153 cm, K = 4



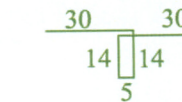
Ⓢ1 2x (4+4) φ8 / 7 cm, L = 100 cm, K = 16



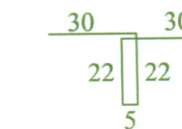
Ⓢ2 2x (1+1) φ8, L = 92 cm, K = 4



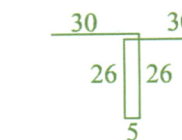
Ⓢ3 2x (1+1) φ8, L = 93 cm, K = 4



Ⓢ4 2x (1+1) φ8, L = 109 cm, K = 4



Ⓢ5 2x 34 φ8 / 15 cm, L = 114 cm, K = 68

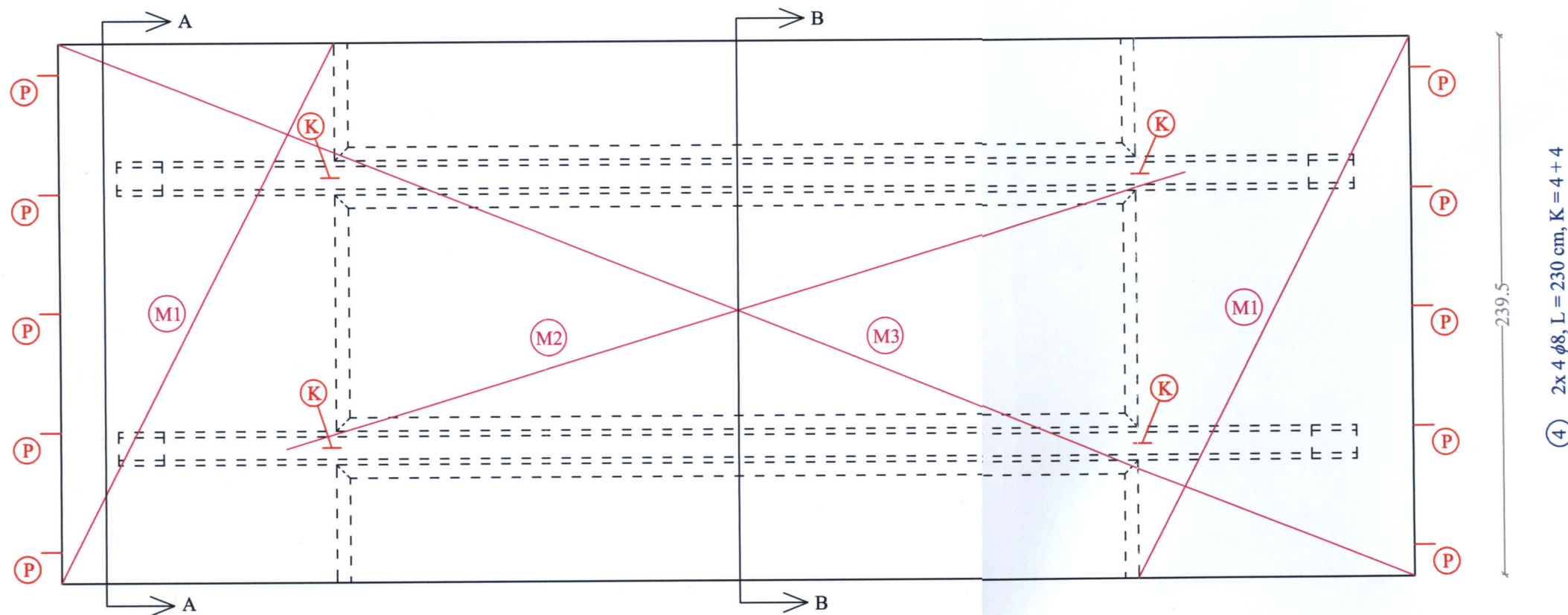


Ⓜ1 120 x 235 cm, K = 2

Ⓜ2 400 x 120 cm, K = 1

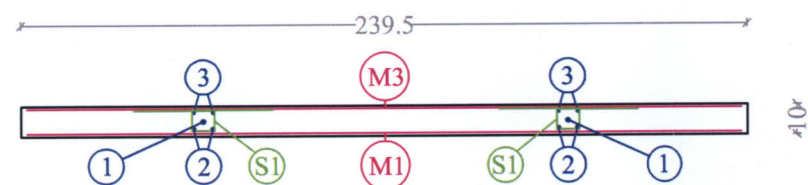
Ⓜ3 596 x 220 cm, K = 1

Tloris plošče

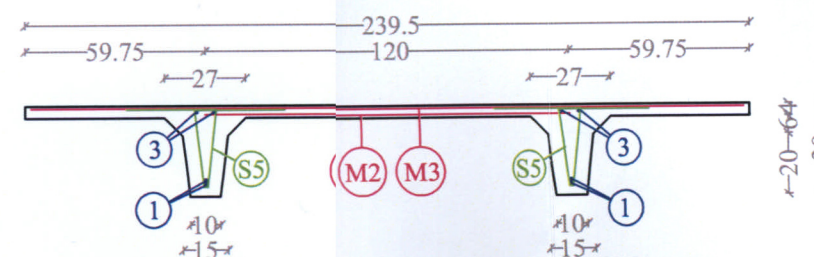


Ⓞ 2x 4 φ8, L = 230 cm, K = 4 + 4

Prerez A-A



Prerez B-B



UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer

ŠTUDENT: Blaž GOLJEVŠČEK

junij 2010

NAČRT: ARMATURNI NAČRT ("PI") PLOŠČE

MERIL: 1 : 25

PRILOGA: A