

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Vrbovšek, S., 2013. Projektiranje ponapete betonske plošče. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Brank, B., somentor Bratina, S.): 96 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Vrbovšek, S., 2013. Projektiranje ponapete betonske plošče. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Brank, B., co-supervisor Bratina, S.): 96 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 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:

SIMON VRBOVŠEK

PROJEKTIRANJE PONAPETE BETONSKE PLOŠČE

Diplomska naloga št.: 3352/KS

DESIGN OF POST - TENSIONED CONCRETE SLAB

Graduation thesis No.: 3352/KS

Mentor:

prof. dr. Boštjan Brank

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 18. 12. 2013

IZJAVE

Podpisani Simon Vrbovšek izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje ponapete betonske plošče«.

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

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

Ljubljana, 11.12.2013

Simon Vrbovšek

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.46:624.073(043.2)
Avtor:	Simon Vrbovšek
Mentor:	prof.dr. Boštjan Brank
Somentor:	doc.dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Projektiranje ponapete betonske plošče
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	96 str., 28 pre., 95 sl.
Ključne besede:	ponapenjanje, nepovezani kabli, nadomestni vpliv kabla, izgube napenjalne sile, kontrole prednapetega betona

Izvleček

V diplomski nalogi obravnavam pravokotno, gladko betonsko ploščo na stebrih. Plošča je tlorisnih dimenzij 25,5/30,4 m in je naknadno prednapeta z nepovezanimi kabli. Vsebina naloge je razdeljena na tri dele. V prvem delu so predstavljene teoretične osnove napenjanja skladno s standardom SIST EN 1992-1-1. V drugem delu je plošča analizirana na poenostavljen način s pomočjo dveh nadomestnih nosilcev v vzdolžni in prečni smeri. Vpliv prednapetja je upoštevan z nadomestno obtežbo. Ocenjena je velikost začetnih in časovno odvisnih izgub prednapetja. Pri tem je izvedena kontrola, če napetostno in deformacijsko stanje v prednapeti konstrukciji izpolnjuje zahteve iz standarda SIST EN 1992-1-1. V tretjem delu naloge je prednapeta plošča na stebrih analizirana z uporabo idealiziranega računskega modela, izdelanega z metodo končnih elementov. Površina plošče je modelirana s štirivozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi, kabli pa z ukrivljenimi linijskimi končnimi elementi. Dodatno je preverjena še varnost plošče proti preboju ter izvedena je kontrola širine razpok.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.46:624.073(043.2)
Author: Simon Vrbovšek
Supervisor: prof.dr. Boštjan Brank
Cosupervisor: doc.dr. Sebastjan Bratina
Title: Design of post-tensioned concrete slab
Document type: Graduation Thesis – University studies
Scope and tools: 96 p., 28 tab., 95 fig.
Keywords: flat slab, post-tension, unbonded tendons, equivalent loads , prestress losses, design checks of post-tensioned concrete

Abstract

In the graduation thesis a design of post-tensioned concrete flat slab is presented. The slab of dimensions 25,5/30,4 m is post-tensioned with unbounded tendons. The thesis is composed of three parts. In the first part, the design procedure according to the code SIST EN 1992-1-1 is briefly presented. In the second part, the slab is analyzed and designed by using the equivalent beams in two directions of the slab. The post-tensioned effects are taken into account by applying the equivalent loading. The losses due to the short term and the long term effects are calculated. Finally, the obtained results are checked with respect to the demands of SIST EN 1992-1-1 code. In the last part of the thesis, the same slab is analyzed by the finite element method computer code. It is modeled by using the quadrilateral plate finite elements and the tendon finite elements. Finite element method results are used to check the punching shear safety and the size of the cracks in concrete.

ZAHVALA

Zahvaljujem se vsem, ki ste karkoli pripomogli k nastanku tega dela. Še posebej bi se zahvalil mentorju in somentorju, moji družini za vztrajnost in podporo ter moji ženi Urški.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Motiv za delo.....	1
1.2	Pogosti sistemi medetažnih plošč.....	1
2	TEORETIČNE OSNOVE PROJEKTIRANJA PREDNAPETIH (PONAPETIH) PLOŠČ	4
2.1	Izbira dimenzij prednapete plošče.....	4
2.2	Osnovni načini razporeditve kablov po plošči	5
2.3	Potek kablov v vzdolžni smeri	7
2.4	Sistemi prednapetja glede na stopnjo povezave med kablom in betonskim ovojem.....	7
2.4.1	Nepovezan sistem.....	7
2.4.2	Povezani sistem.....	8
2.5	Razporeditev mehke armature.....	8
2.6	Ekvivalentna obtežba zaradi prednapetja.....	11
2.7	Izgube pri prednapetju.....	12
2.7.1	Izgube zaradi elastične deformacije betona.....	13
2.7.2	Izgube zaradi trenja	13
3	PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA	16
3.1	Mejna stanja nosilnosti.....	16
3.2	Mejna stanja uporabnosti	17
4	ANALIZA PONAPETE PLOŠČE Z METODO NADOMESTIH OKVIRJEV	19
4.1	Geometrijski in materialni podatki obravnavane ponapete plošče.....	19
4.1.1	Geometrijski podatki	19
4.1.2	Beton	19
4.1.3	Prednapeto jeklo.....	20
4.1.4	Armaturno jeklo	20
4.1.5	Krovni sloj betona	20
4.2	Vplivi na ploščo	22

4.2.1	Lastna in stalna obtežba.....	22
4.2.2	Koristna obtežba.....	22
4.3	Nadomestni nosilec v smeri osi X.....	23
4.3.1	Geometrijski podatki.....	23
4.3.2	Obtežba nadomestnega nosilca.....	24
4.3.3	Potek kablov za prednapenjanje.....	24
4.3.4	Račun nadomestnega vpliva kabla.....	27
4.3.5	Izbira napenjalne sile P_{max}	27
4.3.6	Začetne izgube napenjalne sile.....	29
4.3.6.1	Izgube prednapetja zaradi zdrsa v sidrnih glavah.....	29
4.3.6.2	Izgube zaradi elastičnega skrčka betona.....	30
4.3.6.3	Izgube zaradi trenja v krivinah.....	31
4.3.7	Časovno odvisne izgube napenjalne sile.....	32
4.3.8	Račun nadomestnega vpliva v končnem času.....	37
4.3.9	Razporeditev in detajliranje sidrišč.....	38
4.3.10	Kontrole.....	38
4.3.10.1	Kontrola napetosti po napenjanju v betonu in kablilih.....	38
4.3.10.2	Kontrola napetosti v betonu v končnem času.....	40
4.3.10.3	Kontrola širine razpok v betonu.....	41
4.3.10.4	Upogibna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti.....	43
4.3.10.4.1	Strižna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti.....	45
4.4	Nadomestni okvir v smeri osi Y.....	46
4.4.1	Geometrijski podatki.....	47
4.4.2	Obtežba nadomestnega nosilca.....	47
4.4.3	Potek kablov za prednapenjanje.....	47
4.4.4	Račun nadomestnega vpliva kabla.....	49
4.4.5	Izbira napenjalne sile P_{max}	50

4.4.6	Začetne izgube napenjalne sile.....	52
4.4.6.1	Izgube prednapetja zaradi zdrsa v sidrnih glavah.....	52
4.4.6.2	Izgube zaradi elastičnega skrčka betona	52
4.4.6.3	Izgube zaradi trenja v krivinah.....	53
4.4.7	Račun nadomestnega vpliva kabla po začetnih izgubah	55
4.4.8	Časovno odvisne izgube prednapetja	56
4.4.9	Račun nadomestnega vpliva v končnem času	57
4.4.10	Razporeditev in detajliranje sidrišč	58
4.4.11	Kontrole.....	59
4.4.11.1	Kontrole napetosti po napenjanju v betonu in kabljih.....	59
4.4.11.2	Kontrola napetost v betonu v končnem času.....	60
4.4.11.3	Kontrola širine razpok v betonu	61
4.4.11.4	Upogibna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti	63
4.4.11.5	Strižna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti	65
4.7	Primerjava nadomestnih obtežb s programom SAP 2000.....	65
4.7.1	Nadomestni nosilec v X smeri	66
4.7.2	Nadomestni nosilec v Y smeri	66
5	ANALIZA PREDNAPETE (PONAPETE) PLOŠČE Z METODO KONČNIH ELEMENTOV	67
5.1	Priprava modela za analizo	67
5.2	Obtežni primeri	71
5.3	Izračunane notranje statične količine	75
5.4	Določitev mehke armature	81
5.5	Kontrola preboja plošče	84
5.5.1	Kontrola preboja pri vogalnem stebru.....	86
5.5.2	Kontrola preboja pri robnem stebru	88
5.5.3	Kontrola preboja pri notranjem stebru	89
5.6	Kontrola širine razpok.....	90

5.7	Primerjava med računom s poenostavljenim nadomestnim okvirjem in MKE	93
6.0	ZAKLJUČEK.....	95
VIRI.....		96

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Razmerja med razpetino in debelino plošče.....	4
Preglednica 2: Koeficienti trenja μ za različne sisteme prednapetja.....	14
Preglednica 3: Faktorji Ψ_0 , Ψ_1 in Ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990:2004, preglednica A.1.1).....	18
Preglednica 4: Nadomestna obtežba prednapetja po odsekih kabelske linije	27
Preglednica 5: Prikaz napetosti ob zgornjem in spodnjem robu plošče s pripadajočo končno silo prednapetja	28
Preglednica 6: Račun napetosti v betonu na mestu kabla	30
Preglednica 7: Napetosti v betonu na mestu kablov za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile.....	36
Preglednica 8: Nadomestni vpliv prednapetja na različnih odsekih vzdolž nosilca po izvršitvi vseh izgub	37
Preglednica 9: Napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu plošče po vnosu prednapetja na beton.....	39
Preglednica 10: Napetosti na robu betona za navidezno stalno kombinacijo v končnem času.....	40
Preglednica 11: Napetosti ob robovih nosilca za karakteristično kombinacijo vplivov v končnem času	41
Preglednica 12: Nadomestni vpliv kabla za nadomestni okvir v smeri Y pri sili prednapetja 1000 kN.....	49
Preglednica 13: Sile zaradi nezveznosti vodenja kablov.....	50
Preglednica 14: Prikaz napetosti ob zgornjem in spodnjem robu plošče s pripadajočo končno silo prednapetja	51
Preglednica 15: Račun napetosti v betonu na mestu kabla	52
Preglednica 16: Nadomestni linijski vpliv kabla po začetnih izgubah.....	55
Preglednica 17: Sile zaradi nenadne spremembe geometrije kabla po začetnih izgubah prednapetja ..	55
Preglednica 18: Nadomestni vpliv zaradi izmeničnega napenjanja.....	55
Preglednica 19: Napetosti v betonu na mestu kablov za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile.....	57
Preglednica 20: Nadomestni vpliv prednapetja na različnih odsekih vzdolž nosilca po izvršitvi vseh izgub	57
Preglednica 21: Sile zaradi geometrijske nezveznosti v končnem času.....	58
Preglednica 22: Napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu plošče po vnosu prednapetja na beton.....	59
Preglednica 23: Napetosti na robu betona za navidezno stalno kombinacijo v končnem času.....	61

Preglednica 24: Napetosti na robovih nadomestnega nosilca za karakteristično kombinacijo v končnem času	62
Preglednica 25: Obtežba polj za največji moment nad stebrom	73
Preglednica 26: Obtežba polj za maksimalen moment m_{xx} v polju	74
Preglednica 27: Obtežba polj za maksimalen moment m_{yy} v polju	75
Preglednica 28: Primerjava rezultatov analiz, v katerih se upošteva samo prednapetje	94

KAZALO SLIK

Slika 1: Gladka plošča, nosilna v eni smeri	1
Slika 2: Plošča z rebri, nosilna v eni smeri.....	2
Slika 3: Gladka plošča, nosilna v dveh smereh	2
Slika 4: Gladka plošča s kapitei (odebelitvami nad stebri), nosilna v dveh smereh.....	2
Slika 5: Gladka plošča s paneli, nosilna v dveh smereh.....	2
Slika 6: Gladka plošča s stopničastimi kapiteli stebra, nosilna v dveh smereh.....	3
Slika 7: Rebrasta plošča, nosilna v dveh smereh.....	3
Slika 8: Kombinirana razporeditev kablov po površini plošče	5
Slika 9: Grupirana porazdelitev kablov po površini plošče	5
Slika 10: Porazdeljena porazdelitev kablov po tlorisu plošče	6
Slika 11: Najmanjša medsebojna oddaljenost zaščitnih cevi za naknadno prednapete kable skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005	6
Slika 12: Vodenje kablov nad podporami	7
Slika 13: Vodenje kablov po polju	7
Slika 14: Razporeditev mehke armature zaradi vpliva krčenja betona in temperaturnih vplivov	11
Slika 15: Nadomestni vpliv kabla (http://www.pearsonhighered.com/assets/hip/us/hip_us_pearsonhighered/samplechapter/0136081509.pdf , stran 16)	11
Slika 16: Tlorisna skica ponapete plošče na stebrih.....	19
Slika 17: Razporeditev slojev plošče	22
Slika 18: Lega nadomestnega nosilca v smeri X, v tlorisu	23
Slika 19: Razpetine nadomestnega nosilca preko več polj v smeri osi X	24
Slika 20: Potek porazdeljenih kablov v vzdolžni smeri plošče po paraboli	24
Slika 21: Nadomestni nosilec, razdeljen na odseke	25
Slika 22: Nadomestna obtežbavpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kN/m)	27
Slika 23: Upogibni momenti zaradi vpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kNm).....	27
Slika 24: Upogibni momenti zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so v kNm).....	28
Slika 25: Postopek grafičnega določevanja koeficienta lezenja (slika 3.1 SIST EN 1992, stran 34) ...	33
Slika 26: Določitev koeficienta lezenja za obravnavan primer (slika 3.1 SIST EN 1992, stran 34).....	33
Slika 27: Nadomestni vpliv kabla po izvršenih začetnih izgubah prednapetja (enote vpliva so v kNm)	35
Slika 28: Stalna obtežba (enote vpliva so v kNm)	36
Slika 29: Koristna obtežba (enote vpliva so v kNm)	36

Slika 30: Upogibni momenti za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile (enote so v kNm)	36
Slika 31: Detajl distribuiranega sidrišča (European technical approval ETA-10/0308, stran 26).....	38
Slika 32: Upogibni momenti zaradi vpliva lastne teže nosilca in prednapetja (enote so v kNm).....	39
Slika 33: Upogibni moment za navidezno stalno kombinacijo vplivov po izvršitvi vseh izgub prednapetja (enote so v kNm)	40
Slika 34: Momenti v karakteristični kombinaciji z vsemi upoštevanimi izgubami sile prednapetja (enote so v kNm).....	41
Slika 35: Upogibni momenti v mejnem stanju nosilnosti brez vpliva prednapetja (enote so v kNm) ..	43
Slika 36: Prečna sila v mejnem stanju nosilnosti z vsemi izgubami prednapetja (enote so v kN)	45
Slika 37: Lega nadomestnega nosilca v smeri Y, v tlorisu.....	47
Slika 38: Razpetine nadomestnega nosilca v smeri osi Y	47
Slika 39: Vodenje gručastih kablov vzdolž osi Y.....	48
Slika 40: Nadomestni nosilec v Y smeri, razdeljen na odseke	48
Slika 41: Sile zaradi nenadne spremembe geometrije kabla	50
Slika 42: Nadomestna obtežba vpliva prednapetja s silo 1000 kN (enote linijske obtežbe so v kNm, enote sil so v kN).....	50
Slika 43: Upogibni momenti zaradi vpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kNm)	50
Slika 44: Upogibni momenti zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so v kNm).....	51
Slika 45: Nadomestni vpliv kabla po izvršenih začetnih izgubah prednapetja (enote linijskega vpliva so v kNm, točkovnega pa v kN)	56
Slika 46: Stalna obtežba (enote vpliva so v kNm)	56
Slika 47: Koristna obtežba (enote vpliva so v kNm).....	57
Slika 48: Upogibni momenti za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile (enote so v kNm)	57
Slika 49: Detail dvojnega sidrišča (European technical approval ETA-10/0308, stran 26).....	58
Slika 50: Upogibni momenti zaradi vpliva lastne teže nosilca in prednapetja (enote so v kNm)	59
Slika 51: Upogibni moment za navidezno stalno kombinacijo vplivov po izvršitvi vseh izgub prednapetja (enote so v kNm)	60
Slika 52: Upogibni moment v karakteristični kombinaciji z vsemi upoštevanimi izgubami sile prednapetja (enote so v kNm)	62
Slika 53: Upogibni momenti v mejnem stanju nosilnosti brez vpliva prednapetja (enote so v kNm) ..	63
Slika 54: Prečna sila v mejnem stanju nosilnosti z upoštevanimi izgubami prednapetja (enote so v kN)	65

Slika 55: Nadomestni vpliv kabla izračunan s programom SAP 2000 za nadomestni nosilec v X smeri z silo prednapetja 1000kN (enote so v kNm).....	66
Slika 56: Nadomestni vpliv kabla izračunan s programom SAP 2000 za nadomestni nosilec v Y smeri z silo prednapetja 1000kN (enote so v kNm).....	66
Slika 57: Mreža končnih elementov v tlorisu plošče	67
Slika 58: Vstavitev toge plošče nad stebri	68
Slika 59: Primer podanega porazdeljenega kabla v programu SAP 2000 X smer	68
Slika 60: Model plošče v programu SAP2000 ,z zeleno je obarvana prednapeta armatura.....	69
Slika 61: Podatki za kabel v X smeri	71
Slika 62: Podatkov za grupo štirih kablov v Y smeri.....	71
Slika 63: Primer obtežbe polj za maksimalno reakcijo stebra in upogibni moment nad stebrom (Bletzinger K. 2000/2001. Winter Semester. Theory of Plates Part1: Plane stress / Plane Strain. München, Technische Universität München: str. 64)	72
Slika 64: Primer obtežbe polj za maksimalne upogibni moment (Bletzinger K. 2000/2001. Winter Semester. Theory of Plates Part1: Plane stress / Plane Strain. München, Technische Universität München: str. 66)	72
Slika 65: Oznake stebrov.....	73
Slika 66: Oznaka polj	74
Slika 67: Minimalne vrednosti upogibnega momenta m_{xx} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	76
Slika 68: Minimalne vrednosti upogibnega momenta m_{yy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	76
Slika 69: Minimalne vrednosti torzijskega momenta m_{xy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	77
Slika 70: Maksimalne vrednosti upogibnega momenta m_{xx} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	77
Slika 71: Maksimalne vrednosti upogibnega momenta m_{yy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	77
Slika 72: Maksimalne vrednosti torzijskega momenta m_{xy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)	78
Slika 73: Upogibni moment m_{xx} zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so kNm/m).....	78
Slika 74: Upogibni moment m_{yy} zaradi lastnega in stalnega (enote so kNm/m).....	78
Slika 75: Torzijski moment m_{xy} zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so kNm/m)	79
Slika 76: Upogibni moment m_{xx} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m)	79

Slika 77: Upogibni moment m_{yy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m).....	80
Slika 78: Upogibni moment m_{xy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m).....	80
Slika 79: Osna sila f_{xx} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m)	80
Slika 80: Osna sila f_{yy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m)	80
Slika 81: Prečna sila f_{xy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m).....	81
Slika 82: Zgornja armatura v X smeri (enote so cm ² /m).....	81
Slika 83: Zgornja armatura v Y smeri (enote so cm ² /m).....	82
Slika 84: Spodnja armatura v X smeri (enote so cm ² /m)	82
Slika 85: Spodnja armatura v Y smeri (enote so cm ² /m)	82
Slika 86: Skica zgornje armature nad notranjimi stebri (enote so v cm ² m)	83
Slika 87:Skica zgornje armature nad vogalnimi stebri (enote so v cm ² m).....	83
Slika 88:Skica zgornje armature nad vogalnimi stebri (enote so v cm ² m).....	83
Slika 89: Skica spodnje armature v X smeri (enote so v cm ² m)	84
Slika 90: Skica spodnje armature v Y smeri ob robovih vzporednih z X osjo (enote so v cm ² m).....	84
Slika 91: Kontrolni obsegi ob zunanjih stebrih (slika 6.15 v SIST EN 1992-1-1:2005).....	86
Slika 94: Območja primerjave momentov	93
Slika 95: Lokalni gradient upogibnih momentov m_{xx} nad stebri (enote so v kNmm).....	94

1 UVOD

1.1 Motiv za delo

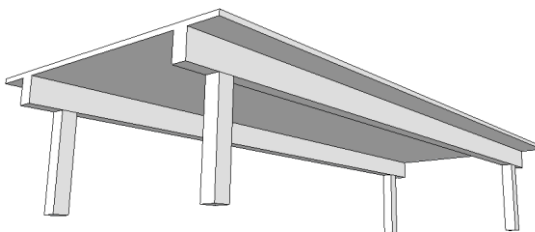
Prednapetje betona pripomore k boljši izkoriščenosti materiala in odpravlja težave z nateznimi napetostmi. Prednapete plošče so v primerjavi s klasičnimi (armiranimi) ploščami boljša in bolj ekonomična izbira, saj z manjšo debelino prednapete plošče lahko v primerjavi s klasično ploščo dosežemo podobno upogibno odpornost ter večjo strižno odpornost, podoben velikostni razred povesov, hitreje lahko odstranimo opaž.

V diplomskem delu analiziram naknadno prednapeto betonsko ploščo tlorisnih dimenzij 25,5/30,4 metra. V prvem delu naloge s pomočjo nadomestnih nosilcev opravi analizam ploščo, da določim število in geometrijo kablov. V drugem delu naloge s pomočjo ustreznega računalniškega programa, ki temelji na metodi končnih elementov, izdelam idealiziran prostorski računski model plošče ter izvedem natančnejšo analizo napetostnega in deformacijskega stanja prednapete plošče.

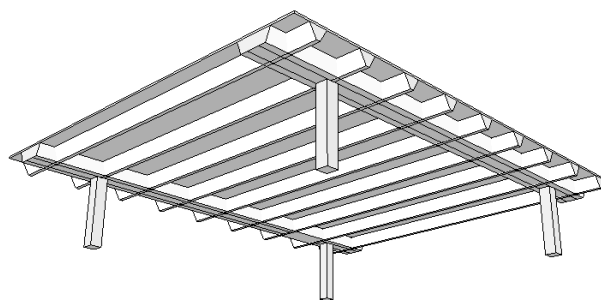
1.2 Pogosti sistemi medetažnih plošč

Glede na način raznosa obtežbe, ki deluje pravokotno na površino plošče, le-te v splošnem delimo v dve skupini in sicer na plošče, ki so nosilne v eni smeri ter plošče, ki obtežbo prenašajo v dveh smereh. V nadaljevanju prikazujem primere plošč.

- Plošče nosilne v eni smeri

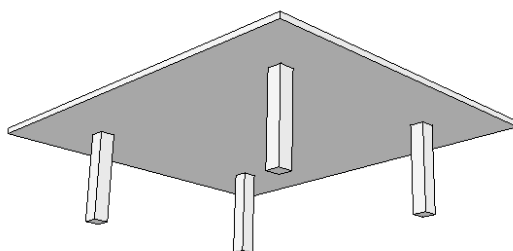


Slika 1: Gladka plošča, nosilna v eni smeri

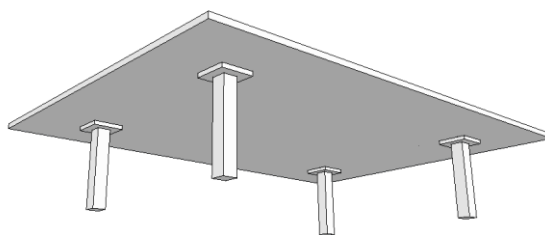


Slika 2: Plošča z rebri, nosilna v eni smeri

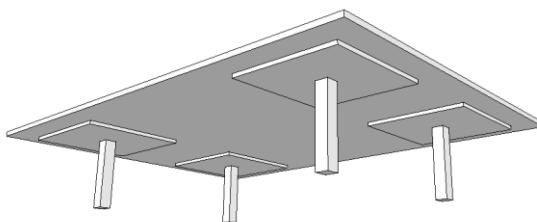
- Plošče nosilne v dveh smereh



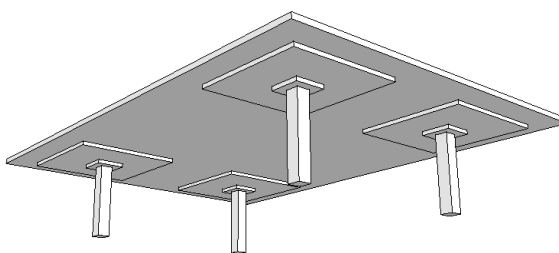
Slika 3: Gladka plošča, nosilna v dveh smereh



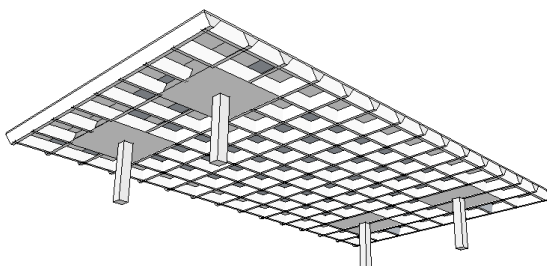
Slika 4: Gladka plošča s kapitei (odebelitvami nad stebri), nosilna v dveh smereh



Slika 5: Gladka plošča s paneli, nosilna v dveh smereh



Slika 6: Gladka plošča s stopničastimi kapiteli stebra, nosilna v dveh smereh



Slika 7: Rebrasta plošča, nosilna v dveh smereh

2 TEORETIČNE OSNOVE PROJEKTIRANJA PREDNAPETIH (PONAPETIH) PLOŠČ

2.1 Izbira dimenzij prednapete plošče

Aalami in Bommer (1999) priporočata, da za stanovanjske in poslovne stavbe upoštevam naslednje dimenzije:

- debelina plošče : med 18 in 24 cm,
- razpetina med notranjimi podporami plošče: med 8 in 10 m,
- razpetina med krajnimi in notranjimi podporami plošče: med 6 in 8 m.

Dodatni previsi plošče običajno pripomorejo k povečanem razponu plošče v notranjosti.

V skladu s priporočili lahko debelino plošče ocenim na podlagi razmerja med razpetino in debelino plošče. Priporočljive vrednosti razmerij podajam v preglednici 1. Te vrednosti veljajo v primerih, ko vibracije plošče niso merodajne.

Preglednica 1: Razmerja med razpetino in debelino plošče

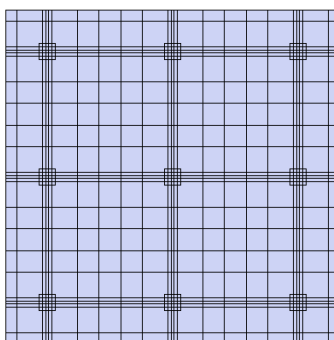
	Kontinuirani razponi		Enostavni razponi	
	Strešna plošča	Medetažna plošča	Strešna plošča	Medetažna plošča
Plošča nosilna v eni smeri	50	45	45	60
Gladka plošča nosilna v dveh smereh	45-48	40-45	--	--
Rebričasta plošča nosilna v dveh smereh (1m razmika med rebri)	40	35	35	30
Plošča na stebrih	35	30	30	26
Rebričasta plošča nosilna v eni smeri	42	38	38	35

V literaturi Aalami in Bommer (1999) podajata priporočene dimenzije stebrov. Tako so na primer za ploščo, ki je podprta s stebri oddaljenosti 5 do 6 metrov v vzdolžni ter 18 do 20 metrov v prečni smeri ustrezne dimenzije stebrov med 76 x 35,5 cm do 91,5 x 46 cm.

Določila glede minimalne debeline betonske plošče so v standardu SIST EN 1992-1-2:2005 navedena v točki 5.7, kjer je določena minimalna debelina plošče glede na zahtevano stopnjo požarne odpornosti. Predpisana je tudi minimalna razdalja armature od roba plošče. Priporočljive vrednosti so odvisne od geometrije plošče, vrste plošče in načina podpiranja.

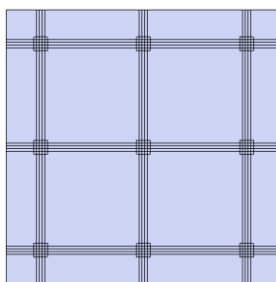
2.2 Osnovni načini razporeditve kablov po plošči

Kable za prednapenjanje lahko po površini plošče razporedim na več načinov. Lahko jih grupiram, lahko jih porazdelim ali pa uporabim kombinirano različico razporeditve kablov. Na sliki 8 prikazujem primer kombinirane razporeditve kablov po tlorisni površini plošče.



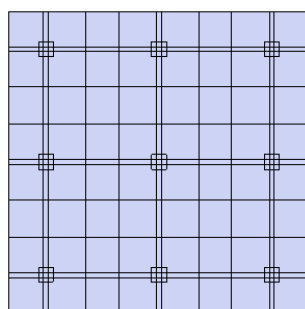
Slika 8: Kombinirana razporeditev kablov po površini plošče

Pri grupirani porazdelitvi so kabli razporejeni v eni ravnini, vzporedno drug ob drugem. Pri tem lahko posamezne kable združim v manjše podskupine, vendar je celoten pas skupine širok okoli 1,2 metra. Primer grupirane porazdelitve kablov prikazujem na sliki 9.



Slika 9: Grupirana porazdelitev kablov po površini plošče

Pri porazdeljeni razporeditvi lahko združim po največ štiri kable. Razmik med skupinami mora biti enak po celotni površini plošče. Na sliki 10 prikazujem porazdeljeno razporeditev kablov po površini plošče.



Slika 10: Porazdeljena porazdelitev kablov po tlorisu plošče

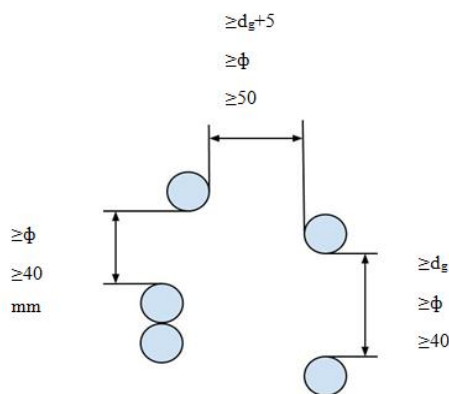
Izbira načina razporeditve kablov po površini plošče je v splošnem odvisna od projekta ter od možnosti izvedbe in znanja.

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 v podpoglavju 8.10.1.3 predpisuje, da se zaščitne cevi naknadno napetih kablov konstruirajo tako, da:

- je beton mogoče vgraditi, ne da bi se cevi poškodovale,
- v območju ukrivljenosti cevi beton lahko prevzame bočne sile kablov, ki se prenašajo preko cevi, med napenjanjem in po njem, ter da
- injekcijska masa med injiciranjem ne prodira v druge cevi

Zaščitne cevi naknadno napetih kablov se ne smejo združevati v svežnje, razen pri paru cevi, ki sta nameščena navpično drug na drugo.

Najmanjša svetla medsebojna oddaljenost cevi mora biti v skladu s sliko 11 (glej SIST EN 1992-1-1:2005, Slika 8.15).

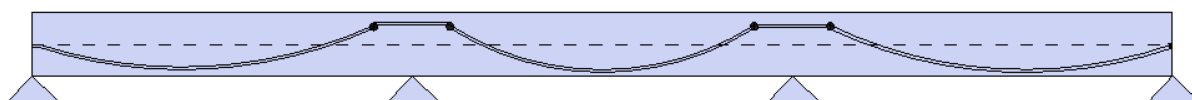


Slika 11: Najmanjša medsebojna oddaljenost zaščitnih cevi za naknadno prednapete kable skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005

Na sliki 11 je d_g premer največjega nazivnega zrna agregata, ϕ pa je premer zaščitne cevi.

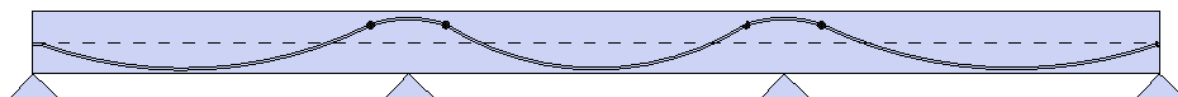
2.3 Potek kablov v vzdolžni smeri

Skladno s priporočili literature (Aalami in Bommer, 1999) lahko kable vodim na dva različna načina. Kabli, ki so vodeni samo v liniji podpor (stebrov), potekajo po paraboli. Na kritičnih mestih moram zagotoviti ustrezno debelino krovnega sloja betona. Prevojnne točke se nahajajo v bližini podpor. Nad podporami kabli običajno niso ukrivljeni. Potek kablov v liniji podpor prikazujem na sliki 12.



Slika 12: Vodenje kablov nad podporami

Kabli, ki so porazdeljeni po polju plošče, potekajo po paraboli. Kjer se sekajo s svežnji kablov, so ukrivljeni. Na sliki 13 prikazujemo vodenje kablov po polju plošče



Slika 13: Vodenje kablov po polju

2.4 Sistemi prednapetja glede na stopnjo povezave med kablom in betonskim ovojem

Sisteme prednapetja glede na stopnjo povezave med kablom in betonom delim v tri skupine:

- injicirane,
- nepovezane in
- zunanje (potekajo izven betonskega prereza).

2.4.1 Nepovezan sistem

Pri tem sistemu prednapetja na stiku med kablom in betonom ni povezave. Nepovezane kable po večini predstavlja posamezen kabel iz jekla visoke trdnosti, ki je premazan z mazivom, kar preprečuje rjavenje. Kabel je obdan z zaščitno plastično cevjo. Sila v kablom se prenaša preko sidrišč na obeh koncih. Sila v samem kablom se spreminja zaradi trenja med kablom in zaščitno cevjo. Ker se sila nepovezanega kabla prenaša preko sidrišč, je ključno zagotoviti dolgotrajno celovitost teh sidrišč v predvideni življenjski dobi prednapetega elementa.

Funkcija zaščitne plastične obloge je v tem, da prepreči vzpostavitev povezave med betonom in kablom, da zavaruje kabel pred mehanskimi poškodbami in zagotavlja zaščito pred vlago in ostalimi kemikalijami.

Zaščitni premaz kabel zaščiti pred rjavenjem, ter zmanjšanje trenja med kablom in plastično zaščitno oblogo.

Nepovezani kabli običajno niso združeni v svežnje. Vsak kabel ima svoje sidrišče, napenjanje pa poteka posamično po sidriščih. Takšni kabli so v uporabi v ZDA od 50 let prejšnjega stoletja naprej in se v glavnem uporabljajo pri gradnji stavb.

2.4.2 Povezani sistem

Pri tem sistemu prednapenjanja je na stiku med kablom in betonom vzpostavljena povezava. Povezava se doseže z injiciranjem cementne mase v zaščitno cev kabla, ki je togo povezana z betonom. Ko se injicirana masa strdi, poveže kabel z betonom, ki ga obdaja. S tem postane sila v kablju odvisna tudi od deformiranja betona, ki ga obdaja.

Ploščata zaščitna cev se uporablja pri ploščah manjše debeline in nudi zaščito do 5 kablom, ki so razporejeni drug ob drugem in zasidrani v istem sidrišču vendar niso napeti istočasno. Zaščitna cev je običajno plastična, lahko pa je tudi iz gladke pločevine. Okrogle cevi se uporabljajo v nosilcih in ploščah večjih debelin. Kabli v okroglih ceveh se napenjajo istočasno.

Vloga injekcijske mase je v tem, da:

- zagotovi vez med kablom in zaščitno cevjo,
- zavaruje kabel pred vlago in prepreči rjavenje,
- zaradi svoje alkalnosti vzpostavi neprevodno okolje za rjo.

Vloga zaščitne cevi pa je, da:

- ohranja lego kablov v času vgradnje betona,
- tvori vez med injekcijsko maso in okoliškim betonom,
- nudi dodatno zaščito pred vdorom vlage.

Vloga sidrišč pri povezanih sistemih prednapetja je ta, da vzdržujejo napetost v kablju vse dokler se ne injicira masa in ta ne doseže ustrezne trdnosti. Povezan sistem se najpogosteje uporablja pri gradnji mostov.

2.5 Razporeditev mehke armature

Mehko (oz. pasivno) armaturo se vgradi za:

- prevzem nateznih napetosti zaradi prednapetja (če jih beton ne prenese),
- zmanjšanje razpokanosti betona,
- prevzem napetosti zaradi temperaturnih vplivov in krčenja betona.

Predvsem pri omejitvi razpokanosti betona je v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 v podpoglavju 7.3.2 za betonske elemente s povezanimi kabli v natezni coni določen najmanjši prečni prerez natezne armature in sicer z izrazom (7.1):

$$\xi_1 A'_p \Delta\sigma_p + A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{ct} \quad (1)$$

V enačbi (1) je:

$A_{s,\min}$ najmanjši potrebni prerez mehke armature znotraj natezne cone,

A_{ct} ploščina natezne cone betona,

σ_s absolutna vrednost največje dovoljene napetosti armature takoj po nastanku prve razpoke,

$f_{ct,\text{eff}}$ srednja vrednost učinkovite natezne trdnosti betona,

k koeficient, s katerim se upošteva učinke neenakomernih samouravnoveženih napetosti, ki zmanjšujejo sile zaradi preprečenih ali vsiljenih deformacij. Velja:

$k = 1,0$ za stojine z višino, manjšo od 300 mm, ali za pasnice s širinami, manjšimi od 300 mm,

$k = 0,65$ za stojine z višino, večjo od 800 mm ali za pasnice s širinami, večjimi od 800 mm,

k_c koeficient, s katerim se upošteva razporeditev napetosti prereza neposredno pred nastankom razpok in vpliv spremembe ročice notranjih sil. Za pravokotni prečni prerez, obremenjen z upogibnim momentom ter osno silo, koeficient se določi s pomočjo izraza (glej SIST EN 1992-1-1:2005, enačba (7.2)):

$$k_c = 0,4 \left[\frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,\text{eff}}} \right] \leq 1 \quad (2)$$

σ_c je srednja vrednost napetosti betona, ki deluje na obravnavani del prereza, in jo izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005 enačba (7.4)):

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (3)$$

N_{Ed} je osna sila v mejnem stanju uporabnosti, ki deluje na obravnavani del prečnega prereza (tlačna sila je pozitivnega predznaka). Osno silo N_{Ed} moramo določiti ob upoštevanju karakteristične vrednosti prednapetja in osnih sil pri odgovarjajoči kombinaciji vplivov

$$h^* = h \quad \text{za } h < 1,0 \text{ m,}$$

$$h^* = 1,0 \text{ m} \quad \text{za } h \geq 1,0 \text{ m,}$$

k_1 koeficient, s katerim upoštevamo vplive osnih sil na razporeditev napetosti in sicer:

$$k_1 = 1,5, \quad \text{če je } N_{Ed} \text{ tlačna sila,}$$

$$k_1 = 2 h^* / 3 h, \quad \text{če je } N_{Ed} \text{ natezna sila,}$$

A'_p je prerez predhodno ali naknadno napetih kablov znotraj $A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ je učinkovit del betonskega prereza v natezni coni, ki obdaja armaturo ali prednapete kable (glej sliko 7.1 v SIST EN 1992-1-1:2005),

ξ_1 je prirejeno razmerje sprijemne trdnosti, s katerim se upošteva različne premere jekla za prednapenjanje in armiranje. Določimo ga s pomočjo enačbe (glej SIST EN 1992-1-1:2005, enačba(7.5)):

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \times \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (4)$$

ξ je razmerje med sprijemnima trdnostima za povezane kable in rebrasto armaturo v betonu (glej preglednico 6.2 v SIST EN 1992-1-1:2005),

ϕ_s največji premer armaturne palice,

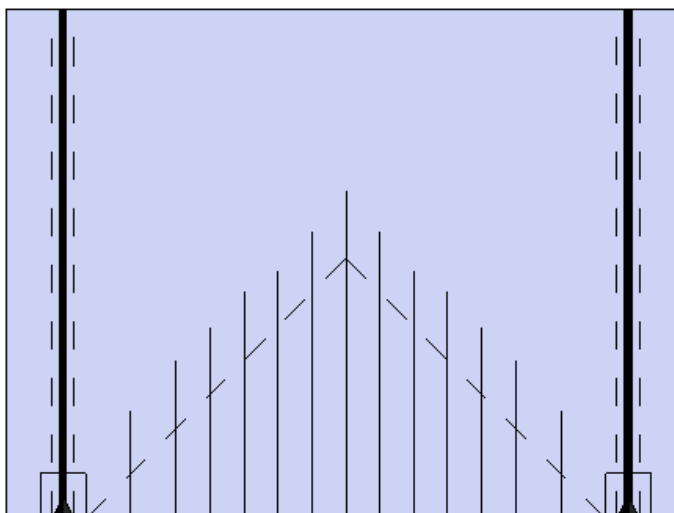
ϕ_p nadomestni premer kabla (skladno s podglavljem 6.8.2 v SIST EN 1992-1-1:2005),

Če za omejitev razpok uporabljamo samo prednapeto jeklo, velja: $\xi_1 = \sqrt{\xi}$,

$\Delta\sigma_p$ je sprememba napetosti v kablilih od stanja, ko je deformacija betona na mestu kablov enaka nič.

Skladno s členom 7.3.2 (4) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 minimalne armature za omejitev razpok ne potrebujem, če so pod vplivom karakteristične kombinacije obtežb in karakterističnega prednapetja napetosti betona tlačne ali pa je absolutna vrednost nateznih napetosti betona manjša od $\sigma_{ct,p}$. Vrednost $\sigma_{ct,p}$ je podana v nacionalnem dodatku, priporočena vrednost pa je $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$.

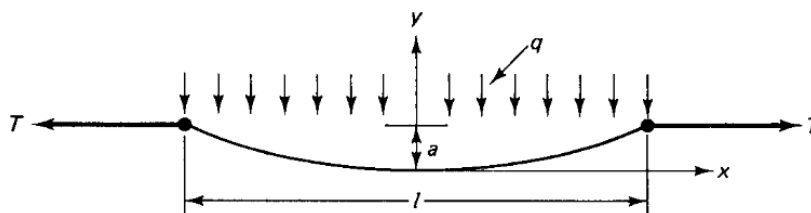
Skladno s priporočili iz literature (Aalami in Bommer, 1999) se za prevzem napetosti zaradi temperaturnih vplivov in krčenja pri elementih z nizko stopnjo prednapetja uporabi mehko armaturo. V vsakem primeru je priporočljivo, da se mehko armaturo uporabi na trikotnem delu površine ob robu, ki ga omejuje rob in namišljeni premici, ki potekata pod kotom 45° od sosednjih sidrišč v ravnini plošče. Tlorisno razporeditev armature ob robu plošče prikazujem na sliki 14. Polovica palic je v zgornji ravnini armiranja, druga polovica pa v spodnji. Pri tem vsako drugo palico položimo v drugo ravnino.



Slika 14: Razporeditev mehke armature zaradi vpliva krčenja betona in temperaturnih vplivov

2.6 Ekvivalentna obtežba zaradi prednapetja

Pri analizi prednapetih elementov vpliv kablov na betonski ovoj nadomestimo z ustrežno t.i. nadomestno obtežbo. Velikost nadomestne obtežbe je odvisna od geometrije kabla in sile v njem.



Slika 15: Nadomestni vpliv kabla

(http://www.pearsonhighered.com/assets/hip/us/hip_us_pearsonhighered/samplechapter/0136081509.pdf , stran 16)

Velikost nadomestne obtežbe določimo kot produkt sile v kablu T in drugega odvoda enačbe krivulje kabla in sicer:

$$q = T \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}. \quad (5)$$

V primeru, da linija kabla poteka po kvadratni paraboli, velja:

$$y(x) = A \cdot x^2 + B \cdot x + C. \quad (6)$$

Pri tem izhodišče lokalnega koordinatnega sistema (x,y) postavim v najnižjo točko krivulje. Ob upoštevanju ustreznih robnih pogojev v najnižji točki krivulje kabla določim vrednosti parametrov B in C :

$$y = 0 \rightarrow C = 0,$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \rightarrow B = 0.$$

Vrednost parametra A pa določim s pomočjo robnega pogoja na koncu kabla v točki $x = \frac{l}{2}$, kjer velja $y(x) = a$, pri čemer je a ekscentričnost kabla od težišča ravnine:

$$a = A \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 \rightarrow A = \frac{4 \cdot a}{l^2}. \quad (7)$$

Ko vstavim vrednosti parametrov A , B in C v enačbo (5), dobim izraz za račun nadomestnega vpliva kabla:

$$q = T \cdot \frac{4 \cdot a}{l^2} \times 2 = \frac{8 \cdot T \cdot a}{l^2}. \quad (8)$$

Ugotovim, da je v primeru vodenja kabla po kvadratni paraboli nadomestni vpliv konstanten (enakomerna zvezna obtežba).

2.7 Izgube pri prednapetju

Izgube sile prednapetja se delijo na začetne, ki nastanejo pred in ob vnosu sile prednapetja na beton pri času $t = t_0$ in časovno odvisne izgube prednapetja ($t > t_0$).

Kot začetne izgube sile prednapetja ($\Delta P_i(x)$) upoštevam:

- izgube zaradi trenja: $\Delta P_\mu(x)$,
- izgube zaradi zdrsa v sidrni glavi: ΔP_{sl} ,
- izgube zaradi kratkotrajne relaksacije jekla: ΔP_r ,
- izgube zaradi elastične deformacije betona: ΔP_{el} .

Izgube sile prednapetja zaradi trenja v krivinah in izgube zaradi zdrsa v sidrnih glavah nastanejo med samim postopkom napenjanja. Izgube zaradi kratkotrajne relaksacije nastanejo v času od napenjanja pa do prenosa sile prednapetja na beton in so značilne predvsem za predhodno prednapete elemente. Pri takšnih elementih moram dodatno upoštevati tudi učinek povišane temperature v času toplotne obdelave na izgube prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije. Povišana temperatura namreč relaksacijo pospeši. Izgube zaradi elastične deformacije betona pa nastanejo ob prenosu sile prednapetja na beton.

Pri predhodnem napenjanju moram upoštevati relaksacijo preden prenesem silo na beton. Ta je večja pri toplotni negi betona. Med samim napenjanjem upoštevam izgube zaradi trenja in zdrsa v sidrni glavi. Ob prenosu sile na beton pa upoštevam elastično deformacijo zaradi prednapetja.

2.7.1 Izgube zaradi elastične deformacije betona

Upoštevati moram vrstni red napenjanja kablov. Padec sile izračunam s pomočjo naslednjega izraza (glej enačbo (5.44) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \epsilon_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (9)$$

Členi v enačbi (9) so:

$\Delta \epsilon_c(t)$ sprememba napetosti v težišču kablov v času t ,

$j = \frac{(n-1)}{2 \times n}$ n : število enakih zaporedno prednapetih kablov.

2.7.2 Izgube zaradi trenja

Izgube zaradi trenja v naknadno prednapetih kablkih lahko ocenim z naslednjim izrazom (glej SIST EN 1992-1-1:2005, enačba (5.45)):

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (10)$$

Pri tem je pomen spremenljivk v enačbi (10):

P_{max} je sila na poteznem koncu kabla med napenjanjem,

x je oddaljenost vzdolž kabla od mesta, na katerem je sila prednapetja enaka P_{max} ,

θ je vsota vodoravnih in navpičnih kotov spremembe smeri kablov na dolžini x (glede na smer in predznak),

μ je koeficient trenja med kablom in zaščitno cevjo in

k je kot nenamerne spremembe smeri notranjih kablov (na enoto dolžine).

Vrednosti koeficienta trenja μ je odvisna od lastnosti površine kablov in zaščitne cevi, prisotnosti rje, raztezka kabla in profila.

Vrednost kota k je odvisna od kakovosti opaža, medsebojne oddaljenosti podpor kablov, vrste uporabljenih zaščitnih cevi in od stopnje vibriranja pri betoniranju.

Če v evropskem tehničnem soglasju za μ ni ustreznih vrednosti privzamemo vrednosti iz preglednice 2 (glej SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 5.1.).

Preglednica 2: Koeficienti trenja μ za različne sisteme prednapetja

	Notranji kabli ¹⁾	Zunanji nepovezani kabli			
		Jeklene cevi/ nenamazane	HDPE cevi/ nenamazane	Jeklene cevi/ namazane	HDPE cevi/ namazane
Hladno vlečena žica	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Vrv	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Površinsko preoblikovana palica	0,65	-	-	-	-
Gladka okrogla palica	0,33	-	-	-	-

¹⁾za kable, ki zapolnijo približno polovico cevi.
HDPE – polietilen z veliko gostoto

Če v evropskem tehničnem soglasju ni vrednosti za kot neenakomerne spremembe smeri kablov k , se lahko privzamem vrednost v območju $0,005 < k < 0,01$ na meter.

2.7.3 Časovno odvisne izgube

Pri predhodnem in naknadnem prednapetju izračunam časovno odvisne izgube prednapetja z upoštevanjem padca napetosti jekla zaradi lezenja in krčenja betona pod vplivom trajnih obtežb in z upoštevanjem padca napetosti zaradi relaksacije. Poenostavljen izraz, skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 (glej enačbo (5.46)), s katerim ocenim časovno odvisne izgube sile prednapetja na mestu x pri delovanju trajne obtežbe, je:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (11)$$

Pomen spremenljivk v izrazu (5.46) je sledeč:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ je absolutna vrednost spremembe napetosti v kablju na mestu x v času t zaradi lezenja, krčenja in relaksacije,

ε_{cs} je absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja betona (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 3.1.4(6)),

E_p je modul elastičnosti prednapetega jekla (SIST EN 1992-1-1:2005 člen 3.3.3(9)),

E_{cm} je modul elastičnosti betona (preglednica 3.1 v SIST EN 1992-1-1:2005),

$\Delta\sigma_{pr}$ je absolutna vrednost spremembe napetosti v kablju na mestu x v času t zaradi relaksacije prednapetega jekla pri navidezno stalnem vplivu in začetnem prednapetju,

$\varphi(t, t_0)$ je koeficient lezenja v času t pri nastopu obtežbe v času t_0 ,

$\sigma_{c,QP}$ je napetost betona na mestu kablov zaradi lastne teže, začetnega prednapetja in drugih ustreznih navidezno stalnih vplivov,

A_p je prerez vseh prednapetih kablov na mestu x ,

A_c je ploščina betonskega prereza,

I_c je vztrajnostni moment betonskega prereza in

z_{cp} je medsebojna razdalja med težiščem betonskega prereza in težiščem kablov

Tlačne napetosti in odgovarjajoče deformacije moram v izrazu (11) upoštevati s pozitivnim predznakom.

3 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA

V skladu z določili iz standarda SIST EN 1990:2004 izvajam projektiranje konstrukcije ali njenega dela na mejna stanja na ustreznem idealiziranem računskem modelu. Pri tem so osnovne spremenljivke modela ustrezne projektne vrednosti vplivov, lastnosti materialov in geometrije konstrukcije. Razlikujemo med mejnimi stanji nosilnosti in mejnimi stanji uporabnosti.

3.1 Mejna stanja nosilnosti

V mejnih stanjih nosilnosti preverjam varnost konstrukcije pred porušitvijo ali podobno obliko odpovedi konstrukcije. To formalno zapišem z enačbo (glej SIST EN 1990:2004, enačba 6.8):

$$E_d \leq R_d, \quad (12)$$

kjer so členi v enačbi (12):

E_d projektna vrednost učinkov vplivov (npr. notranje sile),

R_d projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

Projektno (računsko) stanje izberem v skladu z okoliščinami, v katerih deluje oziroma bo delovala konstrukcija. V okviru predstavljene analize prednapete plošče obravnavamo le stalna in začasna projektna stanja. Ustrezne projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določim s kombiniranjem vrednosti vplivov kot to prikazuje naslednji izraz (glej SIST EN 1990:2004, enačba (6.10)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (13)$$

Pomen oznak je sledeč:

" + " pomeni kombinirati z,

Σ pomeni kombiniran učinek,

$G_{k,j}$ je karakteristična vrednost j -tega stalnega vpliva,

P je odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,

$Q_{k,1}$ in $Q_{k,i}$ sta karakteristični vrednosti prevladujočega oziroma j -tega premljajočega spremenljivega vpliva,

$\gamma_{G,j}$ je delni varnostni faktor j -ti stalni vpliv,

γ_P je delni faktor za vplive prednapetja,

$\Psi_{0,i}$ pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega spremenljivega vpliva.

V skladu z nacionalnim dodatkom k SIST EN 1990:2004 se karakteristične vrednosti vseh stalnih vplivov enakega izvora, če je rezultirajoči vpliv neugoden, množijo z delnim varnostnim faktorjem

$\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,35$, če je rezultirajoči vpliv ugoden pa s faktorjem $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,0$. Karakteristična vrednost i -tega spremenljivega vpliva pa se množi z delnim varnostnim faktorjem $\gamma_{Q,i} = 1,5$, če je vpliv neugoden, sicer je $\gamma_{Q,i} = 0$.

V skladu z nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1992-1-1: 2004 moram pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti za stalna in začasna projektna stanja za delni varnostni faktor za prednapetje upoštevati vrednost $\gamma_P = 1,0$.

3.2 Mejna stanja uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti preverjam videz in delovanje konstrukcije v normalnih pogojih. To formalno zapišemo z enačbo (glej SIST EN 1990:2004, enačba 6.13):

$$E_d \leq C_d, \quad (14)$$

kjer so členi v enačbi (14):

E_d projektna vrednost učinkov vplivov glede na kriterij uporabnosti (npr. povos),

C_d pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

Projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določim na podlagi ustrezne kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti. Ločimo tri različne kombinacije (glej SIST EN 1990:2004, člen 6.5.3 (2)):

- karakteristična kombinacija vplivov za MSU:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (15)$$

- pogosta kombinacija vplivov za MSU:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (16)$$

- navidezno stalna kombinacija vplivov za MSU:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (17)$$

V izrazih (15), (16), in (17) je:

$\Psi_{1,1}$ je faktor za pogosto vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva in

$\Psi_{2,i}$ je faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva.

Pomen ostalih oznak je enak kot v izrazu (13), zato jih tukaj ne navajamo.

V preglednici 3 podajam vrednosti faktorjev Ψ_0 , Ψ_1 in Ψ_2 v odvisnosti od vrste koristne obtežbe za stavbe.

Preglednica 3: Faktorji Ψ_0 , Ψ_1 in Ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990:2004, preglednica A.1.1)

Vpliv	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometne površine Vozila s težo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometne površine 30 kN < teže vozila \leq 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0

Za mejna stanja uporabnosti so delni varnostni faktorji (γ_G , γ_P , γ_Q) enaki 1,0.

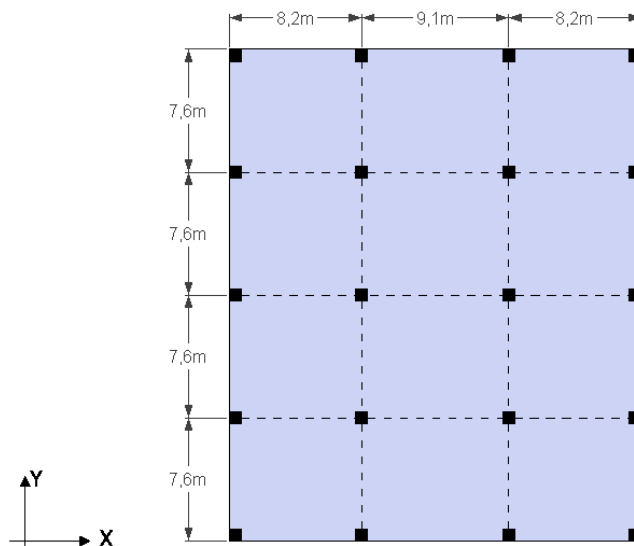
4 ANALIZA PONAPETE PLOŠČE Z METODO NADOMESTIH OKVIRJEV

Analiziram medetažno betonsko ploščo na stebrih, ki je naknadno prednapeta z nepovezanim sistemom naknadno napetih kablov. V eni smeri plošče predpostavim porazdeljeno razporeditev kablov (glej sliko 10), v drugi smeri pa grupirano porazdelitev (slika 19). Najprej analiziram ploščo na poenostavljen način z dvema nadomestnima prednapetima nosilcema preko več polj. Vpliv prednapetja upoštevam z nadomestno obtežbo, ki jo s pomočjo programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2008) kombiniram z ostalimi vplivi ter izvedem ustrezne kontrole v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

4.1 Geometrijski in materialni podatki obravnavane ponapete plošče

4.1.1 Geometrijski podatki

Naknadno prednapeta gladka plošča na stebrih je tlorisnih dimenzij 25,5/30,4 m. Tloris obravnavane plošče prikazujem na sliki 16. Medsebojna oddaljenost stebrov je v vzdolžni smeri plošče (v smeri osi X) 8,2 oziroma 9,1 m, v prečni smeri (v smeri osi Y) pa 7,6 m. Debelina plošče je 20 cm. Tako upoštevam priporočila iz literature (Aalami in Bommer, 1999) ter izpolnim zahteve za požarno odpornost plošče.



Slika 16: Tlorisna skica ponapete plošče na stebrih

4.1.2 Beton

V analizi izberem beton trdnostnega razreda C30/37. V nadaljevanju podajam značilne mehanske lastnosti izbranega betona.

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

V računu upoštevam, da beton napnemo 28 dni po vgradnji v opaž.

4.1.3 Prednapeto jeklo

Kot kable za prednapenjanje plošče uporabim 7-žične vrvi za prednapenjanje (pletena pramena) z nizko relaksacijo, nazivne trdnosti 1860 MPa. Značilne mehanske lastnosti izbranega jekla za prednapenjanje so:

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa} = 186 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa} = 164 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

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

Pri tem je f_{pk} karakteristična natezna trdnost, $f_{p0,1k}$ je napetost pri 0,1% nepovratni deformaciji (dogovorna meja elastičnosti), E_p pa je projektna vrednost modula elastičnosti jekla za prednapenjanje.

4.1.4 Armaturno jeklo

Uporabim jeklo za armiranje betona trdnostnega razreda S500. V nadaljevanju podajamo značilne mehanske lastnosti armature:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Pri tem je f_{yk} karakteristična meja elastičnosti, E_s pa projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje.

4.1.5 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona določim skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 (glej razdelek 4.4.1). Nazivni krovni sloj določim kot:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \tag{18}$$

kjer je c_{\min} najmanjša debelina krovnega sloja betona glede na zahtevno sprijemnost in pogoje okolja, c_{dev} pa je dovoljeno projektno odstopanje (priporočena vrednost je $c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$).

Najmanjšo debelino krovnega sloja določim s pomočjo izraza:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}. \quad (19)$$

Pomen oznak v izrazu (19) je sledeč:

$c_{\min,b}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahtevano sprijemnost in jo določimo s pomočjo preglednice 4.2 v SIST EN 1992-1-1:2005 (za posamične palice je $c_{\min,b}$ kar enak premeru palice),

$c_{\min,dur}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja in jo določimo v odvisnosti od razreda izpostavljenosti in razreda konstrukcije s pomočjo preglednice 4.3N in 4.5N v SIST EN 1992-1-1:2005,

$\Delta c_{dur,\gamma}$ je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$),

$\Delta c_{dur,st}$ pomeni zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla (priporočena vrednost je $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$) in

$\Delta c_{dur,add}$ pomeni zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite (priporočena vrednost je $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$).

Krovni sloj betona določimo ločeno za armaturne palice in ločeno za prednapete kable. Za armaturne palice imajo parametri iz izraza (19) naslednje vrednosti:

$c_{\min,b} = 12 \text{ mm}$ (predviden premer posamične palice),

$c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$ (beton C30/37, razred konstrukcije S3, razred izpostavljenosti XC1) in

$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (upoštevamo priporočene vrednosti).

Najmanjša debelina krovnega sloja betona torej je (glej enačbo (19)):

$$c_{\min} = \max\{12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

Nazivni krovni sloj betona pa je (glej enačbo (18)):

$$c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm},$$

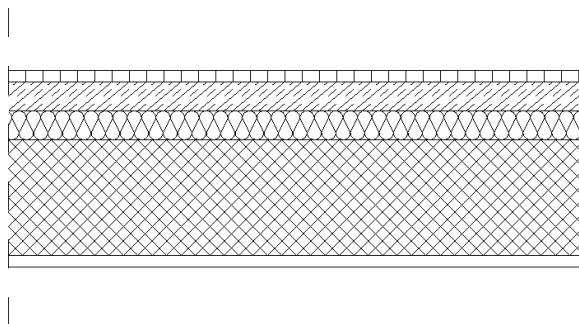
kjer za dovoljeno projektno odstopanje upoštevam priporočeno vrednost $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$.

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 (glej člen 4.4.1.2(10)) določa, da moram pri nepovezanih kablilih debelino krovnega sloja zagotoviti v skladu z evropskim tehničnim soglasjem. Tako znaša debelina krovnega sloja betona za kable 20 mm.

4.2 Vplivi na ploščo

4.2.1 Lastna in stalna obtežba

Kot lastno in stalno obtežbo obravnavane prednapete plošče upoštevam težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih delov. Izračunam jo iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninske teže posameznih slojev plošče. Razporeditev slojev plošče prikazujem na prečnem prerezu na sliki 17:



Sloj	Debelina sloja [cm]	Prostorninska teža sloja $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	Lastna teža sloja $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	Vsota tež slojev $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
Parket	2	6,87	0,14	6,75
Estrih	5	24,0	1,2	
Zvočna izolacija			0,05	
Armirani beton	20	25,0	5,0	
Omet	2	18,0	0,36	

Slika 17: Razporeditev slojev plošče

4.2.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbah izvira iz namena uporabe. Površina obravnavane medetažne plošče je namenjena pisarnam. Uvrstim jo v kategorijo B, za katero je priporočljiva karakteristična vrednost koristne obtežbe (glej SIST EN 1991-1-1:2004, preglednica 6.2):

$$q_{k,\text{kategorija B}} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Na plošči so predvidene tudi pomične predelne stene z lastno težo manjšo od 1 kN/m. Učinek lastne teže pomičnih predelnih sten lahko v primeru, če je njihova teža manjša od 3 kN/m, upoštevam z nadomestno enakomerno porazdeljeno obtežbo, ki jo prištejemo h koristni obtežbi (glej SIST EN 1991-1-1:2005, člen 6.3.1.2 (8)). Tako znaša nadomestna koristna obtežba za predelne stene:

$$q_{k,\text{pred.stene}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Skupna vrednost koristne obtežbe za obravnavano ploščo torej je:

$$q_k = 3,0 + 0,5 = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

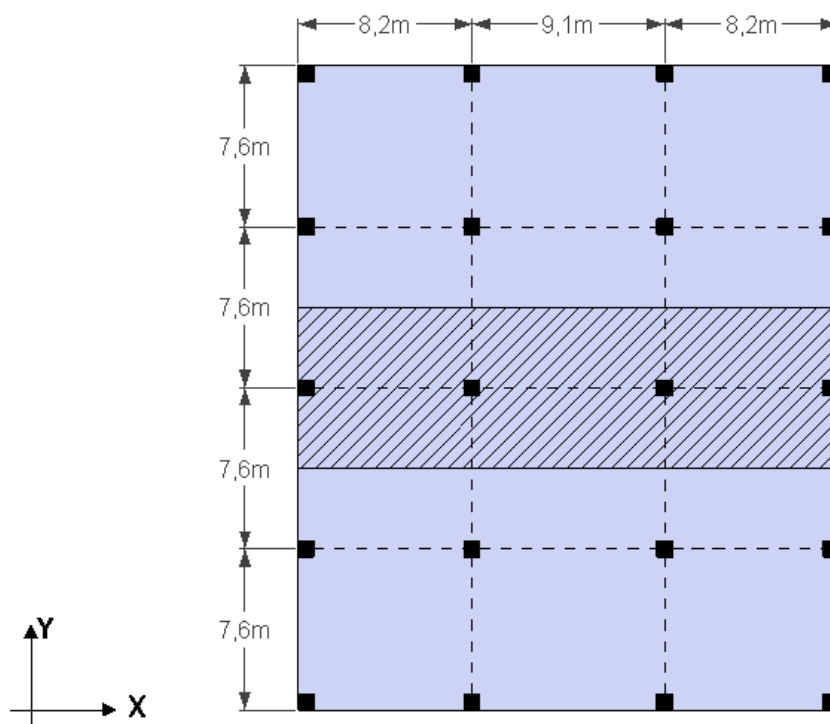
Skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2005 (glej člen 6.2.1 (1)P) moram pri projektiranju plošče koristno obtežbo razporediti na najneugodnejše dele vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva.

4.3 Nadomestni nosilec v smeri osi X

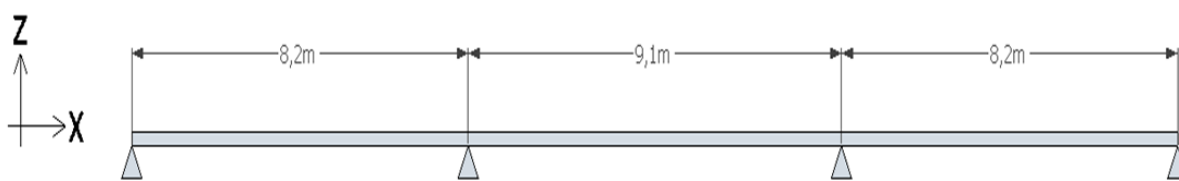
Prednapeto ploščo analiziram na poenostavljen način z dvema nadomestnima nosilcema preko več polj. Najprej obravnavam nadomestni nosilec v vzdolžni smeri plošče (v smeri osi X).

4.3.1 Geometrijski podatki

Lego nadomestnega nosilca v vzdolžni smeri plošče prikazujem na sliki 18. Za nosilec znaša vplivna širina plošče 7,6 m. Nadomestni nosilec preko treh polj, ki poteka v smeri osi X, prikazujem na sliki 19.



Slika 18: Lega nadomestnega nosilca v smeri X, v tlorisu



Slika 19: Razpetine nadomestnega nosilca preko več polj v smeri osi X

4.3.2 Obtežba nadomestnega nosilca

Pri računu obtežbe na nadomestnem nosilcu upoštevam že prej omenjeno vplivno širino plošče (7,6 m).

- lastna in stalna teža:

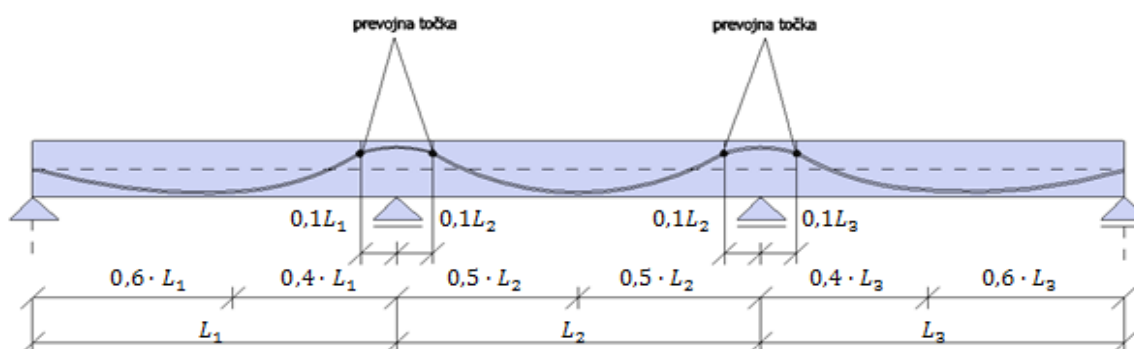
$$g_k = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7,6 \text{ m} = 51,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

- koristna obtežba

$$q_k = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7,6 \text{ m} = 26,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

4.3.3 Potek kablov za prednapenjanje

Odločim se, da bom kable v vzdolžni smeri plošče, to je v smeri osi X, vodil porazdeljeno z enakim medsebojnim razmikom (glej sliko 10). V skladu s priporočili iz literature (Aalami in Bommer, 1999) vodim porazdeljene kable v vzdolžni smeri plošče po paraboli kot to prikazujem na sliki 20. Na obeh koncih nosilca lega kabla sovpada s težiščno osjo nosilca (plošče).

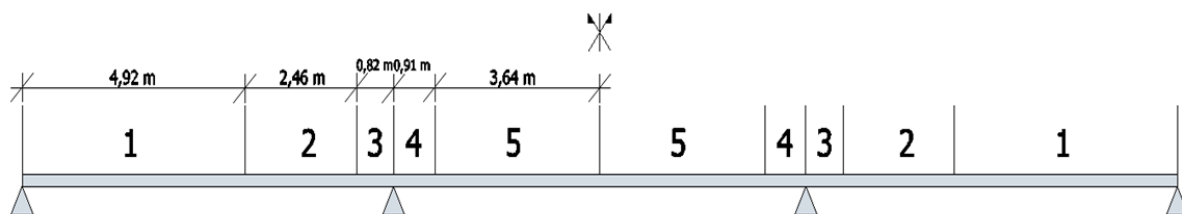


Slika 20: Potek porazdeljenih kablov v vzdolžni smeri plošče po paraboli

Prevojne točke se nahajajo v neposredni bližini podpor. Upoštevam da so od podpor oddaljene desetinko razpona polja, v katerem se nahajajo. Na sliki 20 je razdalja prevojnih točk do najbližje

podpore označena z a_1 , a_2 in a_3 (za prvo, drugo in tretje polje). Najnižja točka kabla v prečni smeri nosilca je v krajnih poljih oddaljena za tri petine razpona L_1 oziroma L_3 od krajne podpore, v srednjem polju nosilca pa se najnižja točka linije kabla nahaja ravno na sredini razpona L_2 .

Glede na potek kabla polovico nosilca razdelim na 5 odsekov, kot to prikazuje slika 21, in za vsak odsek določim enačbo kabelske linije.



Slika 21: Nadomestni nosilec, razdeljen na odseke

Prvi odsek nosilca sega od sidrišča do treh petin razpetine prvega polja, to je do razdalje $0,6 \cdot L_1$ od začetka nosilca. Na tem mestu je os kabla na najnižji točki in sicer 3 cm od spodnjega oba plošče, tako da ekscentričnost kabla znaša $e_p = 7$ cm. Vrednost parametra A kvadratne parabole določim s pomočjo enačbe (7), zato izhodišče lokalnega koordinatnega sistema (x,y) postavim v najnižjo točko krivulje. Določim vrednost spremenljivke v enačbi (7) ter izračunam vrednost parametra A in sicer:

$$a_1 = e_p = 7 \text{ cm},$$

$$l_1 = 0,6 \cdot 820 \text{ cm} \cdot 2 = 2 \cdot 492 = 984 \text{ cm in}$$

$$A_1 = \frac{4 \cdot a_1}{l_1^2} = \frac{4 \cdot 7}{968256 \text{ cm}^2} = 0,000028917 \frac{1}{\text{cm}}.$$

Drugi odsek poteka od mesta, kjer je os kabla na najnižji točki, pa do prve prevojnne točke, ki je na oddaljenosti $b_1 = 0,1 \cdot L_1$ pred prvo vmesno podporo. Predpostavim, da kabelska linija poteka zvezno skozi prevojno točko. Zato moramo sočasno določiti spremenljivke enačbe (7) ter vrednost parametra A še za tretji odsek. Tretji odsek poteka od mesta prevojne točke pa do prve vmesne podpore, kjer je os kabla na najvišji točki in sicer 3 cm od zgornjega roba plošče, tako da ekscentričnost kabla znaša $e_p = -7$ cm. Izhodišče lokalnega koordinatnega sistema (x, y) za 3.odsek je v najvišji točki krivulje. Vrednosti spremenljivk v enačbi (7) za 2. in 3. odsek so:

$$a_2 = ?$$

$$l_2 = 0,3 \cdot L_1 \cdot 2 = 2 \cdot 246 = 493 \text{ cm in}$$

$$A_2 = \frac{4 \cdot a_2}{l_2^2} = \frac{4 \cdot a_2}{242064 \text{ cm}^2} = \frac{a_2}{60516 \text{ cm}^2},$$

$$a_3 = 14 - a_2,$$

(20)

$$l_3 = 0,1 \cdot L_1 \cdot 2 = 164 \text{ cm},$$

$$A_3 = -\frac{4 \cdot a_3}{l_3^2} = -\frac{4 \cdot (14 - a_2)}{26896 \text{ cm}^2} = -\frac{14 - a_2}{6724 \text{ cm}^2}, \quad (21)$$

Ker smo predpostavili, da je v prevojni točki kabelska linija zvezna, velja v tej točki enakost prvih odvodov krivulj:

$$y_2' \left(x = \frac{l_2}{2} \right) = y_3' \left(x = -\frac{l_3}{2} \right), \quad (22)$$

oziroma ob upoštevanju $y' = 2 \cdot A \cdot x$ (glej enačbo 6) dobimo:

$$2 \cdot \frac{4 \cdot a_2}{l_2^2} \cdot \frac{l_2}{2} = -2 \cdot \frac{4 \cdot (14 - a_2)}{l_3^2} \cdot \left(-\frac{l_3}{2} \right). \quad (23)$$

Iz enačbe (23) izrazim a_2 in dobim:

$$a_2 = \frac{14 \cdot l_2}{l_2 + l_3} = 10,5 \text{ cm}.$$

Sedaj s pomočjo enačb (7) in (21) izračunamo še parameter kvadratne parabole za 2. oziroma 3. odsek:

$$A_2 = 0,0001735 \frac{1}{\text{cm}},$$

$$A_3 = -0,0005205 \frac{1}{\text{cm}}.$$

Enako določim enačbo še za četrti odsek kabla, ki poteka od vrha podpore do druge prevojne točke in za peti odsek, ki poteka od druge prevojne točke do sredine drugega polja, kjer je kabel na najnižji točki in sicer tri centimetre do spodnjega roba plošče.

$$a_4 = ?$$

$$l_4 = 182 \text{ cm},$$

$$a_5 = 14 - a_4, \quad (24)$$

$$l_5 = 724 \text{ cm},$$

$$A_4 = \frac{4 \cdot a_4}{33124 \text{ cm}^2}, \quad (25)$$

$$A_5 = \frac{4 \cdot (14 \text{ cm} - a_4)}{524176 \text{ cm}^2}, \quad (26)$$

$$y_4' \left(x = \frac{l_4}{2} \right) = y_5' \left(x = -\frac{l_5}{2} \right). \quad (27)$$

Rešimo enačbo in dobimo $a_4 = \frac{14 \cdot l_4}{l_4 + l_5} = 2,80 \text{ cm}$. Vrednost vstavim v izraz (25) in (26) ter dobimo:

$$A_4 = -0,0003381 \frac{1}{\text{cm}},$$

$$A_5 = 0,00008453 \frac{1}{\text{cm}}.$$

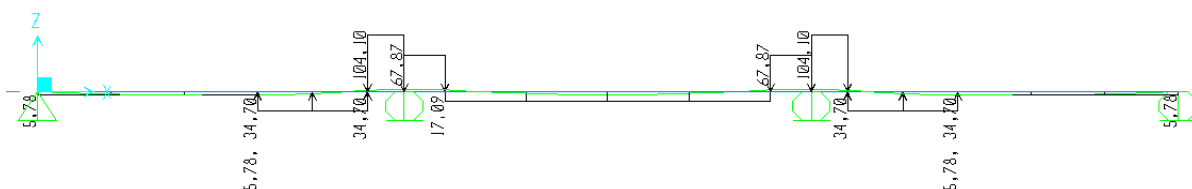
4.3.4 Račun nadomestnega vpliva kabla

Za vsak odsek kabla izračunam njegov nadomestni vpliv po izrazu (8) za napenjalno silo 1000 kN. Z dobljenim nadomestnim vplivom bomo kasneje lažje računali primerno začetno silo prednapetja.

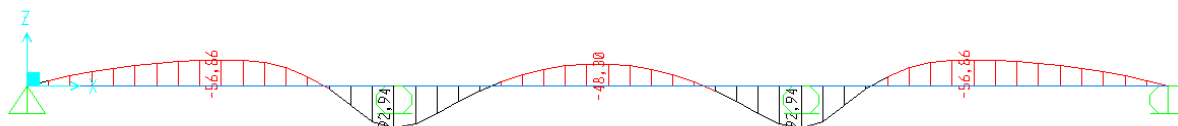
Rezultate prikazuje preglednica 4 in slika 22. Na sliki 23 so prikazani upogibni momenti zaradi vpliva prednapetja z silo 1000 kN.

Preglednica 4: Nadomestna obtežba prednapetja po odsekih kabske linije

odsek	a [m]	l [m]	P [kN]	q_i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
1	0,07	9,84	1000	5,783594
2	0,105	4,92	1000	34,70157
3	0,035	1,64	1000	104,1047
4	0,0281	1,82	1000	67,8662
5	0,112	7,24	1000	17,0935



Slika 22: Nadomestna obtežbavpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kN/m)

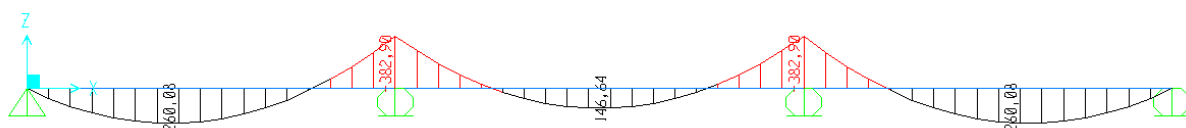


Slika 23: Upogibni momenti zaradi vpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kNm)

4.3.5 Izbira napenjalne sile P_{\max}

Potrebno napenjalno silo v kablu P_{\max} izberem ob predpostavki, da s prednapetjem po izvršenih izgubah prevzamem celotno lastno in stalno obtežbo ($g_k = 51,3$ kN/m). Pri tem upoštevam oceno, da znašajo začetne in časovno odvisne izgube prednapetja 20 %.

Postopek določevanja potrebna napenjalne sile bo potekal tako, da bom nadomestni nosilec obremenil z lastnim in stalnim vplivom ter vplivom prednapetja izračunanim v poglavju 4.3.4. Vpliv prednapetja bom povečeval tako dolgo, dokler ne bomo dobil v karakterističnih prerezih napetost ob nateznem robu plošče enak 0. Upogibne momente zaradi lastne in stalne obtežbe prikazujem na sliki 24.



Slika 24: Upogibni momenti zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so v kNm)

Napenjalno silo v limitnem času določim s pomočjo reševalca v programu Excel (Microsoft Corporation, 2007). Za račun napetosti uporabim izraz (28):

$$\sigma_c(x) = \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z(x) - \frac{P(x)}{A_c} \quad (28)$$

Kjer so členi enačbe (28):

M_{Ed} projektni moment,

$z(x)$ navpična višina v prerezu na mestu x ,

I_c vztrajnostni moment betonskega prereza,

$P(x)$ osna sila na mestu x ,

A_c prečni prerez betonskega prereza.

Vrednost napetosti ob zgornjem in spodnjem robu plošče in pripadajočo silo prednapetja po karakterističnih prerezi prikazuje preglednica 5.

Preglednica 5: Prikaz napetosti ob zgornjem in spodnjem robu plošče s pripadajočo končno silo prednapetja

x [m]	P [kN]	A_b [cm ²]	M_g [kNm]	M_p [kNm]	I_b [cm ⁴]	σ_c^{sp} [$\frac{kN}{cm^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{kN}{cm^2}$]
0	3033,28	15200	0	0	506666,67	-0,20	-0,20
4,9	3033,28	15200	185,2	-169,257	506666,67	-0,17	-0,23
5,3	3033,28	15200	146,7	-159,55	506666,67	-0,22	-0,17
7,7	3033,28	15200	-261	237,2022	506666,67	-0,25	-0,15
8,2	3033,28	15200	-382,9	281,7913	506666,67	-0,40	-1E-06
8,7	3033,28	15200	-272,9	254,4918	506666,67	-0,24	-0,16
12,25	3033,28	15200	140,2	-140,137	506666,67	-0,20	-0,20
12,7	3033,28	15200	146,6	-146,507	506666,67	-0,20	-0,20
16,8	3033,28	15200	-272,9	254,4918	506666,67	-0,24	-0,16
17,3	3033,28	15200	-382,9	281,7913	506666,67	-0,40	-1E-06
17,8	3033,28	15200	-261	237,2022	506666,67	-0,25	-0,15

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 5

20,1	3033,28	15200	134,7	-152,27	506666,67	-0,23	-0,16
20,58	3033,28	15200	185,2	-169,257	506666,67	-0,17	-0,23
25,5	3033,28	15200	0	0	506666,67	-0,20	-0,20

Limitni sili prednapetja prištejem še oceno vseh izgub:

$$P_{\max} = \frac{3033 \text{ kN}}{1-0,2} = 3791,3 \text{ kN}. \quad (29)$$

Med napenjanjem napetosti v kablju na poteznem koncu ne smejo prekoračiti največje dovoljene napetosti $\sigma_{p,\max}$, ki jo določim z izrazom (30) (glej SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 5.10.2.1).

$$\sigma_{p,\max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}, k_1 = 0,8, k_2 = 0,9, \quad (30)$$

$$\sigma_{p,\max} = \min\left\{1,488 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}; 1,476 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}\right\} = 1,476 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}.$$

Tako je največja sila prednapetja za posamezen kabel določena z izrazom (31):

$$P_{\max,1} = \sigma_{p,\max} \cdot A_{p,1} = 1,476 \cdot 150 = 221,4 \text{ kN}. \quad (31)$$

Potrebno število kablov je:

$$n = \frac{P_{\max}}{P_{\max,1}} = 17,12. \quad (32)$$

Določim, da je dejansko število kablov 18. Napetost v kabljih med napenjanjem je določena z izrazom (33):

$$\sigma_{p,\max} = \frac{P_{\max}}{1,5 \text{ mm}^2 \cdot (n+1)} = \frac{3791,3 \text{ kN}}{18 \cdot 150 \text{ mm}^2} = 1,40 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}. \quad (33)$$

4.3.6 Začetne izgube napenjalne sile

4.3.6.1 Izgube prednapetja zaradi zdrsa v sidrskih glavah

Za zdrs sidrne glave upoštevam vrednost 6 mm iz tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. 2008). Izguba napenjalne sile zaradi zdrsa sidrne glave je podana z izrazom (34).

$$\Delta P_{sl} = \varepsilon_{sl} \cdot E_p \cdot A_{p,dej} \quad (34)$$

Pri tem so členi enačbe (34):

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{deformacija kabla zaradi zdrsa} \quad (35)$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{6 \text{ mm}}{25500 \text{ mm}} = 0,000235$$

Torej:

$$\Delta P_{sl} = 0,000235 \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 27,0 \text{ cm}^2 = 123,7 \text{ kN}.$$

4.3.6.2 Izgube zaradi elastičnega skrčka betona

Za izračun izgub zaradi elastičnega skrčka betona uporabim izraz (9):

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \epsilon_c(t)}{E_{cm}(t)} \right].$$

Glede na izbrano število kablov velja:

$$j = \frac{(18 - 1)}{2 \cdot 18} = 0,472.$$

$\Delta \epsilon_c(t)$ določimo s pomočjo programa Excel v katerem izračunamo napetost betona na mestu kablov ($\sigma_{c,k}$) v prerezih, kjer je kabel v najnižji oziroma najvišji točki in v prerezih, kjer je upogibni moment zaradi vpliva prednapetja in vpliva lastne teže največji oziroma najmanjši. Poleg vpliva prednapetja, ki smo mu ocenili začetne izgube prednapetja v višini 5%, upoštevamo še vpliv lastne teže. Vrednosti izračuna so podane v preglednici 6.

Preglednica 6: Račun napetosti v betonu na mestu kabla

x [m]	P [kN]	M_p [kNm]	M_{beton} [kNm]	z_k [cm]	W_p [cm ³]	σ_c^{sp} $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$	σ_c^{zg} $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$	$\sigma_{c,k}$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$
0	3601,74	0	0	0	0	-0,24	-0,24	-0,24
4,9	3601,74	-198,09	137,2	-7	-72381	-0,38	-0,09	-0,13
5,3	3601,74	-186,73	108,7	-6,6	-76767,7	-0,42	-0,06	-0,12
7,7	3601,74	277,61	-193,3	6	84444,44	-0,03	-0,44	-0,11
8,2	3601,74	329,795	-283,6	7	72380,95	-0,10	-0,37	-0,14
8,7	3601,74	297,845	-202,1	6,5	77948,72	-0,01	-0,47	-0,09
12,25	3601,74	-164,01	103,9	-7	-72381	-0,38	-0,10	-0,14
12,7	3601,74	-171,465	108,6	-7	-72381	-0,38	-0,09	-0,13
16,8	3601,74	297,845	-202,1	6	84444,44	-0,01	-0,47	-0,10
17,3	3601,74	329,795	-283,6	7	72380,95	-0,10	-0,37	-0,14
17,8	3601,74	277,61	-193,3	6	84444,44	-0,03	-0,44	-0,11
20,1	3601,74	-178,21	99,8	-6,5	-77948,7	-0,42	-0,06	-0,12
20,58	3601,74	-198,09	137,2	-7	-72381	-0,38	-0,09	-0,13
25,5	3601,74	0	0	0	0	-0,24	-0,24	-0,24

Povprečna napetost v betonu na mestu kabla tako znaša $\Delta \epsilon_c = -0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$. Izguba zaradi elastičnega skrčka betona je:

$$\Delta P_{el} = 27,0 \text{ cm}^2 \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{0,472 \cdot 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 10,5 \text{ kN}.$$

4.3.6.3 Izgube zaradi trenja v krivinah

Iz tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. 2008) odčitam koeficiente za račun izgube trenja.

$$k = 0,0044 \frac{\text{rad}}{\text{m}} ; \mu = 0,06 \text{ rad}^{-1}$$

Izgube trenja računam na sredini vsakega polja.

Kote naklona kabla določim za vsako polje posebej z izrazom (36):

$$\theta_i = y'_i(x). \quad (36)$$

Izguba sile v kablju na sredini prvega polja:

$$\theta_1 = y'_1(x = 492 \text{ cm}),$$

$$y'_1(x = 492 \text{ cm}) = 2 \cdot A_1 \cdot 492 \text{ cm} = 0,028 \text{ rad},$$

$$\theta_1 = 0,028 \text{ rad}.$$

Izgube zaradi trenja določim z izrazom (10):

$$\Delta P_{\mu}(x = 4,92 \text{ m}) = P_{\max} \cdot \left(1 - e^{-0,06 \text{ rad}^{-1} \left(0,028 \text{ rad} + \frac{0,0044 \text{ rad}}{\text{m}} \cdot 4,92 \text{ m} \right)} \right),$$

$$\Delta P_{\mu}(x = 4,92 \text{ m}) = P_{\max} \cdot 0,003 = 3791,3 \text{ kN} \cdot 0,003 = 11,4 \text{ kN}.$$

Na sredini vmesnega polja:

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5, \quad (37)$$

$$\theta_2 = \theta_3, \quad (38)$$

$$\theta_4 = \theta_5, \quad (39)$$

$$\theta_2 = y'_2(x = 246 \text{ cm}),$$

$$y'_2(x = 246 \text{ cm}) = 2 \cdot A_2 \cdot 246 \text{ cm} = 0,085 \text{ rad},$$

$$\theta_4 = y'_4(x = 91 \text{ cm}),$$

$$y'_4(x = 91 \text{ cm}) = 2 \cdot A_4 \cdot 91 \text{ cm} = 0,061 \text{ rad},$$

$$\theta_4 = \theta_5 = 0,061 \text{ rad},$$

$$\theta = 0,028 \text{ rad} + 2 \cdot 0,085 \text{ rad} + 2 \cdot 0,061 \text{ rad} = 0,32 \text{ rad},$$

$$\Delta P_{\mu}(x = 12,75\text{m}) = P_{\max} \cdot \left(1 - e^{-0,06 \text{ rad}^{-1} \left(0,32 \text{ rad} + 0,0044 \frac{\text{rad}}{\text{m}} 12,75\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P_{\mu}(x = 12,75\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,02 = 3791,3 \text{ kN} \cdot 0,02 = 75,8 \text{ kN}.$$

Na sredini zadnjega polja:

$$\theta = \theta_1 + 2 \cdot (\theta_2 + \theta_3) + 2 \cdot (\theta_4 + \theta_5), \quad (40)$$

$$\theta = 0,028\text{rad} + 4 \cdot 0,085\text{rad} + 4 \cdot 0,061\text{rad} = 0,612,$$

$$\Delta P_{\mu}(x = 22,22\text{m}) = P_{\max} \cdot \left(1 - e^{-0,06\text{rad}^{-1} \left(0,612\text{rad} + \frac{0,0044\text{rad}}{\text{m}} 22,22\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P_{\mu}(x = 22,22\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,04 = 3791,3 \text{ kN} \cdot 0,04 = 151,7\text{kN}.$$

4.3.7 Časovno odvisne izgube napenjalne sile

Časovno odvisne izgube ocenim s pomočjo enačbe (11). Vrednost relaksacije jekla določim z enačbo (41) (Beg, 2009). V računu predpostavim najnižjo stopnjo relaksacije jekla za napenjanje.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 8,26 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,74 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}. \quad (41)$$

Pomen posameznih členov v enačbi (41) je:

$\Delta\sigma_{pr}$ absolutna vrednost izgube prednapetja zaradi relaksacije,

σ_{pi} pri naknadnem napenjanju $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$,

t čas po napenjanju (v urah),

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}},$$

ρ_{1000} vrednost izgube zaradi relaksacije po 1000 urah (v %).

Za obravnavan primer so številčne vrednosti posameznih členov v enačbi (41) sledeče:

$$\rho_{1000} = 2,5\%,$$

$$t = 500.000 \text{ ur}.$$

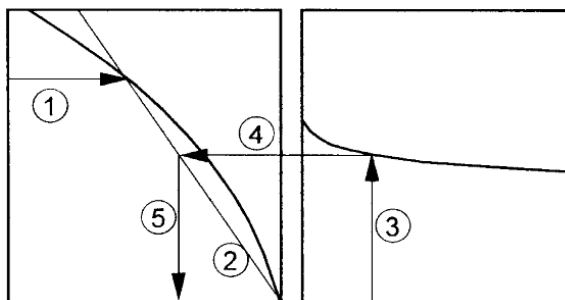
Za določitev lezenja in krčenja betona predpostavim, da je starost betona ob napenjanju 28 dni.

$$A_p = 31,5\text{cm}^2,$$

$$E_p = 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Grafična določitev koeficienta lezenja prikazujem na sliki 25:



Slika 25: Postopek grafičnega določevanja koeficienta lezenja (slika 3.1 SIST EN 1992, stran 34)

$$h_0 = \frac{2 A_C}{u} \text{ nazivna velikost prereza.} \quad (42)$$

Pomen vrednosti členov v izrazu (42) so:

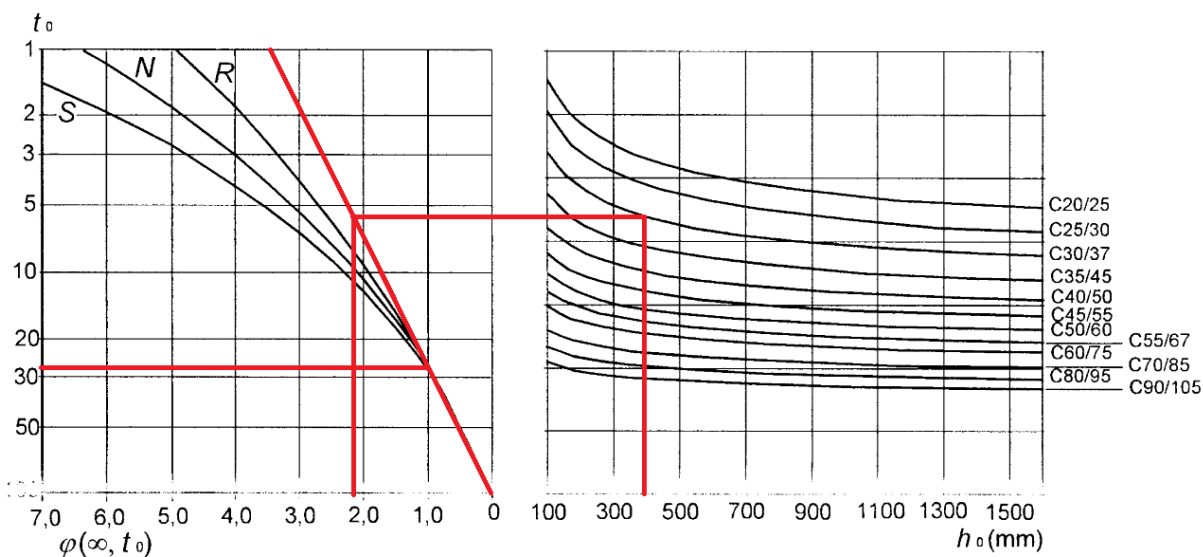
A_C ploščina prečnega prereza betona,

u obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju,

$$A_C = 760\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 15200 \text{ cm}^2,$$

$$h_0 = \frac{2 (7600 \cdot 200)}{7600} = 400,$$

$$t_0 = 28 \text{ dni},$$



a) suho notranje okolje - relativna vlažnost RH = 50 %

Slika 26: Določitev koeficienta lezenja za obravnavan primer (slika 3.1 SIST EN 1992, stran 34)

Odčitek torej je:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,1.$$

Za določitev deformacije krčenja uporabim naslednji izraz: (glej enačbo (3.8) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\varepsilon_{cs} = (1 - \beta_{ds}(t, t_s))\varepsilon_{cd,\infty} + (1 - \beta_{as}(t))\varepsilon_{ca,\infty}. \quad (43)$$

Pomen členov v enačbi (43) je:

ε_{cs} celotna deformacija krčenja,

ε_{cd} deformacija krčenja zaradi sušenja,

ε_{ca} deformacija zaradi avtogenega krčenja (izraz (3.12) SIST EN 1992-1-1:2005),

$\varepsilon_{cd,\infty}$ končna deformacija krčenja,

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (44)$$

k_h koeficient, ki je odvisen od nazivne velikosti h_0 , (preglednici 3.3 (SIST EN 1992-1-1).

$\varepsilon_{cd,0}$ osnovna deformacija krčenja zaradi sušenja (glej enačbo (B.11) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}. \quad (45)$$

Podrobneje predstavim še člene v enačbi (45):

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \text{ časovni prirast krčenja (izraz (B.12) v SIST EN 1992-1-1:2005),}$$

f_{cm} srednja tlačna trdnost betona (MPa),

$f_{cmo} = 10 \text{ MPa,}$

α_{ds1} koeficient, odvisen od vrste cementa (glej SIST EN 1992-1-1:2005, točka 3.1.2(6)),

α_{ds2} koeficient, odvisen od vrste cementa,

RH relativna vlažnost okolice (%),

$RH_0 = 100\% .$

Za nadomestni nosilec v smeri osi X so vrednosti za enačbo (45):

$$\alpha_{ds1} = 4 ,$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 ,$$

$$RH = 50\% ,$$

$$RH_0 = 100\% ,$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,36 ,$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \times 4) \cdot \exp \left(-0,12 \cdot \frac{38\text{MPa}}{10\text{MPa}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,36 = 0,000483 ,$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,725 \times 0,000483 = 0,00035.$$

Člena za časovno odvisnost prirasta deformacij zaradi krčenja v enačbi (43) so:

$\beta_{ds}(t, t_s)$ koeficient, ki določa časovni prirast krčenja zaradi sušenja (izraz (3.10) v SIST EN 1992-1-1:2005),

$\beta_{as}(t)$ koeficient, ki določa časovni prirast krčenja zaradi avtogenega krčenja (izraz(3.13) SIST EN 1992-1-1:2005),

t starost betona v obravnavanem času(dnevih),

t_s starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja v dnevih, po navadi je to ob končani negi,

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} , \quad (46)$$

$$\beta_{ds}(28\text{dni}, 5\text{dni}) = \frac{(28 - 5)}{(28 - 5) + 0,04\sqrt{400^3}} = 0,067 ,$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} , \quad (47)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) , \quad (48)$$

t podan v dnevih,

$$\beta_{as}(28\text{dni}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 28^{0,5}) = 0,65 ,$$

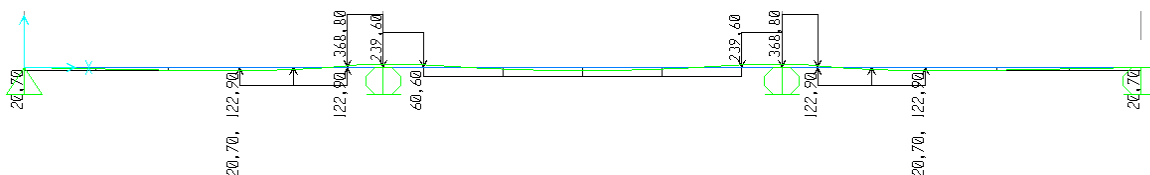
$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,00005.$$

Vrednost enačbe (43) je tako:

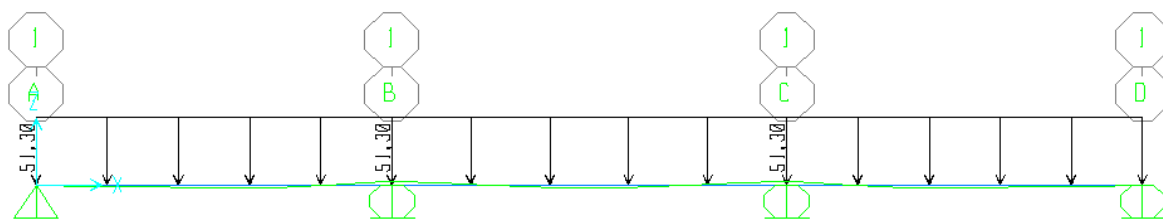
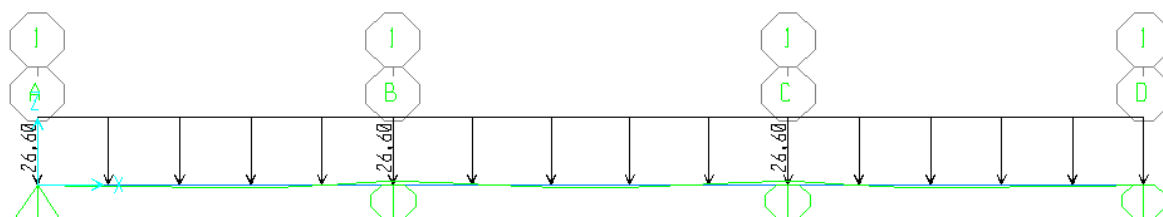
$$\varepsilon_{cs} = (1 - 0,067) \cdot 0,00035 + (1 - 0,65) \cdot 0,00005 = 0,00034.$$

Napetosti v betonu na mestu kablov $\sigma_{c,QP}$ določim s pomočjo modela nosilca v programu SAP 2000.

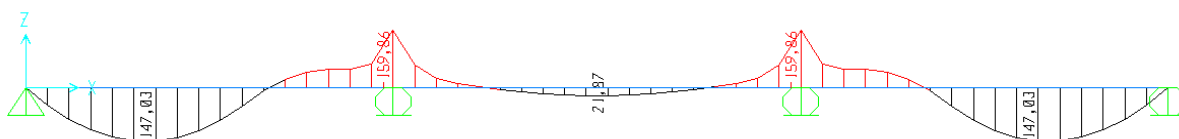
Nadomestni nosilec obremenim z vplivi za navidezno stalno kombinacijo, prikazanimi na sliki (27)-(29).



Slika 27: Nadomestni vpliv kabla po izvršenih začetnih izgubah prednapetja (enote vpliva so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

Slika 28: Stalna obtežba (enote vpliva so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)Slika 29: Koristna obtežba (enote vpliva so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

Vplive, prikazane na sliki (27), (28) in (29), med seboj kombiniram skladno z navidezno stalno kombinacijo. Pripadajoče upogibne obremenitve vzdolž nosilca prikazujem na sliki (30).



Slika 30: Upogibni momenti za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile (enote so v kNm)

Napetosti v betonu na mestu kablov izračunam s pomočjo programa Excel. Napetosti v betonu izračunam s pomočjo izraza (28).

Preglednica 7: Napetosti v betonu na mestu kablov za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile

x [m]	M_P [kNm]	M_{NSK} [kNm]	$P(x)$ [kN]	$z(x)$ [cm]	$\sigma_{c,QP}(x)$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right]$	$\Delta P_{c+s+r}(x)$ [kN]
4,92	-197,7	211,7	3644,9	-7	-0,35	517,76
7,38	192,3	-220,3	3580,5	4	-0,18	519,10
8,2	330,1	-442,5	3580,5	7	-0,25	547,31
9,11	226,4	-222,2	3580,5	5	-0,13	506,96
12,75	-171,2	169,5	3580,5	-7	-0,38	497,93

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 7

16,39	226,4	-222,2	3504,6	5	-0,12	491,86
17,3	330,1	-442,5	3504,6	7	-0,24	532,49
18,12	192,3	-220,3	3504,6	4	-0,18	503,89
20,58	-197,7	211,7	3504,6	-7	-0,34	489,90

4.3.8 Račun nadomestnega vpliva v končnem času

Pri računu sledim korakom kot v poglavju 4.3.6, kjer je izveden račun nadomestnega vpliva kablov po izvršitvi začetnih izgub sile prednapetja. V tem primeru začetnim izgubam prištejem še časovno odvisne izgube iz preglednice 7. Nadomestni vpliv izračunam s pomočjo programom Excel. Rezultate prikazujem v preglednici 8.

Preglednica 8: Nadomestni vpliv prednapetja na različnih odsekih vzdolž nosilca po izvršitvi vseh izgub

x [m]	$q_{i,\infty}(x)$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
4,92	17,1
7,38	100,2
8,2	299,6
9,11	197,1
12,75	48,3
16,39	47,4
17,3	185,0
18,12	285,8
20,58	93,6
25,5	15,6

Ker kable napenjam iz dveh strani, izračunam povprečne nadomestne vplive za posamezne odseke.:

$$\overline{q_{1,\infty}} = \frac{17,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 15,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 16,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\overline{q_{2,\infty}} = \frac{100,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 93,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 96,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\overline{q_{3,\infty}} = \frac{299,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 285,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 292,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\bar{q}_{4,\infty} = \frac{197,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 185 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 191 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\bar{q}_{5,\infty} = \frac{48,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 47,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

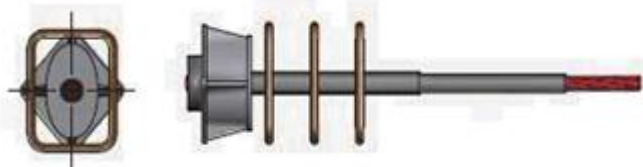
4.3.9 Razporeditev in detajliranje sidrišč

V nadomestnem nosilcu je predvidenih 18 kablov, ki so enakomerno razporejeni na širini 7,6 metra. Medsebojna razdalja med sidrišči tako znaša 42cm.

Iz evropskega tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. 2008) je določena minimalna medosna razdalja med sosednjima sidriščema na isti vodoravnici in sicer 14,5 cm. Pri tem mora znašati navpična razdalja med robom plošče in središčem sidrišča vsaj 6,5 cm.

Ugotovimo, da lahko na širini 7,6 m ustrezno razporedimo vseh 18 sidrišč.

V okolici sidrišč namestimo še mehko armaturo, da preprečimo lokalno odpoved betona okoli sidrišč. Sledim navodilom iz tehničnega soglasja in namestim tri pravokotne zanke dimenzij 125 / 90 mm na medsebojni oddaljenosti 50 mm. Premer armatur zanke je 8 mm. Razporeditev zank ob sidrišču ponazarja slika 31.



Slika 31: Detajl distribuiranega sidrišča (European technical approval ETA-10/0308, stran 26)

4.3.10 Kontrole

4.3.10.1 Kontrola napetosti po napenjanju v betonu in kabljih

Največjo dovoljeno napetost v betonu po vnosu sile določa standard SIST EN 1992-1-1:2005 v točki 5.10.2.2(5). V računu upoštevam le vplive lastne teže betona ter izgube sile prednapetja zaradi zdrsa, elastičnega skrčka in trenja. Lastno težo na nadomestnega nosilca ocenim z izrazom (49):

$$q_{l,t} = \gamma_b \cdot b \cdot h \tag{49}$$

Pomen členov v enačbi (49) je:

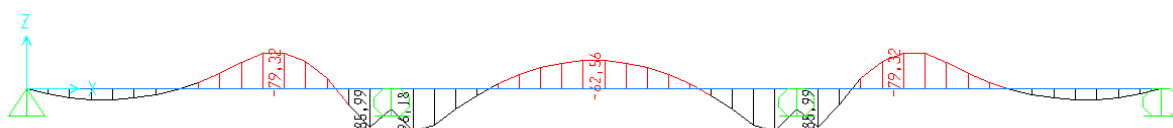
γ_b specifična prostorninska teža armiranega betona,

b širina nadomestnega nosilca,

h višina nadomestnega nosilca.

$$q_{l.t.} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 7,6\text{m} \cdot 0,2\text{m} = 38,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Napetosti v betonu izračunam s pomočjo izraza (28). Rezultate izračuna prikazujem v preglednici 9.



Slika 32: Upogibni momenti zaradi vpliva lastne teže nosilca in prednapetja (enote so v kNm)

Preglednica 9: Napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu plošče po vnosu prednapetja na beton

$P_{m,0}(x)$ [kN]	M_{beton} [kNm]	M_P [kNm]	σ_c^{sp} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]
3574,75	0	0	-0,24	-0,24
3542,55	137,2	-198,09	-0,35	-0,11
3542,55	108,7	-186,73	-0,39	-0,08
3542,55	-193,3	277,61	-0,07	-0,40
3542,55	-283,6	329,795	-0,14	-0,32
3542,55	-202,1	297,845	-0,04	-0,42
3542,55	103,9	-164,01	-0,35	-0,11
3542,55	108,6	-171,47	-0,36	-0,11
3542,55	-202,1	297,85	-0,04	-0,42
3542,55	-283,6	329,80	-0,14	-0,32
3542,55	-193,3	277,61	-0,07	-0,40
3542,55	99,8	-178,21	-0,39	-0,08
3542,55	137,2	-198,09	-0,35	-0,11
3574,75	0	0	-0,24	-0,24

$$|\sigma_c^i| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_c^i \leq f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Napetosti v kritičnih prerezih ne presežejo v standardu določenih omejitev.

Preverim še napetost v kabljih po napejanju pred vnosom sile na beton. Upoštevam izgube zaradi zdrsa v sidrne glavi in elastičnega skrčka. Največja napetost v kabljih ne sme preseči $\sigma_{pm,0}$ (glej SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 5.10.3).

$$\sigma_{pm,0} \leq \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0.1k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860\text{MPa}; 0,85 \cdot 1640\text{MPa}\} = 139,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

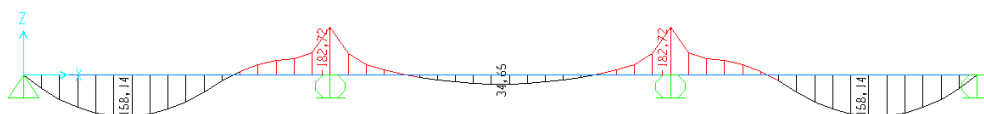
$$\sigma_p = \frac{3791,3 \text{ kN} - 123,7 \text{ kN} - 11,3 \text{ kN}}{27,0\text{cm}^2} = 135,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{pm,0}$$

4.3.10.2 Kontrola napetosti v betonu v končnem času

Tlačna napetost v betonu v končnem času (glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 3.1.4(4)) je zaradi upoštevanja linearne teorije lezenja betona omejena kot določa izraz (50):

$$|\sigma_c| \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (50)$$

Na sliki (33) prikazujem potek upogibnih momentov vzdolž nadomestnega nosilca v smeri osi X v končnem času za navidezno stalno kombinacijo vplivov. V preglednici 10 podajam rezultate računa napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu nadomestnega nosilca.



Slika 33: Upogibni moment za navidezno stalno kombinacijo vplivov po izvršitvi vseh izgub prednapetja (enote so v kNm)

Preglednica 10: Napetosti na robu betona za navidezno stalno kombinacijo v končnem času

x [m]	$P_{m,\infty}(x)$ [kN]	M_P [kNm]	M_{NSK} [kNm]	σ_c^{sp} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]
0	-3070,92	0	0	-0,20	-0,20
4,9	-3038,72	-156,7	214	-0,09	-0,31
5,3	-3038,05	-147,4	169,5	-0,16	-0,24
7,7	-3016,95	218,8	-301,6	-0,36	-0,04
8,2	-3002,65	259,7	-442,5	-0,56	0,16
8,7	-3022,82	234,9	-315,3	-0,36	-0,04
12,25	-3047,66	-128,8	162,1	-0,13	-0,27
12,7	-3047,66	-137,8	169,5	-0,14	-0,26

se nadaljuje....

...nadaljevanje Preglednice 10

16,8	-3022,82	234,9	-315,3	-0,36	-0,04
17,3	-3002,65	259,7	-442,5	-0,56	0,16
17,8	-3016,95	218,8	-301,6	-0,36	-0,04
20,1	-3038,05	-140,8	155,7	-0,17	-0,23
20,58	-3038,72	-156,2	214	-0,09	-0,31
25,5	-3070,92	0	0	-0,20	-0,20

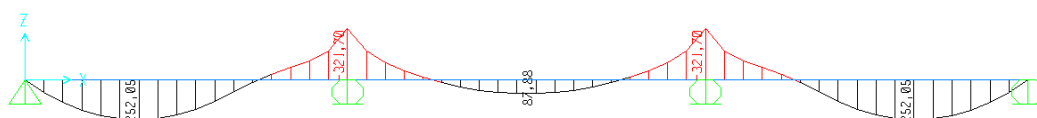
$$|\sigma_c^i| \leq 0,45 \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

Ugotovim, da tlačne napetosti v betonu niso večje od mejne vrednosti, tako da je v analizi dopustna uporaba linearne teorije lezenja betona.

4.3.10.3 Kontrola širine razpok v betonu

Najprej preverim zahtevo za najmanjši prerez armature za omejitev širine razpok skladno s točko 7.3.2 (4) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. V primeru, da natezna napetost v betonu pri karakteristični kombinaciji vplivov skupaj z vplivom prednapetja ne prekorači učinkovite srednje natezne trdnosti f_{ctm} , nam minimalne armature ni potrebno zagotoviti.

Potrebujem momente pri karakterističnem vplivu obtežbe v končnem času, ki je prikazan na sliki 34, izračunane napetosti ob robu nadomestnega nosilca so prikazane na preglednici 11:



Slika 34: Momenti v karakteristični kombinaciji z vsemi upoštevanimi izgubami sile prednapetja
 (enote so v kNm)

Preglednica 11: Napetosti ob robovih nosilca za karakteristično kombinacijo vplivov v končnem času

x [m]	$P_{m,\infty}(x)$ [kN]	M_{KARA} [kNm]	M_P [kNm]	σ_c^{sp} $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$	σ_c^{zg} $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$
0	-3070,92	0	0	-0,20	-0,20
4,9	-3038,72	281,2	-156,7	0,05	-0,45
5,3	-3038,05	222,7	-147,4	-0,05	-0,35
7,7	-3016,95	-396,4	218,8	-0,55	0,15

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 11

8,2	-3002,65	-581,4	259,7	-0,83	0,44
8,7	-3022,82	-414,3	234,9	-0,55	0,16
12,25	-3047,66	213	-128,8	-0,03	-0,37
12,7	-3047,66	222,7	-137,8	-0,03	-0,37
16,8	-3022,82	-414,3	234,9	-0,55	0,16
17,3	-3002,65	-581,4	259,7	-0,83	0,44
17,8	-3016,95	-396,4	218,8	-0,55	0,15
20,1	-3038,05	204,6	-140,8	-0,07	-0,33
20,58	-3038,72	281,2	-156,2	0,05	-0,45
25,5	-3070,92	0	0	-0,20	-0,20

$$\sigma_c^i > f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

Ugotovim, da se v prečnem prerezu ob vmesni podpori na zgornjem robu pojavi natezna napetost v betonu, ki je večja od povprečne natezne trdnosti betona f_{ctm} . To pomeni, da moram v nosilcu zagotoviti minimalno armaturo za omejitev širine razpok. Za račun uporabim izraz (1).

$$\sigma_c = \frac{3002,7 \text{ kN}}{760 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$k_1 = 1,5,$$

$$f_{ct,eff} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5 \times (20 \text{ cm} / 20 \text{ cm}) \cdot 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right] = 0,22 \leq 1,$$

$$k = 1,0,$$

$$\sigma_s = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$h_{ct} = \frac{0,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,83 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 20 \text{ cm} = 6,9 \text{ cm},$$

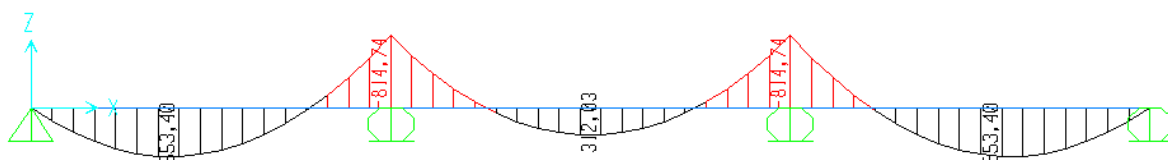
$$A_{ct} = 6,9 \text{ cm} \times 760 \text{ cm} = 5244,0 \text{ cm}^2,$$

$$A_{s,min} = \frac{0,22 \cdot 1,0 \cdot 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 5244,0 \text{ cm}^2}{50,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,7 \text{ cm}^2.$$

Kot sem že omenil, je obravnavana konstrukcija uvrščena v razred izpostavljenosti XC1. Skladno s preglednico 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005 moram za prednapete betonske elemente z nepovezanimi kabli zagotoviti, da je pri navidezno stalni kombinaciji vplivov največja računsko širina razpok manjša od 0,4 mm. Iz rezultatov v preglednici 10 ugotovim, da napetosti v betonu pri navidezno stalni kombinaciji vplivov v končnem času, po izvršitvi vseh izgub prednapetja, niso večje od povprečne natezne trdnosti betona, kar pomeni, da se v nosilcu ne pojavijo razpoke.

4.3.10.4 Upogibna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti

Na sliki (35) prikazujem razporeditev upogibnih momentov vzdolž nosilca za stalna projektna stanja v mejnih stanjih nosilnosti (glej enačbo (13)).



Slika 35: Upogibni momenti v mejnem stanju nosilnosti brez vpliva prednapetja (enote so v kNm)

Ob vmesni podpori je projektna vrednost upogibnega momenta zaradi zunanje obtežbe v mejnih stanjih nosilnosti -814,74 kNm.

V prečnem prerezu ob podpori moramo upoštevati tudi učinek prednapetja v mejnih stanjih nosilnosti. V skladu s točko 5.10.8(2) v standardu SIST EN 1992-1-1 moram pri prednapetih elementih s trajno nepovezanimi kabli povečati napetost v prednapetem jeklu za vrednost $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \frac{N}{mm^2}$.

Povprečna sila v kablu v prečnem prerezu ob vmesni podpori znaša za končni čas, po izvršitvi vseh izgub:

$$P_{m,\infty} = 3002,7 \text{ kN.}$$

Sledi povečanje napetosti v kablu pri prehodu iz končnega stanja v mejno stanje nosilnosti:

$$P_{m,MSN} = P_{m,\infty} + \Delta\sigma_{p,ULS} \cdot A_p = 3002,7 \text{ kN} + 100 \frac{N}{mm^2} \cdot 2700 \text{ mm}^2 = 3272,7 \text{ kN}.$$

Upogibna obremenitev v prerezu nad podporo je:

$$M_{MSN} = 81474 \text{ kNcm} - 25974 \text{ kNcm} = 55500 \text{ kNcm.}$$

Potrebno količino mehke armature izračunam s pomočjo preglednice za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev iz priročnika prof. Rogača in soavtorjev (Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. (2005)). Vrednost koeficienta statične višine k_d je:

$$k_d = \frac{M_{MSN} - N_{MSN} \cdot z_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (51)$$

Pomen členov v enačbi (51) je:

z_s navpična razdalja med težiščem prečnega prereza in mehko armaturo,

M_{MSN} projektni upogibni moment v mejnih stanjih nosilnosti ,

N_{MSN} projektna natezna osna sila v mejnih stanjih nosilnosti,

Za obravnavan prečni prerez ob podpori so vrednosti členov enačbe (51) sledeče:

$$M_{MSN} = 55500 \text{ kNcm},$$

$$N_{MSN} = -3308,7 \text{ kN},$$

$$f_{cd} = \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$b = 760 \text{ cm},$$

$$d = h - c_{\text{nom}} - \frac{\Phi}{2} \quad (52)$$

h debelina nadomestnega nosilca,

c_{nom} zaščitni sloj betona izračunan v zgornjem podpoglavju,

Φ premer armaturne palice,

$$d = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - \frac{1,2}{2} = 16,4 \text{ cm},$$

$$z_s = 10 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - \frac{1,2}{2} = 6,4 \text{ cm},$$

$$k_d = \frac{55500 \text{ kNcm} - (3308,7 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ cm})}{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 760 \text{ cm} \cdot (16,4 \text{ cm})^2} = 0,187.$$

Glede na vrednost k_d določim mejno deformacijsko ravnino v prečnem prerezu. Deformacija natezne armature je 10,0‰, največja tlačna deformacija v betonu pa -3,5‰.

$$k_d = 0,187 \rightarrow k_s = 1,121.$$

Potrebno količino mehke armature izračunam s pomočjo izraza (53):

$$A_s = k_s \cdot \frac{(M_{MSN} - N_{MSN} \cdot z_s)}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{MSN}}{\sigma_s} \quad (53)$$

$$\sigma_s = \frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$A_s = 1,121 \cdot \frac{55500 \text{ kNcm} - (-3272,7 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ cm})}{16,4 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{3272,7 \text{ kN}}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 44,9 \text{ cm}^2 .$$

Preverim še armaturo v krajnem polju:

$$M_{\text{MSN}} = 40968 \text{ kNcm},$$

$$N_{\text{MSN}} = -3308,7 \text{ kN},$$

$$d = 16,4 \text{ cm} ,$$

$$z_s = 10 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - \frac{1,2}{2} = 6,4 \text{ cm} ,$$

$$k_d = \frac{40968 \text{ kNcm} - (-3308,7 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ cm})}{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 760 \text{ cm} \cdot (16,4 \text{ cm})^2} = 0,152 .$$

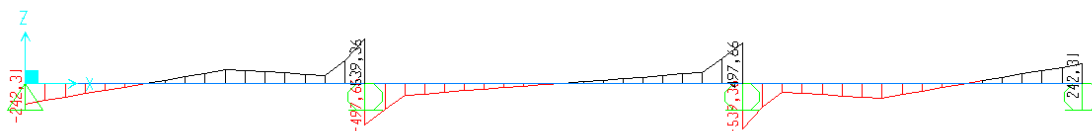
Deformacija natezne armature je 10,0‰, največja tlačna deformacija v betonu pa -3,0‰.

$$k_d = 0,163 \rightarrow k_s = 1,103 ,$$

$$A_s = 1,094 \cdot \frac{40968 \text{ kNcm} - (-3272,7 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ cm})}{16,4 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{3272,7 \text{ kN}}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 19,7 \text{ cm}^2 .$$

4.3.10.4.1 Strižna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti

Za račun odpornosti proti strigu uporabim isto kombinacijo kot pri računu upogiba v MSN. V kombinacijo še vstavim nadomestni vpliv kabla. Dobljeno prečno silo prikazuje spodnja slika (36):



Slika 36: Prečna sila v mejnem stanju nosilnosti z vsemi izgubami prednapetja (enote so v kN)

Strižna odpornost je določena z izrazom (66) (izraz(6.2.a) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$V_{\text{Rd,c}} = [C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}] \cdot b_w \cdot d . \quad (54)$$

Najmanjšo vrednost strizne odpornosti je določena z izrazom (61) (izraz (6.2.b) SIST EN 1992-1-1:2005):

$$V_{\text{Rd,c}} = (v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w \cdot d . \quad (55)$$

Pomen členov v izrazih (54) in (55) je sledeč:

f_{ck} v MPa ,

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 ,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2,0 ,$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} ,$$

A_{s1} ploščina prereza natezne armature,

b_w najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm],

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ [MPa]} ,$$

N_{Ed} osna sila prereza, ki jo povzroča obtežba ali prednapetje v [N] (v primeru tlačne osne sile je $N_{Ed} > 0$),

A_c ploščina prečnega prereza betona [mm²],

$V_{Rd,c}$ v [N],

v_{min} (izraz (6.3N) SIST EN 1992-1-1),

Za primer nadomestnega nosilca v X smeri, preverim strižno odpornost v prerezih nad notranjima podporama. Izračunam vrednost izrazov (54) in (55).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{164\text{mm}}} = 2,1 \leq 2,0 ,$$

$$\rho_1 = \frac{44,9\text{cm}^2}{760\text{cm} \cdot 16,4\text{cm}} = 0,0036 ,$$

$$k_1 = 0,15 ,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{3272700\text{N}}{7600\text{mm} \cdot 200\text{mm}} = 2,15 ,$$

$$0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{30\text{MPa}}{1,5} = 4\text{MPa} ,$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d .$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0036 \cdot 30\text{MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 2,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \cdot 7600\text{mm} \cdot 164\text{mm} = 1063,2 \text{ kN} ,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot (2)^{3/2} \cdot (30\text{MPa})^{1/2} = 0,54 ,$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,54 + 0,15 \cdot 2,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot 7600\text{mm} \cdot 164\text{mm} = 1075\text{kN} .$$

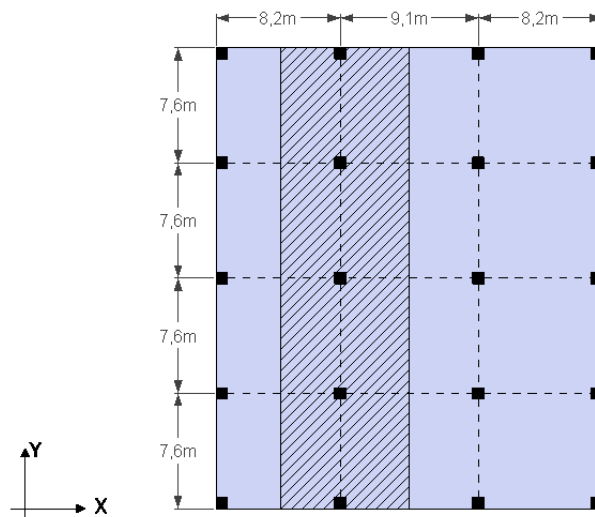
Prečna sila je manjša od $V_{Rd,c}$. V skladu s točko 6.2.1 (3) in (4) v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 nam ni treba vgraditi strižne armature.

4.4 Nadomestni okvir v smeri osi Y

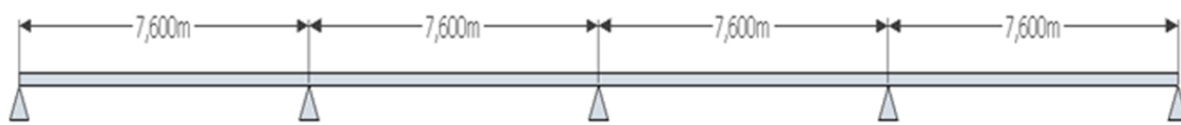
Postopek računa je podoben, kot je prikazan za nadomestni nosilec v X smeri. Metodo nadomestnih okvirjev poenostavim in namesto nadomestnega okvirja obravnavam nadomestni nosilec.

4.4.1 Geometrijski podatki

Lego nadomestnega nosilca prikazujem na sliki (37), njegova vplivna širina plošče znaša 8,65 m. Nadomestni nosilec preko štirih polj, ki poteka v smeri osi Y, prikazujem na sliki 38.



Slika 37: Lega nadomestnega nosilca v smeri Y, v tlorisu



Slika 38: Razpetine nadomestnega nosilca v smeri osi Y

4.4.2 Obtežba nadomestnega nosilca

Pri računu obtežbe na nadomestnem nosilcu upoštevam njegovo vplivno širino (8,65 m).

- lastna in stalna teža:

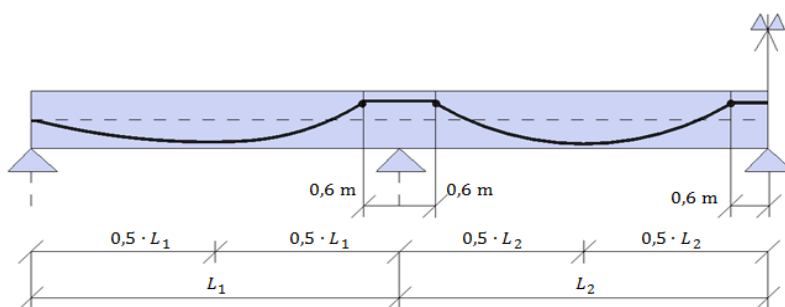
$$g_k = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 8,65 \text{m} = 58,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

- koristna obtežba:

$$q_k = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 8,65 \text{m} = 30,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

4.4.3 Potek kablov za prednapenjanje

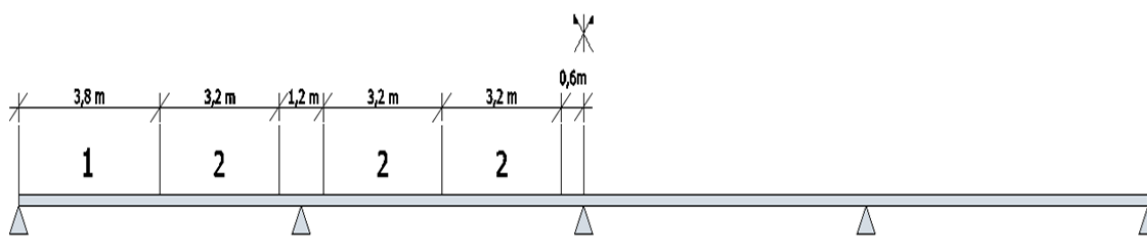
Odločim se, da bom kable v smeri osi Y, vodil združene v gruče, ki potekajo nad stebri (glej sliko 10). V skladu s priporočili iz literature (Aalami in Bommer, 1999) vodim gručaste kable kot to prikazujem na sliki (39). Na obeh koncih nosilca lega kabla sovпада s težiščno osjo nosilca (plošče).



Slika 39: Vodenje gručastih kablov vzdolž osi Y

Najnižje točke kabla se nahajajo na sredini razponov. Vodeni so po kvadratni paraboli, razen nad notranjimi podporami. Tam so vodeni vodoravno 60 cm na vsako stran podpore.

Kable, ki jih vodim po kvadratni paraboli, razdelim na dva odseka. Prvi odsek je od krajne podpore do najnižje točke na polovici krajnega razpona. Drug odsek pa je od sredine razpona do začetka vodoravnega poteka kabla. Slika (40) prikazuje območja po katerih potekajo vodeni kabli.



Slika 40: Nadomestni nosilec v Y smeri, razdeljen na odseke

Določim vrednost spremenljivke kvadratnih parabol po enačbi (7) ter izračunam vrednost parametra A. Prvi odsek nosilca sega od sidrišča do polovice razpona prvega polja. Na tem mestu je os kabla na najnižji točki in sicer 3 cm od spodnjega roba plošče, tako da ekscentričnost kabla znaša $e_p = 7$ cm.

$$a_1 = 7\text{cm},$$

$$l_1 = (0,5 \cdot 760\text{cm}) \cdot 2 = 760\text{ cm},$$

$$A_1 = \frac{4 \cdot 7}{577600\text{ cm}^2} = 0,0000485 \frac{1}{\text{cm}^2}.$$

Drugi odsek poteka od sredine razpetine v prvem polju do prevojnne točke 60 cm pred prvo notranjo podporo. Ekscentričnost kabla na tem odseku je od najnižje točke na sredini razpona do 5,5 cm pod zgornjim robom plošče $e_p = 11,5$ cm.

$$a_2 = 11,5\text{cm},$$

$$l_2 = \left(\frac{760\text{cm}}{2} - 60\text{cm} \right) \cdot 2 = 640\text{cm},$$

$$A_2 = \frac{4 \cdot 11,5}{409600 \text{ cm}^2} = 0,000112 \frac{1}{\text{cm}^2}.$$

4.4.4 Račun nadomestnega vpliva kabla

Za vsak odsek kabla izračunam njegov nadomestni vpliv po izrazu (8) za napenjalno silo 1000 kN. Z dobljenim nadomestnim vplivom bom enako kot na nadomestnem nosilcu v X smeri lažje računal primerno začetno silo prednapetja. Rezultate prikazuje preglednica (12) in slika (42). Na sliki (43) so prikazani upogibni momenti zaradi prednapetja s silo 1000 kN.

Preglednica 12: Nadomestni vpliv kabla za nadomestni okvir v smeri Y pri sili prednapetja 1000 kN

odsek	P [kN]	l [m]	a [m]	q_i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
1	1000,0	7,6	0,07	9,7
2	1000,0	6,4	0,115	22,5
3	1000,0	6,4	0,115	22,5
4	1000,0	6,4	0,115	22,5
5	1000,0	6,4	0,115	22,5
6	1000,0	6,4	0,115	22,5
7	1000,0	6,4	0,115	22,5
8	1000,0	7,6	0,07	9,7

Poleg nadomestne linijske obtežbe imam na mestih nezveznosti tudi točkovne sile (N_i), ki so usmerjene v nasprotno smer od nadomestne linijske obtežbe. Sile so odvisne od geometrije vodenih kablov in so prikazane na sliki (41). Vrednost sil se izračuna z izrazom (56), njihove vrednosti so prikazane v preglednici 13:

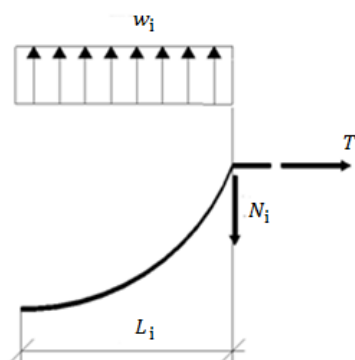
$$N_i = w_i \cdot L_i. \tag{56}$$

Pomen členov v izrazu (56) je:

w_i nadomestna obtežba zaradi prednapetja na odseku L_i ,

L_i dolžina odseka kjer lahko potek kabla opišemo s kvadratno parabolo,

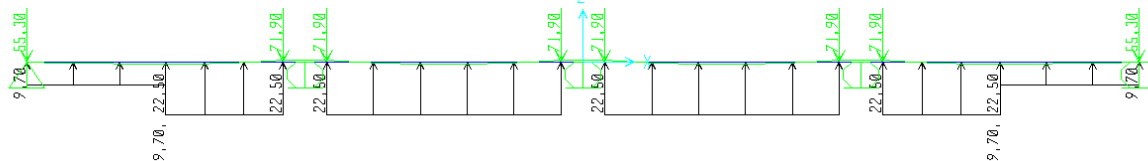
T sila v kablju na odseku L_i .



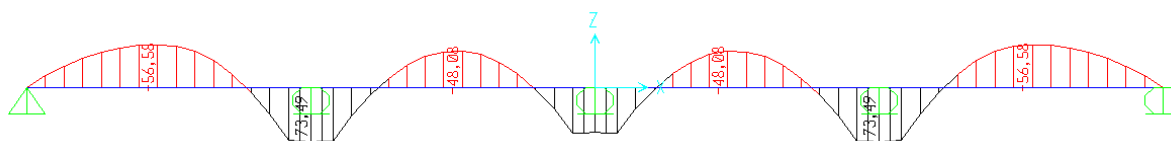
Slika 41: Sile zaradi nenadne spremembe geometrije kabla

Preglednica 13: Sile zaradi nezveznosti vodenja kablov

N_i	[kN]
1	55,3
2	71,9
3	71,9
4	71,9



Slika 42: Nadomestna obtežba vpliva prednapetja s silo 1000 kN (enote linijske obtežbe so v kNm, enote sil so v kN)

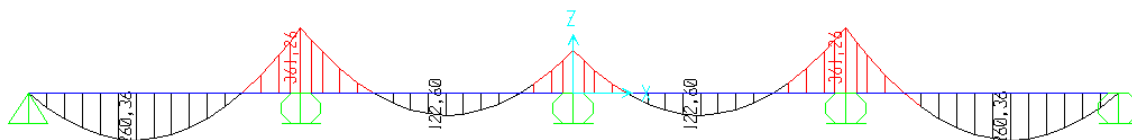


Slika 43: Upogibni momenti zaradi vpliva prednapetja z silo 1000 kN (enote so v kNm)

4.4.5 Izbira napenjalne sile P_{\max}

Potrebno napenjalno silo v kablju P_{\max} izberem ob predpostavki, da s prednapetjem po izvršenih izgubah prevzamem celotno lastno in stalno obtežbo ($g_k = 58,4$ kN/m). Pri tem upoštevam oceno, da znašajo začetne in časovno odvisne izgube prednapetja 20 %.

Postopek določevanja potrebne napenjalne sile poteka na enak način kot v primeru nadomestnega nosilca v smeri X. Rezultati končne napenjalne sile in napetosti v karakterističnih prerezih so prikazane v preglednici 14. Upogibni momenti zaradi lastne in stalne obtežbe pa so prikazani na sliki 44.



Slika 44: Upogibni momenti zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so v kNm)

Preglednica 14: Prikaz napetosti ob zgornjem in spodnjem robu plošče s pripadajočo končno silo prednapetja

x [m]	M_g [kNm]	P [kN]	M_p [kNm]	I_b [cm ⁴]	σ_c^{sp} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]
0	0	3381,9	0,00	576666,67	-0,20	-0,20
2,5	253,5	3381,9	-177,55	576666,67	-0,06	-0,33
3,8	239,3	3381,9	-187,70	576666,67	-0,11	-0,28
6,2	-43,1	3381,9	62,57	576666,67	-0,16	-0,23
7	-210,1	3381,9	240,79	576666,67	-0,14	-0,25
7,6	-361,3	3381,9	248,57	576666,67	-0,39	0,00
8,2	-229,1	3381,9	244,85	576666,67	-0,17	-0,22
11,1	112,4	3381,9	-157,26	576666,67	-0,27	-0,12
11,4	118,7	3381,9	-161,32	576666,67	-0,27	-0,12
14,2	-65,3	3381,9	119,72	576666,67	-0,10	-0,29
14,6	-127,9	3381,9	207,31	576666,67	-0,06	-0,33
15,2	-241,1	3381,9	204,27	576666,67	-0,26	-0,13
15,8	-127,9	3381,9	207,31	576666,67	-0,06	-0,33
16,2	-65,3	3381,9	119,72	576666,67	-0,10	-0,29
19	118,7	3381,9	-161,32	576666,67	-0,27	-0,12
19,3	112,4	3381,9	-157,26	576666,67	-0,27	-0,12
22,2	-229,1	3381,9	244,85	576666,67	-0,17	-0,22
22,8	-361,3	3381,9	248,57	576666,67	-0,39	0,00
23,4	-210,1	3381,9	240,79	576666,67	-0,14	-0,25
24,2	-43	3381,9	62,57	576666,67	-0,16	-0,23
26,6	239,3	3381,9	-187,36	576666,67	-0,11	-0,29
27,9	253,5	3381,9	-177,55	576666,67	-0,06	-0,33
30,4	0	3381,9	0,00	576666,67	-0,20	-0,20

Limitni sili prednapetja prištejemo še oceno vseh izgub:

$$P_{\max} = \frac{3381,9 \text{ kN}}{1-0,2} = 4227,4 \text{ kN}.$$

Največja sila prednapetja za posamezen kabel je enaka kot v primeru v X smeri:

$$P_{\max,1} = \sigma_{p,\max} \cdot A_{p,1} = 1,476 \cdot 150 = 221,4 \text{ kN}.$$

Potrebno število kablov za nadomestni nosilec v Y smeri je:

$$n = \frac{P_{\max}}{P_{\max,1}} = 19,09.$$

Določim, da je dejansko število kablov 20. Napetost v kablilih med napenjanjem je določena z izrazom (33):

$$\sigma_{p,\max} = \frac{4227,4 \text{ kN}}{20 \cdot 150 \text{ mm}^2} = 1,41 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}.$$

4.4.6 Začetne izgube napenjalne sile

4.4.6.1 Izgube prednapetja zaradi zdrsa v sidrnih glavah

Za zdrs sidrne glave upoštevam vrednost 6 mm iz tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. 2008) in izgubo izračunam z izrazom (34) in (35).

$$\varepsilon_{sl} = \frac{6 \text{ mm}}{30400 \text{ mm}} = 0,000197,$$

$$\Delta P_{sl} = 0,000197 \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 30,0 \text{ cm}^2 = 115,2 \text{ kN}.$$

4.4.6.2 Izgube zaradi elastičnega skrčka betona

Izračun izgub zaradi elastičnega skrčka se lotim na enak način kot v X smeri. Za račun napetosti uporabim izraz (28), začetne izgube prednapetja ocenim na 5%. Upoštevam še vpliv lastne teže. Rezultati računa so prikazani v preglednici 15.

Preglednica 15: Račun napetosti v betonu na mestu kabla

x [m]	P [kN]	M_p [kNm]	M_{beton} [kNm]	z_k [cm]	W_p [cm ³]	σ_c^{sp} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	$\sigma_{c,k}$ [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]
0	4016	0,00	0,00	0,0	0,00	-0,23	-0,23	-0,23
2,5	4016	-210,84	187,70	6,0	96111,11	-0,27	-0,19	-0,26
3,8	4016	0,00	177,20	7,0	82380,95	0,08	-0,54	-0,02
6,2	4016	74,30	-31,90	0,0	0,00	-0,16	-0,31	-0,23

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 15

7	4016	285,94	-155,60	-4,5	-128148,15	-0,01	-0,46	-0,33
7,6	4016	295,18	-267,50	-4,5	-128148,15	-0,18	-0,28	-0,25
8,2	4016	290,76	-169,70	-4,5	-128148,15	-0,02	-0,44	-0,33
11,1	4016	-186,74	83,30	6,7	86069,65	-0,41	-0,05	-0,35
11,4	4016	-191,56	87,90	7,0	82380,95	-0,41	-0,05	-0,36
14,2	4016	142,17	-48,30	-2,0	-288333,33	-0,07	-0,39	-0,26
14,6	4016	246,18	-94,70	-4,5	-128148,15	0,03	-0,49	-0,35
15,2	4016	242,57	-178,50	-4,5	-128148,15	-0,12	-0,34	-0,28
15,8	4016	246,18	-94,70	-4,5	-128148,15	0,03	-0,49	-0,35
16,2	4016	142,17	-48,30	-2,0	-288333,33	-0,07	-0,39	-0,26
19	4016	-191,56	87,90	7,0	82380,95	-0,41	-0,05	-0,36
19,3	4016	-186,74	83,30	6,7	86069,65	-0,41	-0,05	-0,35
22,2	4016	290,76	-169,70	-4,5	-128148,15	-0,02	-0,44	-0,33
22,8	4016	295,18	-267,50	-4,5	-128148,15	-0,18	-0,28	-0,25
23,4	4016	285,94	-155,60	-4,5	-128148,15	-0,01	-0,46	-0,33
24,2	4016	74,30	-31,90	0,0	0,00	-0,16	-0,31	-0,23
26,6	4016	-222,49	177,20	7,0	82380,95	-0,31	-0,15	-0,29
27,9	4016	-210,84	187,70	6,0	96111,11	-0,27	-0,19	-0,26
30,4	4016	0,00	0,00	0,0	0,00	-0,23	-0,23	-0,23

Povprečna napetost betona na mestu kablov vzdolž nosilca znaša $\Delta\epsilon_c = -0,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$. Glede na izbrano število kablov velja:

$$j = \frac{(20-1)}{2 \times 20} = 0,475.$$

Izguba zaradi elastičnega skrčka betona je:

$$\Delta P_{el} = 30,0 \text{cm}^2 \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{0,475 \cdot 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 23,6 \text{kN}.$$

4.4.6.3 Izgube zaradi trenja v krivinah

Iz tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. 2008) odčitam koeficiente za račun izgube trenja.

$$k = 0,0044 \frac{\text{rad}}{\text{m}} ; \mu = 0,06 \text{rad}^{-1}$$

Izgube trenja računam na sredini vsakega polja. Izguba sile v kablju na sredini prvega polja so:

$$\theta_1 = y_1'(x = 380 \text{cm}),$$

$$y_1'(x = 380 \text{cm}) = 2 \cdot A_1 \cdot 380 \text{cm} = 0,037 \text{rad},$$

$$\theta_1 = 0,037\text{rad},$$

$$\Delta P\mu(x = 3,8\text{m}) = P_{\max} \left(1 - e^{-0,05\text{rad}^{-1} \left(0,037\text{rad} + \frac{0,007\text{rad}}{\text{m}} \times 3,8\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P\mu(x = 3,8\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,003,$$

$$\Delta P\mu(x = 3,8\text{m}) = 4227,4 \text{ kN} \cdot 0,003 = 12,7\text{kN}.$$

Na sredini drugega polja:

$$\theta = \theta_1 + 3 \cdot \theta_2, \tag{53}$$

$$\theta_2 = y_2'(x = 320\text{cm}),$$

$$y_2'(x = 320\text{cm}) = 2 \cdot A_2 \cdot 320\text{cm} = 0,0717\text{rad},$$

$$\theta = 0,037 + 3 \cdot 0,072 = 0,253,$$

$$\Delta P\mu(x = 11,4\text{m}) = P_{\max} \left(1 - e^{-0,05\text{rad}^{-1} \left(0,253\text{rad} + \frac{0,007\text{rad}}{\text{m}} \times 11,4\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P\mu(x = 11,4\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,017,$$

$$\Delta P\mu(x = 11,4\text{m}) = 4227,4 \text{ kN} \cdot 0,017 = 71,9 \text{ kN}.$$

Na sredini tretjega polja:

$$\theta = \theta_1 + 6 \cdot \theta_2, \tag{54}$$

$$\theta = 0,037 + 6 \cdot 0,072 = 0,469,$$

$$\Delta P\mu(x = 19,0\text{m}) = P_{\max} \left(1 - e^{-0,05\text{rad}^{-1} \left(0,469\text{rad} + \frac{0,007\text{rad}}{\text{m}} \times 19,0\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P\mu(x = 19,0\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,030,$$

$$\Delta P\mu(x = 19,0\text{m}) = 4227,4 \text{ kN} \cdot 0,030 = 126,8\text{kN}.$$

Na sredini zadnjega polja:

$$\theta = \theta_1 + 9 \cdot \theta_2, \tag{55}$$

$$\theta = 0,037 + 9 \cdot 0,072 = 0,685,$$

$$\Delta P\mu(x = 26,7\text{m}) = P_{\max} \left(1 - e^{-0,05\text{rad}^{-1} \left(0,685\text{rad} + \frac{0,007\text{rad}}{\text{m}} \times 26,7\text{m} \right)} \right),$$

$$\Delta P\mu(x = 26,7\text{m}) = P_{\max} \cdot 0,043,$$

$$\Delta P\mu(x = 26,7\text{m}) = 4227,4 \text{ kN} \cdot 0,043 = 181,8 \text{ kN}.$$

4.4.7 Račun nadomestnega vpliva kabla po začetnih izgubah

Za vsak odsek kabla izračunam njegov nadomesten vpliv. Za izgube trenja predpostavim, da so med točkam računa konstantne. Od začetne sile odštejem zgubo zaradi elastičnega skrčka betona, zgubo zaradi zdrsa in izgubo zaradi trenja. Nova nadomestna linijska in točkovna obtežba je prikazana v preglednici (16) in (17) ter na sliki (45):

Preglednica 16: Nadomestni linijski vpliv kabla po začetnih izgubah

odsek	P [kN]	l [m]	a [m]	q_i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
1	4075,9	7,6	0,07	39,5
2	4016,7	6,4	0,115	90,2
3	4016,7	6,4	0,115	90,2
4	3961,8	6,4	0,115	89,0
5	3961,8	6,4	0,115	89,0
6	3906,8	6,4	0,115	87,8
7	3906,8	6,4	0,115	87,8
8	3906,8	7,6	0,07	37,9

Preglednica 17: Sile zaradi nenadne spremembe geometrije kabla po začetnih izgubah prednapetja

N_i	[kN]
N1	222,1
N2	284,8
N3	284,8
N4	284,8

Nadomesten vpliv izračunan zaradi izmeničnega napenjanja na vsakem koncu je prikazan na preglednici 18.

Preglednica 18: Nadomesten vpliv zaradi izmeničnega napenjanja

odsek	\bar{q}_i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
1	38,7
2	89,0
3	89,0
4	89,0

4.4.8 Časovno odvisne izgube prednapetja

Postopek je enak kot v sem ga prikazal na nadomestnem nosilcu v smeri X.

Za obravnavan primer so številčne vrednosti posameznih členov v enačbi (41) sledeče:

$$\rho_{1000} = 2,5\%,$$

$$t = 500.000 \text{ ur},$$

Za določitev lezenja in krčenja betona predpostavim, da je starost betona ob napenjanju 28 dni.

$$A_c = 865\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 17300\text{cm}^2,$$

$$I_c = \frac{865\text{cm} \cdot (20\text{cm})^3}{12} = 576666,7\text{cm}^4,$$

$$A_p = 30,0\text{cm}^2,$$

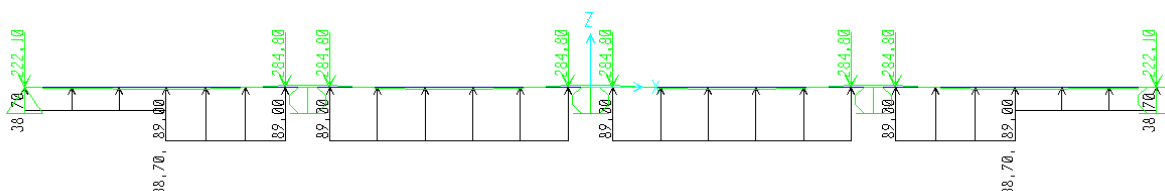
Odčitek koeficienta trenja je:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,1.$$

Deformacija krčenja je izračunana po enakem postopku kot pri nadomestnem nosilcu v X smeri (glej poglavje 4.3.7) in je:

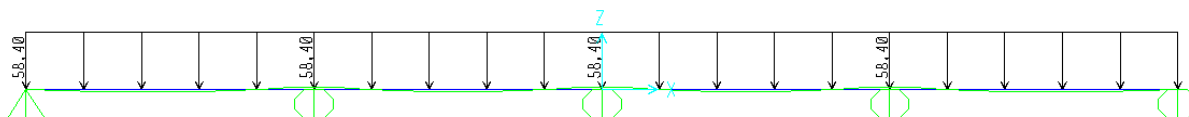
$$\varepsilon_{cs} = 0,00034.$$

Napetosti v betonu na mestu kablov $\sigma_{c,QP}$ v navidezno stalni kombinaciji določim s pomočjo modela nosilca v programu SAP 2000.

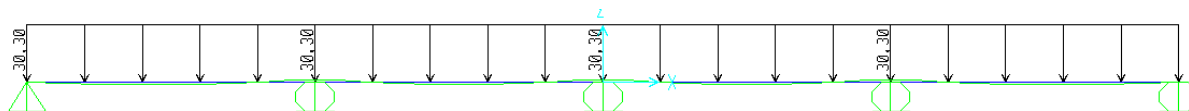


Slika 45: Nadomestni vpliv kabla po izvršenih začetnih izgubah prednapetja (enote linijskega vpliva

so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$, točkovnega pa v kN)

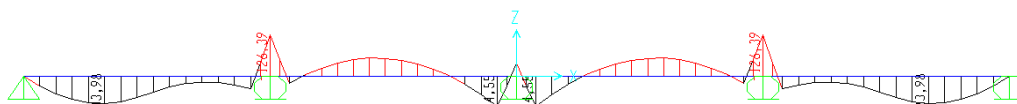


Slika 46: Stalna obtežba (enote vpliva so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)



Slika 47: Koristna obtežba (enote vpliva so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

Vplive, prikazane na sliki (45), (46) in (47), med seboj kombiniram skladno z navidezno stalno kombinacijo. Pripadajoče upogibne obremenitve vzdolž nosilca prikazujem na sliki (48).



Slika 48: Upogibni momenti za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile (enote so v kNm)

Napetosti v betonu na mestu kablov izračunam s pomočjo programa Excel. Napetosti v betonu izračunam s pomočjo izraza (28).

Preglednica 19: Napetosti v betonu na mestu kablov za navidezno stalno kombinacijo vplivov z upoštevanjem začetnih izgub napenjalne sile

x [m]	M_{NSK} [kNm]	M_P [kNm]	$P(x)$ [kN]	$z(x)$ [cm]	$\sigma_{c,QP}(x)$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right]$	$\Delta P_{c+s+r}(x)$ [kN]
3,8	276,5	-220,2	4075,9	7	-0,17	549,0
11,4	137,2	-188,3	4016,7	7	-0,29	582,3
19	137,2	-188,3	3961,8	7	-0,29	571,3
26,7	276,5	-220,2	3906,8	7	-0,16	515,1

4.4.9 Račun nadomestnega vpliva v končnem času

Pri računu sledim korakom kot v poglavju 4.4.5. Začetnim izgubam dodam vrednosti časovno odvisnih izgub iz preglednice 19. Rezultati so prikazani v preglednici 20 za linijsko in v preglednici 21 za točkovno nadomestno obtežbo.

Preglednica 20: Nadomestni vpliv prednapetja na različnih odsekih vzdolž nosilca po izvršitvi vseh izgub

odsek	$\bar{q}_{1,\infty}$
1	34,2
2	77,1

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 20

3	78,6
4	76,2
5	76,2
6	76,2
7	76,2
8	32,9

Preglednica 21: Sile zaradi geometrijske nezveznosti v končnem času

N_i	[kN]
N1	192,4
N2	245,3
N3	247,7
N4	243,7

4.4.10 Razporeditev in detajliranje sidrišč

V nadomestnem nosilcu je predvidenih 20 kablov na širni 8,65 metra. Izberem, da bom po štiri kable združil v isto sidrišče in ta sidrišča postavil kar se da blizu.

Iz evropskega tehničnega soglasja (European technical approval ETA-10/0308. (2008)) je določena minimalna medosna razdaljo sosednjih sidrišč na isti vodoravnici z 29 cm. Navpična razdalja med robom betona in središčem sidrišča mora biti enaka ali večja od 8,5cm.

Vgradimo 5 sidrišč na razdalji 1,5 metra.

V okolici sidrišč namestimo še mehko armaturo, da preprečimo lokalno odpoved betona. Sledim navodilom iz tehničnega soglasja in namestim štiri pravokotne zanke dimenzij 18 / 13 cm z zamikom 50mm.

Premer armature zank je 10mm. Namestim še spiralo zunanega premera 10 cm dolžine 12 cm s premerom jekla 10mm. Namestitev zank in spirale ponazarjaja slika 49:



Slika 49: Detail dvojnega sidrišča (European technical approval ETA-10/0308, stran 26)

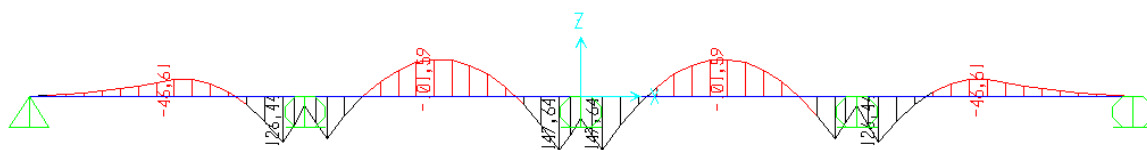
4.4.11 Kontrole

4.4.11.1 Kontrole napetosti po napanjanju v betonu in kabljih

Največja dovoljena napetost v betonu po vnosu sile prednapetja določa standard SIST EN 1992-1-1:2005 v točki 5.10.2.2(5). V računu upoštevam le vplive lastne teže betona ter izgube sile prednapetja zaradi zdrsa, elastičnega skrčka in trenja. Lastno težo na nadomestnega nosilca ocenim z izrazom (46):

$$q_{l.t.} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 8,65\text{m} \cdot 0,2\text{m} = 43,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Napetosti v betonu izračunam s pomočjo izraza (28). Rezultate izračuna prikazujem v preglednici 22.



Slika 50: Upogibni momenti zaradi vpliva lastne teže nosilca in prednapetja (enote so v kNm)

Preglednica 22: Napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu plošče po vnosu prednapetja na beton

x[m]	M_{beton} [kNm]	M_p [kNm]	$P_m(x)$ [kN]	σ_c^{sp} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$]
0	0	0	4075,9	-0,24	-0,2356
2,5	187,7	-208,9	4075,9	-0,27	-0,19884
3,8	177,2	-220,2	4075,9	-0,31	-0,16103
6,2	-31,9	73,3	4016,7	-0,16	-0,30397
7	-155,6	282	4016,7	-0,01	-0,45137
7,6	-267,5	291,1	4016,7	-0,19	-0,2731
8,2	-169,7	286,9	4016,7	-0,03	-0,43542
11,1	83,3	-183,9	4016,7	-0,41	-0,05773
11,4	87,9	-188,3	4016,7	-0,41	-0,05808
14,2	-48,3	140	3961,8	-0,07	-0,38802
14,6	-94,7	242,4	3961,8	0,03	-0,48513
15,2	-178,5	238,2	3961,8	-0,13	-0,33253
15,8	-94,7	242,4	3961,8	0,03	-0,48513
16,2	-48,3	140	3961,8	-0,07	-0,38802
19	87,9	-188,3	3961,8	-0,40	-0,0549
19,3	83,3	-183,9	3906,8	-0,40	-0,05138
22,2	-169,7	286,9	3906,8	-0,02	-0,42906
22,8	-267,5	291,1	3906,8	-0,18	-0,26675
23,4	-155,6	282	3906,8	-0,01	-0,44502

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 22

24,2	-31,9	73,3	3906,8	-0,15	-0,29762
26,6	177,2	-220,2	3906,8	-0,30	-0,15126
27,9	187,7	-208,9	3906,8	-0,26	-0,18906
30,4	0	0	3906,8	-0,23	-0,22583

$$|\sigma_c^i| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_c^i \leq f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Napetosti v kritičnih prerezih ne presežejo v standardu določenih omejitev.

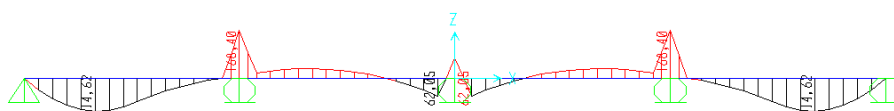
Preverim še napetost v kabljih po napejanju pred vnosom sile na beton. Upoštevam izgube zaradi zdrsa v sidrne glavi in elastičnega skrčka. Največja napetost v kabljih ne sme preseči $\sigma_{pm,0}$ (glej SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 5.10.3).

$$\sigma_{pm,0} \leq \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0.1k}\} = 139,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_{pm,max} = \frac{4227,4\text{kN} - 115,2\text{kN} - 23,6\text{kN}}{30,0\text{cm}^2} = 136,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{pm,0}.$$

4.4.11.2 Kontrola napetost v betonu v končnem času

Tlačna napetost v betonu v končnem času (glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 3.1.4(4)) je zaradi upoštevanja linearne teorije lezenja betona omejena kot določa izraz (46). Na sliki (51) prikazujem potek upogibnih momentov vzdolž nadomestnega nosilca v smeri osi Y v končnem času za navidezno stalno kombinacijo vplivov. V preglednici 23 podajam rezultate računa napetosti v betonu na zgornjem in spodnjem robu nadomestnega nosilca.



Slika 51: Upogibni moment za navidezno stalno kombinacijo vplivov po izvršitvi vseh izgub prednapetja (enote so v kNm)

Preglednica 23: Napetosti na robu betona za navidezno stalno kombinacijo v končnem času

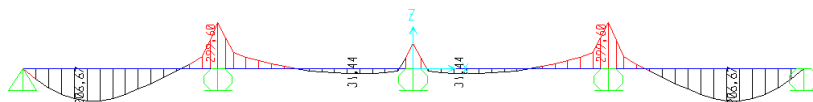
x[m]	M_{NSK} [kNm]	M_P [kNm]	$P_{m,\infty}(x)$ [kN]	σ_c^{sp} [$\frac{kN}{cm^2}$]	σ_c^{zg} [$\frac{kN}{cm^2}$]
0	0	0	3526,89	-0,20	-0,20
2,5	292,9	-178,3	3526,89	-0,01	-0,40
3,8	276,5	-187,7	3526,89	-0,05	-0,36
6,2	-49,7	63,6	3434,70	-0,17	-0,22
7	-242,8	242,2	3434,70	-0,20	-0,20
7,6	-417,5	249,1	3434,70	-0,49	0,09
8,2	-264,8	245,5	3434,70	-0,23	-0,17
11,1	129,9	-158,8	3434,70	-0,25	-0,15
11,4	137,2	-162,7	3434,70	-0,24	-0,15
14,2	-75,4	121,3	3390,48	-0,12	-0,28
14,6	-147,8	209,9	3390,48	-0,09	-0,30
15,2	-278,6	206,1	3390,48	-0,32	-0,07
15,8	-147,8	209,9	3390,48	-0,09	-0,30
16,2	-75,4	121,3	3390,48	-0,12	-0,28
19	137,2	-162,7	3390,48	-0,24	-0,15
19,3	129,9	-158,8	3391,65	-0,25	-0,15
22,2	-264,8	245,5	3391,65	-0,23	-0,16
22,8	-417,5	249,1	3391,65	-0,49	0,10
23,4	-242,8	242,2	3391,65	-0,20	-0,20
24,2	-49,7	63,6	3391,65	-0,17	-0,22
26,6	276,5	-187,7	3391,65	-0,04	-0,35
27,9	292,9	-178,3	3391,65	0,00	-0,39
30,4	0	0	3391,65	-0,20	-0,20

$$|\sigma_c^i| \leq 0,45 \cdot 3,0 \frac{kN}{cm^2} = 1,35 \frac{kN}{cm^2}$$

Ugotovim, da tlačne napetosti v betonu niso večje od mejne vrednosti, tako da je v analizi dopustna uporaba linearne teorije lezenja betona.

4.4.11.3 Kontrola širine razpok v betonu

Ravnam se po točki 7.3.2 (4) iz standarda SIST EN 1992-1-1. Ta ne zahteva minimalne armature za omejitev razpok v primeru, če natezna napetost betona ne prekorači učinkovite srednje natezne trdnosti v karakteristični kombinaciji vplivov z vsemi upoštevanimi izgubami. Napetosti v izbranih prerezih so izračunane v preglednici (24), momente za karakteristično kombinacijo obtežbe pa je prikazan na sliki (52):



Slika 52: Upogibni moment v karakteristični kombinaciji z vsemi upoštevanimi izgubami sile prednapetja (enote so v kNm)

Preglednica 24: Napetosti na robovih nadomestnega nosilca za karakteristično kombinacijo v končnem času

x[m]	M_{KARA} [kNm]	M_P [kNm]	$P_{m,\infty}(x)$ [kN]	σ_c^{sp} $\left[\frac{kN}{cm^2}\right]$	σ_c^{zg} $\left[\frac{kN}{cm^2}\right]$
0	0	0	3526,89	-0,20	-0,20
2,5	385	-178,3	3526,89	0,15	-0,56
3,8	363,4	-187,7	3526,89	0,10	-0,51
6,2	-65,3	63,6	3434,7	-0,20	-0,20
7	-319,1	242,2	3434,7	-0,33	-0,07
7,6	-548,7	249,1	3434,7	-0,72	0,32
8,2	-348	245,5	3434,7	-0,38	-0,02
11,1	170,7	-158,8	3434,7	-0,18	-0,22
11,4	180,3	-162,7	3434,7	-0,17	-0,23
14,2	-99,1	121,3	3390,48	-0,16	-0,23
14,6	-194,3	209,9	3390,48	-0,17	-0,22
15,2	-366,2	206,1	3390,48	-0,47	0,08
15,8	-194,3	209,9	3390,48	-0,17	-0,22
16,2	-99,1	121,3	3390,48	-0,16	-0,23
19	180,3	-162,7	3390,48	-0,17	-0,23
19,3	170,7	-158,8	3391,65	-0,18	-0,22
22,2	-348	245,5	3391,65	-0,37	-0,02
22,8	-548,7	249,1	3391,65	-0,72	0,32
23,4	-319,1	242,2	3391,65	-0,33	-0,06
24,2	-65,3	63,6	3391,65	-0,20	-0,19
26,6	363,4	-187,7	3391,65	0,11	-0,50
27,9	385	-178,3	3391,65	0,16	-0,55
30,4	0	0	3391,65	-0,20	-0,20

$$\sigma_c^{zg} > f_{ctm} = 0,29 \frac{kN}{cm^2}.$$

Vstaviti moramo armaturo proti razpokam. Minimalno armaturo določim z izrazom (1). Vrednost členov izraza (1) so:

$$\sigma_c = \frac{3391,7kN}{865cm \times 20cm} = 0,20 \frac{kN}{cm^2},$$

$$k_1 = 1,5,$$

$$f_{ct,eff} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5 \times (20\text{cm}/20\text{cm}) \times 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right] = 0,22 \leq 1,$$

$$k = 1,0,$$

$$\sigma_s = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$h_{ct} = \frac{0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \times 20\text{cm} = 5,9\text{cm},$$

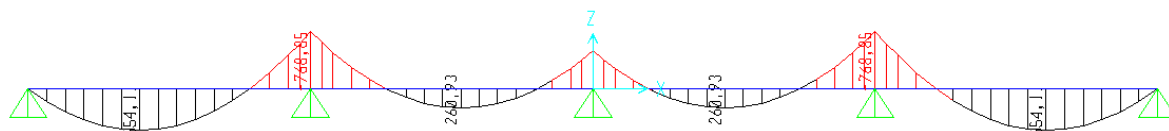
$$A_{ct} = 5,9\text{cm} \times 865\text{cm} = 5103,5\text{cm}^2.$$

Najmanjša potrebna armatura proti razpokam je:

$$A_{s,min} = \frac{0,22 \times 1,0 \times 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 5103,5\text{cm}^2}{50,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,5\text{cm}^2.$$

Kot sem že omenil, je obravnavana konstrukcija uvrščena v razred izpostavljenosti XC1. Skladno s preglednico 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005 moram za prednapete betonske elemente z nepovezanimi kablji zagotoviti, da je pri navidezno stalni kombinaciji vplivov največja računsko širina razpok manjša od 0,4 mm. Iz rezultatov v preglednici 23 ugotovim, da napetosti v betonu pri navidezno stalni kombinaciji vplivov v končnem času, po izvršitvi vseh izgub prednapetja, niso večje od povprečne natezne trdnosti betona, kar pomeni, da se v nosilcu ne pojavijo razpoke.

4.4.11.4 Upogibna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti



Slika 53: Upogibni momenti v mejnem stanju nosilnosti brez vpliva prednapetja (enote so v kNm)

Najprej preverim potrebo po armaturi v mejnem stanju nosilnosti nad prvo notranjo podporo. Sila prednapetja v prerezu je po vseh upoštevanih izgubah:

$$P_{m,\infty} = 3390,5 \text{ kN}.$$

Sledi povečanje napetosti v kablju pri prehodu iz končnega stanja v mejno stanje nosilnosti (glej 5.10.8(2) v standardu SIST EN 1992-1-1:2005):

$$P_{m,MSN} = P_{m,\infty} + \Delta\sigma_{p,ULS} \cdot A_p = 3390,5 \text{ kN} + 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 3000 \text{ mm}^2 = 3690,5 \text{ kN}.$$

Skupna upogibna obremenitev v prečnem prerezu ob podpori v mejnih stanjih nosilnosti torej je:

$$M_{MSN} = 76885 \text{ kNcm} - 24909 \text{ kNcm} = 51976 \text{ kNm}.$$

Potrebno količino mehke armature izračunam s pomočjo preglednice za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev iz proročnika prof. Rogača in soavtorjev (Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. (2005)). Vrednost koeficienta statične višine k_d je:

$$f_{cd} = \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$b = 865 \text{ cm},$$

$$d = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1,2 \text{ cm} - \frac{1,2}{2} \text{ cm} = 15,2 \text{ cm},$$

$$z_s = 10 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1,2 \text{ cm} - \frac{1,2}{2} \text{ cm} = 5,2 \text{ cm},$$

$$k_d = \frac{51976 \text{ kNm} - (-3690,5 \text{ kN}) \cdot 5,2 \text{ cm}}{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 865 \text{ cm} \cdot (15,2 \text{ cm})^2} = 0,178.$$

Glede na vrednost k_d določim mejno deformacijsko ravnino v prečnem prerezu. Deformacija natezne armature je 10,0%, največja tlačna deformacija v betonu pa -3,5%.

$$k_d = 0,178 \rightarrow k_s = 1,121.$$

Potrebno količino mehke armature izračunam s pomočjo izraza (49):

$$A_s = 1,121 \cdot \frac{51976 \text{ kNm} - (-3690,5 \text{ kN}) \cdot 5,2 \text{ cm}}{15,2 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{3690,5 \text{ kN}}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 35,8 \text{ cm}^2.$$

Preverim še potrebno armaturo v prvem polju.

$$P_{m,MSN} = 3862,9 \text{ kN},$$

$$M_{MSN} = 36497 \text{ kNcm},$$

$$k_d = \frac{36497 \text{ kNcm} - (-3862,9 \text{ kN}) \cdot 5,2 \text{ cm}}{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 865 \text{ cm} \cdot (15,2 \text{ cm})^2} = 0,142.$$

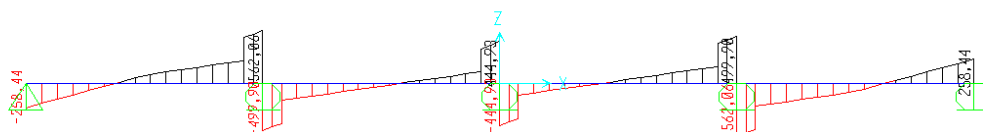
Izbran k_d za deformacijo jekla 10% in betona -3,0%:

$$k_d = 0,163 \rightarrow k_s = 1,103.$$

$$A_s = 1,103 \cdot \frac{36497 \text{ kNcm} - (-3862,9 \text{ kN}) \cdot 5,2 \text{ cm}}{15,2 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{3690,5 \text{ kN}}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 9,6 \text{ cm}^2.$$

4.4.11.5 Strižna obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti

Za račun odpornosti proti strigu uporabim isto kombinacijo kot pri računu upogiba v MSN, v kombinacijo še vstavim nadomestni vpliv kabla. Dobljeno prečno silo prikazuje spodnja slika (54).



Slika 54: Prečna sila v mejnem stanju nosilnosti z upoštevanimi izgubami prednapetja (enote so v kN)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{152 \text{ mm}}} = 2,15 \leq 2,0,$$

$$\rho_1 = \frac{35,8 \text{ cm}^2}{865 \text{ cm} \cdot 15,2 \text{ cm}} = 0,003,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{3690500 \text{ N}}{8650 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 2,13,$$

$$0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 4 \text{ MPa},$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 30 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 2,13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \cdot 8650 \text{ mm} \cdot 152 \text{ mm} = 1076,5 \text{ kN},$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot (2)^{3/2} \cdot (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,54,$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,54 + 0,15 \cdot \frac{3690500 \text{ N}}{8650 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \right) \cdot 8650 \text{ mm} \cdot 152 \text{ mm} = 1130,7 \text{ kN}.$$

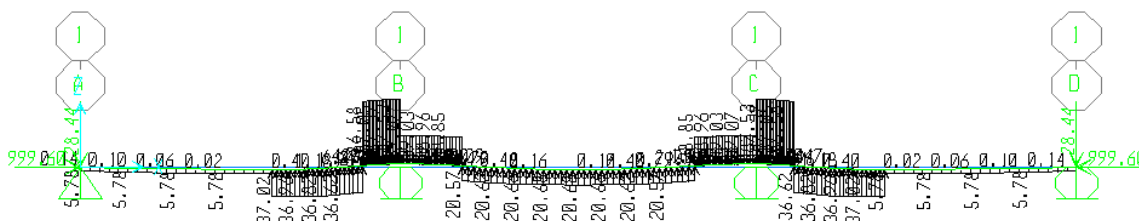
V tem primeru je prečna sila manjša od $V_{Rd,c}$. V skladu s točko 6.2.1 (3) in (4) v standardu SIST EN 1992-1-1 nam ni treba vgraditi strižne armature.

4.7 Primerjava nadomestnih obtežb s programom SAP 2000

Za oceno pravilnosti mojih izračunov nadomestnih obtežb prednapetja, sem v program SAP 2000 vstavil kable iste geometrije kot so podani v poglavju 4.3.3 in 4.4.3. Kable sem napel z silo 1000 kN.

V programu sem vsem izgubam prednapetja dodelil vrednost 0 kN. Vrednosti nadomestnega vpliva, ki so izračunane s programom SAP 2000, primerjam z vrednostmi nadomestnega vpliva izračunane v preglednici 4, za nadomestni nosilec v X smeri ter preglednici 12 in 13, za nadomestni nosilec v Y smeri.

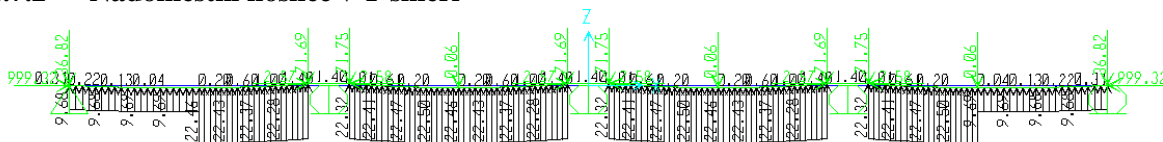
4.7.1 Nadomestni nosilec v X smeri



Slika 55: Nadomestni vpliv kabla izračunan s programom SAP 2000 za nadomestni nosilec v X smeri

z silo prednapetja 1000 kN (enote so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

4.7.2 Nadomestni nosilec v Y smeri



Slika 56: Nadomestni vpliv kabla izračunan s programom SAP 2000 za nadomestni nosilec v Y smeri

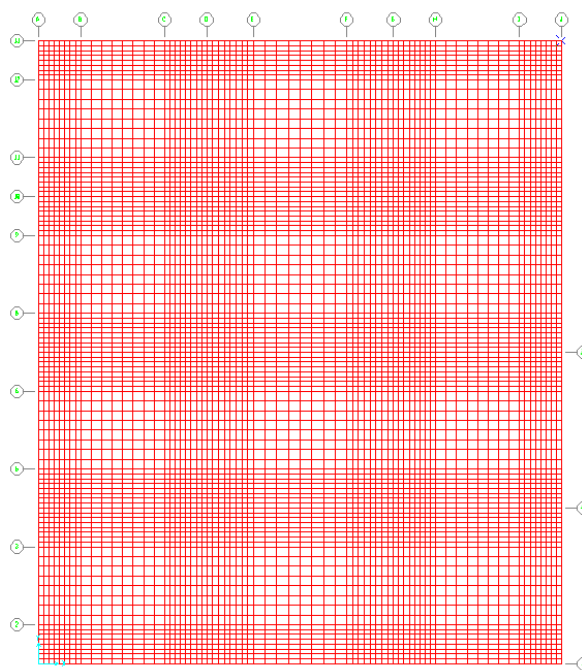
z silo prednapetja 1000 kN (enote so v $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

5 ANALIZA PREDNAPETE (PONAPETE) PLOŠČE Z METODO KONČNIH ELEMENTOV

Ploščo, ki sem jo v poglavju 4.3 in 4.4 analiziral po metodi nadomestnih nosilcev, v tem poglavju analiziram z metodo končnih elementov. Za analizo uporabim računalniški program SAP2000. Pri pripravi modela za analizo z metodo končnih elementov, upoštevam enake materialne karakteristike, kot v poglavjih 4.3. in 4.4. Prav tako ostane enaka geometrija prednapetih kablov. Edina sprememba je v podporah. Stebre, dimenzij 50/50 cm in višine 3,0 metra, ki nosijo ploščo, modeliram z linijskimi končnimi elementi.

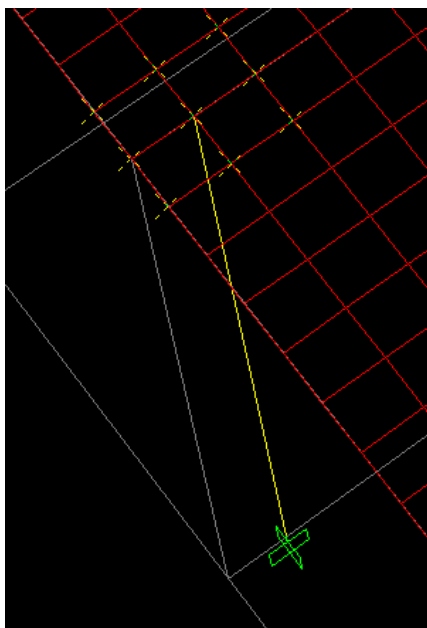
5.1 Priprava modela za analizo

V programu SAP 2000 izdelam model za ploščo dane geometrije iz prejšnjih poglavij. Podprem jo s stebri dimenzij 50/50cm in višine 3,0 metra. Na mestih vpetja stebrov v ploščo zgostim mrežo končnih elementov, tako da so stranice končnih elementov dolge 25 cm. Uporabljeni končni elementi so lupinasti (tipa »shell-thick«). Mreža končnih elementov v ravnini plošče je prikazana na sliki 57.



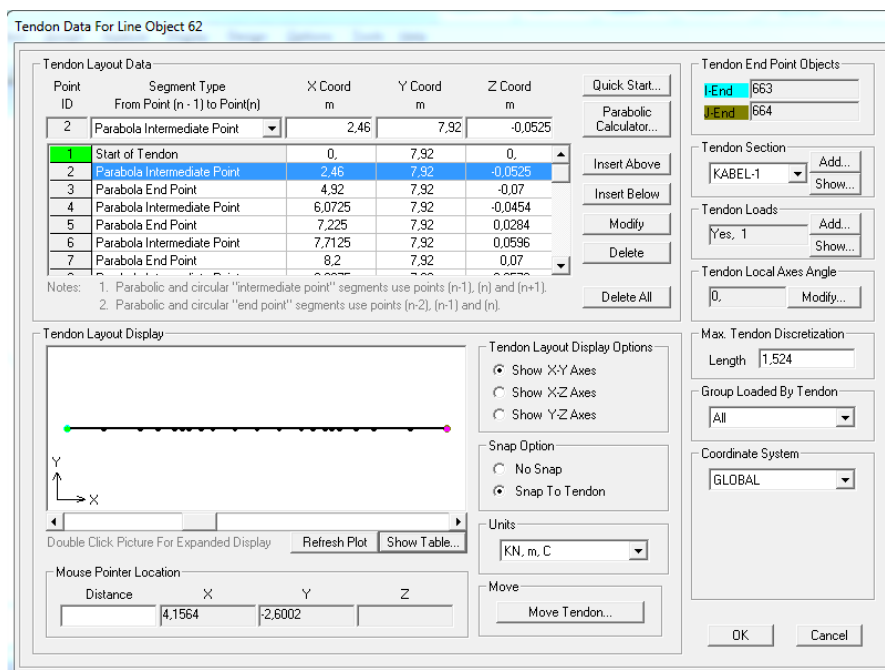
Slika 57: Mreža končnih elementov v tlorisu plošče

Za kvadrat, ki je sestavljen iz štirih končnih elementov, ki ležijo nad stebrom, določim, naj se obnaša kot toga plošča. To naredim tako, da prostostne stopnje vozlišč nad stebrom povežem s primerno kinematično vezjo (uporabim vez tipa »plate«), izbiro končnih elementov nad stebrom prikazuje slika 58.



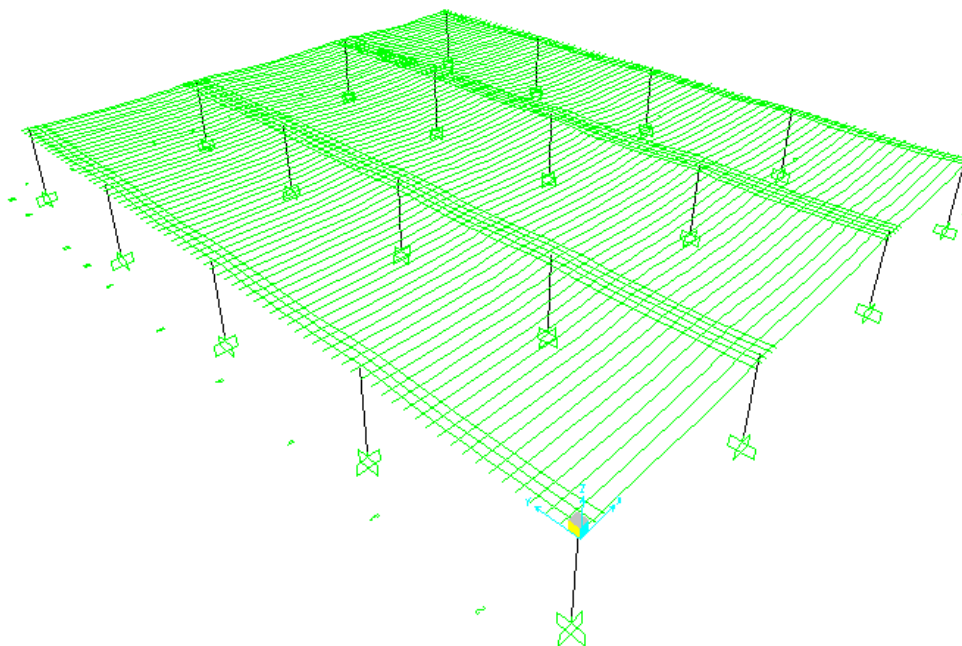
Slika 58: Vstavitev toge plošče nad stebri

V ploščo vstavim kable s takšno geometrijo, kot je opisana v poglavjih, kjer analiziram ploščo po metodi nadomestnih nosilcev (za smer X glej poglavje 4.3.3, za smer Y glej poglavje 4.4.3). Za modeliranje kablov uporabim posebne linijske končne elemente za kable (tip »tendon«). Geometrija kabla se v programu SAP2000 določi s pomočjo pomožnega okna, kjer se poda kabl odsek po odseku (glej sliko 59). Pozicijo vseh vstavljenih kablov v plošči prikazujem na sliki 60.



Slika 59: Primer podanega porazdeljenega kabla v programu SAP 2000 X smer

Kable v smeri X vodim porazdeljeno, kot je opisano v poglavju 4.3. V smeri Y pa kable vodim po grupah, to pomeni, da en končni element za kabel predstavlja gručo štirih kablov. Le v dveh primerih en končni element za kabel predstavlja grupo dveh kablov. Nad notranjo linijo stebrov imam štiri grupe kablov, na robu pa tri (tu je srednja grupa iz dveh kablov).



Slika 60: Model plošče v programu SAP2000 ,z zeleno je obarvana prednapeta armatura

Začetno napenjalno v kablji za X in Y smer smo že določili na poenostavljenih linijskih modelih v 4 poglavju. Sila v posameznem kablju v X smeri je:

$$P_{m,\max} = \frac{3791,3 \text{ kN}}{18} = 210,6 \text{ kN}.$$

Kable v X smeri razporedim enakomerno, z medsebojnim razmikom 42 cm (glej poglavje 4.3.9). Za kable v Y smeri sem v poglavju 4.4.10 določil, da po štiri (ali po dva) kable združim v isto sidrišče in da jih pomaknem skupaj kolikor mi to omogoča tehnično soglasje. Sila v posamezni grupi štirih kablov je:

$$P_{m,\max} = \frac{4227,4 \text{ kN}}{20} \cdot 4 = 845,5 \text{ kN}.$$

V grupi dveh kablov je napenjalna sila:

$$P_{m,\max} = \frac{4227,4 \text{ kN}}{20} \cdot 2 = 422,7 \text{ kN}.$$

V programu podam še parametre za izračun izgub prednapetja. Za račun izgub zaradi zdrs v sidrni glavi in zaradi trenja uporabim iste vrednosti pripadajočih koeficientov, kot v prejšnjih poglavjih (za zdrs v sidrni glavi glej poglavje 4.3.6.1, za koeficiente trenja glej poglavje 4.3.6.3).

Za račun izgub napetosti v kabljih zaradi elastičnega skrčka betona v X smeri si pomagamo z izrazom (56).

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p. \quad (56)$$

Členi v izrazu (56) so:

l dolžina plošče v X oziroma Y smeri,

E_p elastični modul kabla (glej poglavje 4.1.3),

Δl skrček betona zaradi vnosa prednapetja izračunam z izrazom (57).

$$\Delta l = \frac{(P_{m,max} \cdot 0,95) \cdot l}{E_{cm} \cdot b \cdot h}. \quad (57)$$

Kjer so členi v izrazu (57):

$P_{m,max}$ začetna napenjalna sila v nadomestnem nosilcu (določena v poglavju 4.3.5 za X smer oziroma v poglavju 4.4.5 za Y smer), ki ji predpostavim 5% izgube začetnega prednapetja,

E_{cm} elastični modul betona (glej poglavje 4.1.2),

b širina prereza nadomestnega nosilca (v X/Y smeri),

h debelina plošče.

Izguba napetosti v kabljih zaradi elastičnega skrčka v X smeri je tako:

$$\Delta l = \frac{(3791,3 \text{ kN} \cdot 0,95) \cdot 25,5 \text{ m}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10^4 \cdot 7,6 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m}} = 0,00183 \text{ m}, \quad \Delta\sigma_{el} = \frac{0,00183 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10^4 = 14001 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Izguba napetosti v kabljih zaradi elastičnega skrčka v Y smeri je tako:

$$\Delta l = \frac{(4227,4 \text{ kN} \cdot 0,95) \cdot 30,4 \text{ m}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10^4 \cdot 8,65 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m}} = 0,00214 \text{ m},$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{0,00214 \text{ m}}{30,4 \text{ m}} \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10^4 = 13717 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Izgubo zaradi relaksacije jekla v X smeri določim tako, da povprečim vrednosti izgub zaradi relaksacije jekla, ki sem jih izračunal po nadomestnem nosilcu v X smeri. Dobim:

$$\Delta\sigma_r = 125217 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Izgubo zaradi relaksacije jekla v Y smeri določim tako, da povprečim vrednosti izgub zaradi relaksacije jekla, ki sem jih izračunal po nadomestnem nosilcu v Y smeri. Dobim:

$$\Delta\sigma_r = 128526 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Za izračun izgub zaradi krčenja betona uporabim izraz:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_p. \quad (58)$$

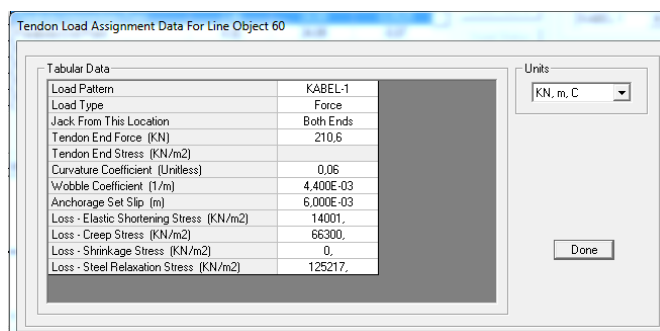
kjer je:

ε_{cs} deformacija zaradi krčenja (glej poglavje 4.3.7 izraz (43)).

Izguba napetosti v kablh zaradi krčenja betona, ki je enaka za X in Y smer, je:

$$\Delta\sigma_s = 0,00034 \cdot 19500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10^4 = 66300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Podajanje vrednosti začetne napenjalne sile in parametrov za izračun izgub za kabel v X smeri prikazuje slika 61. Podajanje vrednosti začetne napenjalne sile in parametrov za izračun izgub za gručo štirih kablov v Y smeri prikazuje slika 62.

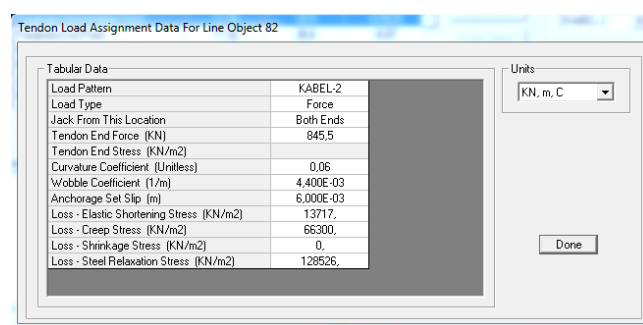


Tabular Data	
Load Pattern	KABEL-1
Load Type	Force
Jack From This Location	Both Ends
Tendon End Force (kN)	210,6
Tendon End Stress (kN/m ²)	
Curvature Coefficient (Unitless)	0,06
Wobble Coefficient (1/m)	4,400E-03
Anchorage Set Slip (m)	6,000E-03
Loss - Elastic Shortening Stress (kN/m ²)	14001,
Loss - Creep Stress (kN/m ²)	66300,
Loss - Shrinkage Stress (kN/m ²)	0,
Loss - Steel Relaxation Stress (kN/m ²)	125217,

Units: KN, m, C

Done

Slika 61: Podatki za kabel v X smeri



Tabular Data	
Load Pattern	KABEL-2
Load Type	Force
Jack From This Location	Both Ends
Tendon End Force (kN)	845,5
Tendon End Stress (kN/m ²)	
Curvature Coefficient (Unitless)	0,06
Wobble Coefficient (1/m)	4,400E-03
Anchorage Set Slip (m)	6,000E-03
Loss - Elastic Shortening Stress (kN/m ²)	13717,
Loss - Creep Stress (kN/m ²)	66300,
Loss - Shrinkage Stress (kN/m ²)	0,
Loss - Steel Relaxation Stress (kN/m ²)	128526,

Units: KN, m, C

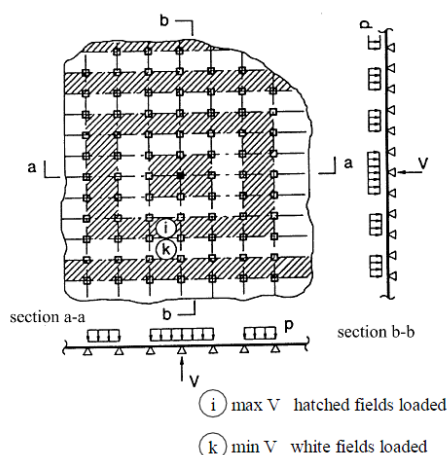
Done

Slika 62: Podatkov za gručo štirih kablov v Y smeri

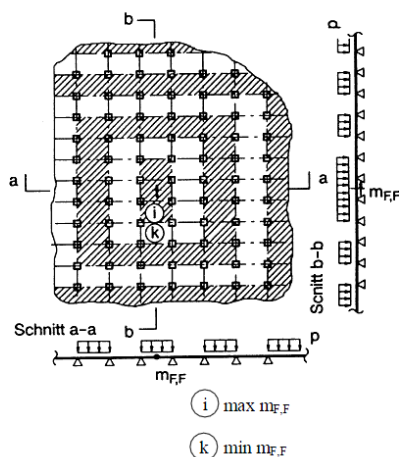
5.2 Obtežni primeri

Vrednost stalne obtežbe in lastne teže je določena v poglavju 4.2.1, vrednost koristne obtežbe pa v poglavju 4.2.2. Za koristen vpliv sem naredil ovojnico iz 44 obtežnih primerov, ki sem jih pripravil

glede na priporočilo iz zapiskov predavanj Kai-Uwe Bletzingerja (šolsko leto 2000/2001), ki jih ponazarja sliki 63 in 64.

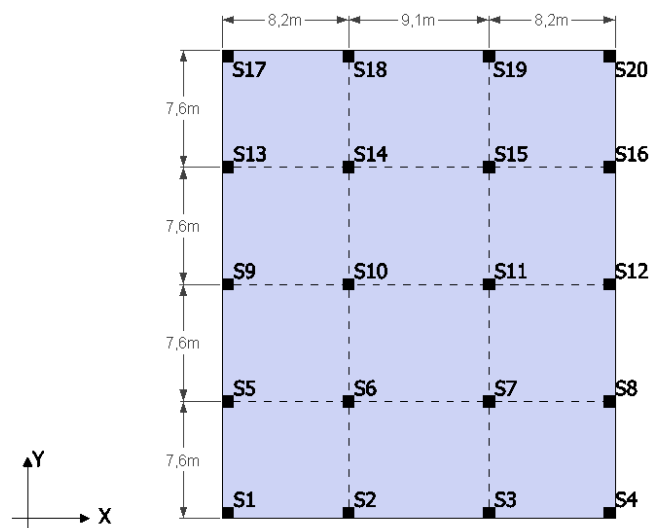


Slika 63: Primer obtežbe polj za maksimalno reakcijo stebra in upogibni moment nad stebrom (Bletzinger K. 2000/2001. Winter Semester. Theory of Plates Part1: Plane stress / Plane Strain. München, Technische Universität München: str. 64)



Slika 64: Primer obtežbe polj za maksimalne upogibni moment (Bletzinger K. 2000/2001. Winter Semester. Theory of Plates Part1: Plane stress / Plane Strain. München, Technische Universität München: str. 66)

Obtežne primere razdelim v dve skupini. Prva skupina 20 obtežnih primerov povzroči maksimalne negativne momente nad stebri. Katera polja moram obtežiti, da dobim maksimalne stebre nad posameznim stebrom (za oznako stebrov glej sliko 63), je prikazano v preglednici 25. Če bi, na primer, hotel največje negativne momente nad stebrom S10, obtežim polja 4,5,7,8 (za oznako polj glej sliko 64). V program vstavim še 24 obtežnih primerov, ki bodo povzročili maksimalne pozitivne momente na sredini posameznega polja v smereh X in Y. Katera polja moram obremeniti, prikazujeta preglednici 26 in 27.

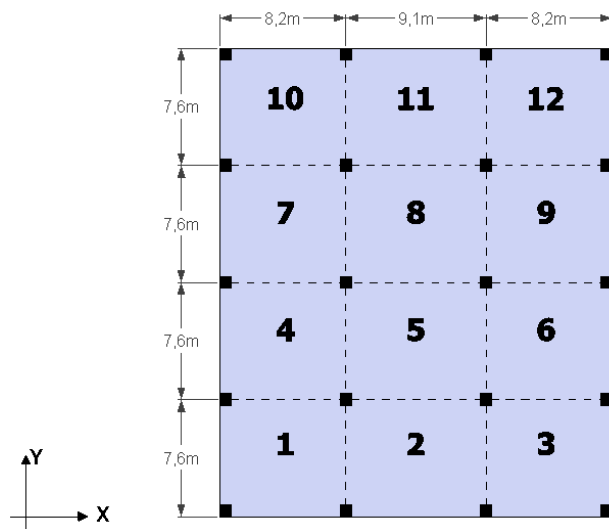


Slika 65: Oznake stebrov

Preglednica 25: Obtežba polj za največji moment nad stebrom

OBTEŽENO POLJE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	STEBER											
S1	•		•			•	•	•	•			
S2	•	•					•	•	•			
S3		•	•				•	•	•			
S4	•		•	•			•	•	•			
S5	•		•	•		•			•	•	•	•
S6	•	•		•	•					•	•	•
S7		•	•		•	•				•	•	•
S8	•		•	•		•	•			•	•	•
S9			•	•		•	•		•			•
S10				•	•		•	•				
S11					•	•		•	•			
S12	•			•		•	•		•	•		
S13	•	•	•					•	•		•	•
S14	•	•	•				•	•		•	•	
S15	•	•	•					•	•		•	•
S16	•	•	•	•			•		•	•		•
S17				•	•	•			•	•		•
S18				•	•	•				•	•	
S19				•	•	•					•	•
S20				•	•	•	•			•		•

V program vstavim še 24 obtežnih primerov, ki bodo povzročili maksimalne pozitivne momente na sredini posameznega polja v smereh X in Y. Katera polja moram obremeniti, da dobim maksimalne momente v X ali Y smeri na sredini posameznega polja prikazujeta preglednici 26 in 27.



Slika 66: Oznaka polj

Preglednica 26: Obtežba polj za maksimalen moment m_{xx} v polju

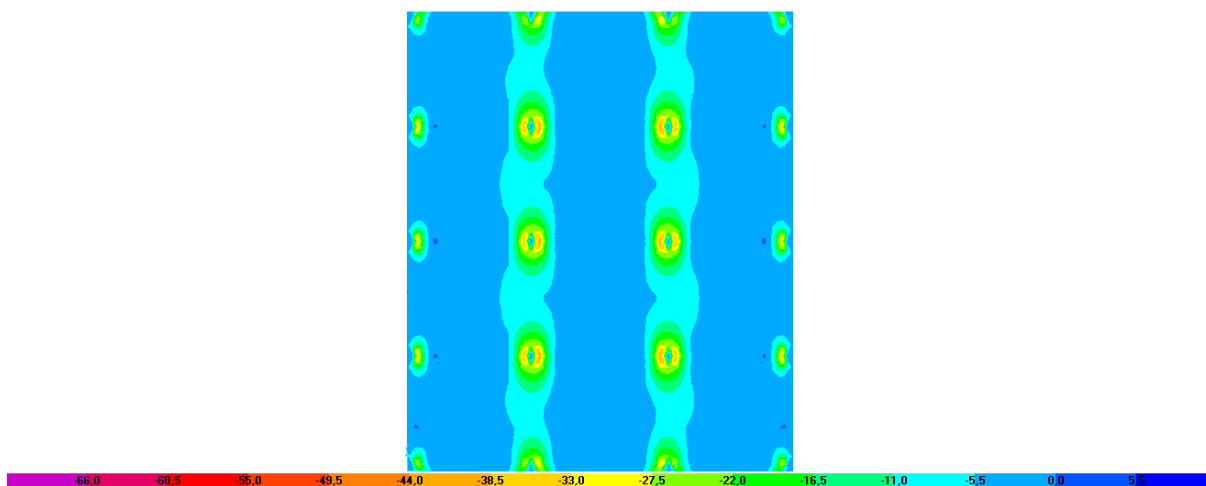
OBTEŽENO POLJE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
MOMENT V POLJU												
1	•		•	•		•			•	•	•	•
2		•			•					•	•	•
3	•		•	•		•	•			•	•	•
4	•		•	•		•	•		•			•
5		•			•			•				
6	•		•	•		•	•		•	•		
7			•	•		•	•		•	•		•
8					•			•		•		
9	•			•		•	•		•	•		•
10	•	•	•			•	•		•	•		•
11	•	•	•					•			•	
12	•	•	•	•			•		•	•		•

Preglednica 27:: Obtežba polj za maksimalen moment m_{yy} v polju

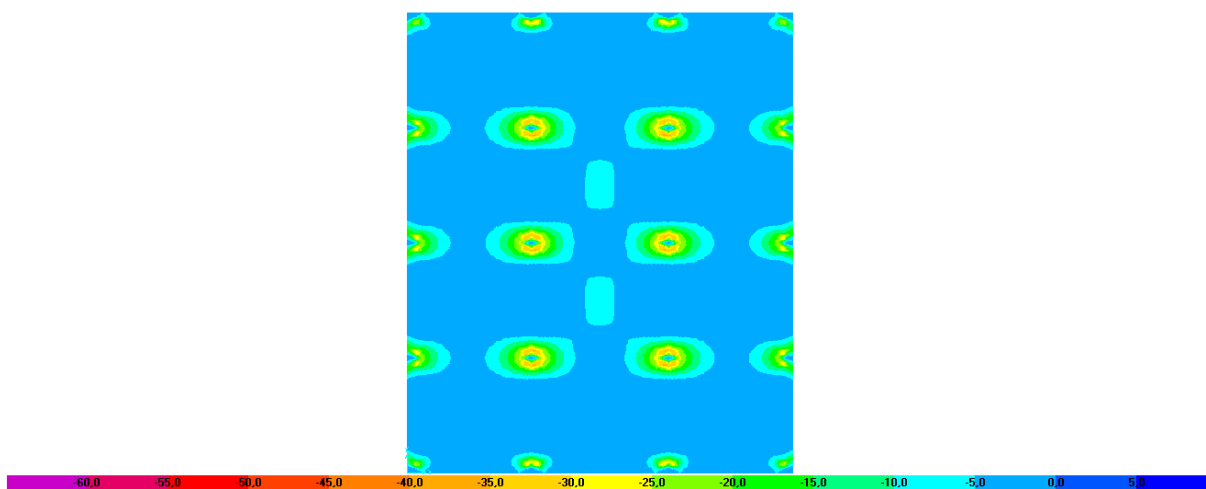
OBTEŽENO POLJE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
MOMENT V POLJU												
1	•	•					•	•	•			
2	•	•	•				•	•	•			
3		•	•				•	•	•			
4				•	•					•	•	•
5				•	•	•				•	•	•
6					•	•				•	•	•
7	•	•	•				•	•				
8	•	•	•				•	•	•			
9	•	•	•					•	•			
10				•	•	•				•	•	
11				•	•	•				•	•	•
12				•	•	•					•	•

5.3 Izračunane notranje statične količine

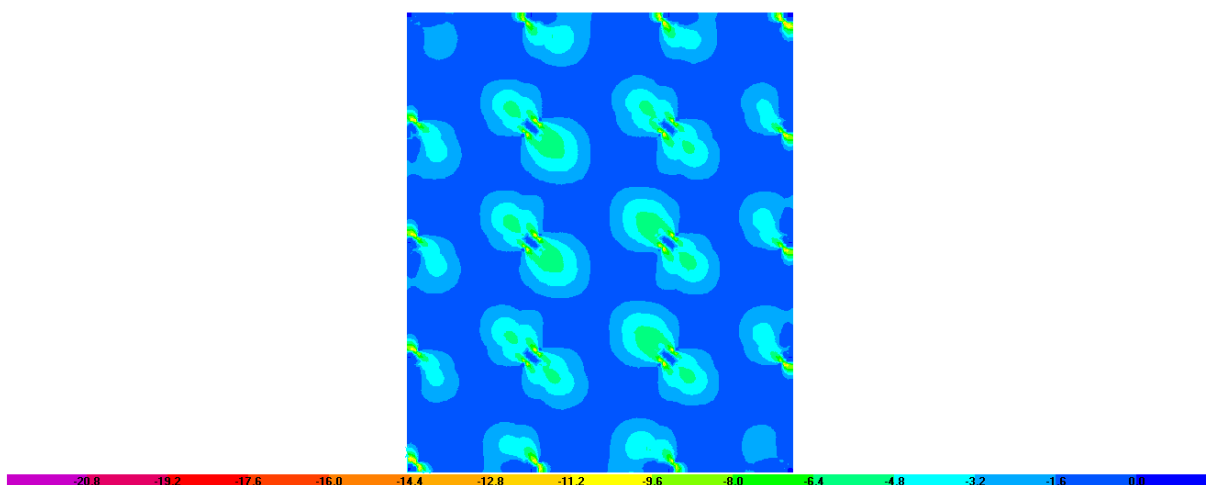
Ovojnice momentov za koristen vpliv so prikazane na slikah 65-70 (za orientacijo koordinatnega sistema glej sliko 66). Notranje statične količine pod vplivom stalne in lastne obtežbe so prikazane na slikah 73-75. Sile in momenti zaradi vpliva prednapetja so prikazani na slikah 76-81. Slike, ki prikazujejo notranje sile zaradi vpliva prednapetja, pokažejo razliko med razporejeno in grupirano porazdelitvijo. Medtem ko je sila f_{xx} enakomerno razporejena, je sila f_{yy} na mestih vpetja grupiranih kablov bolj koncentrirana in se enakomerneje porazdeli šele v srednji tretjini plošče.



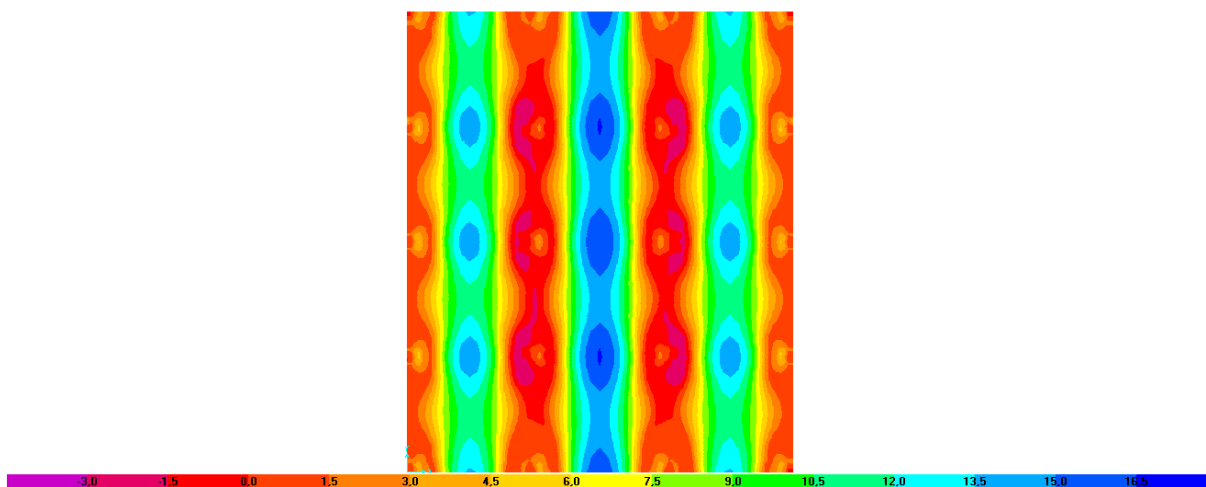
Slika 67: Minimalne vrednosti upogibnega momenta m_{xx} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



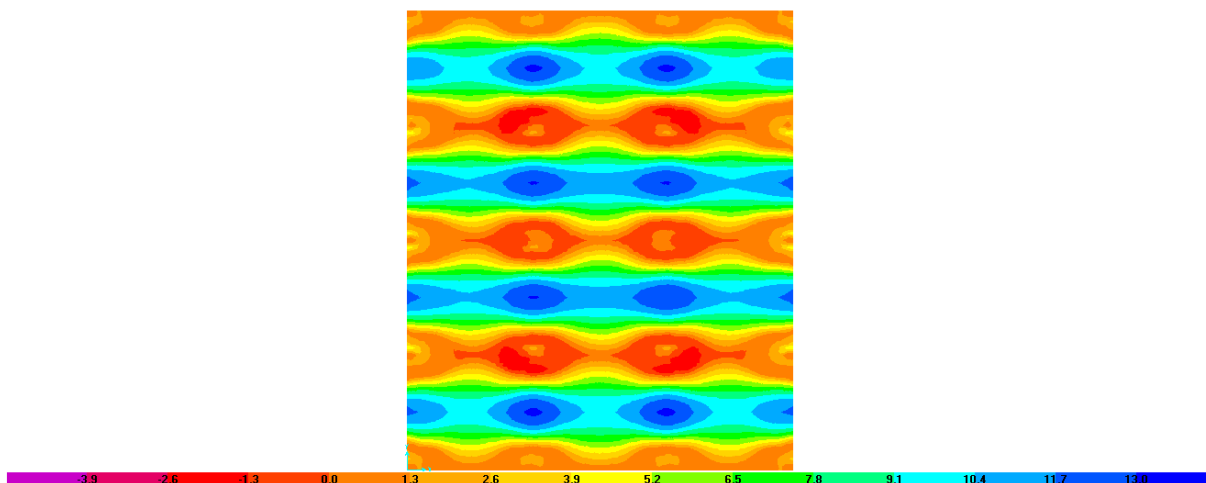
Slika 68: Minimalne vrednosti upogibnega momenta m_{yy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



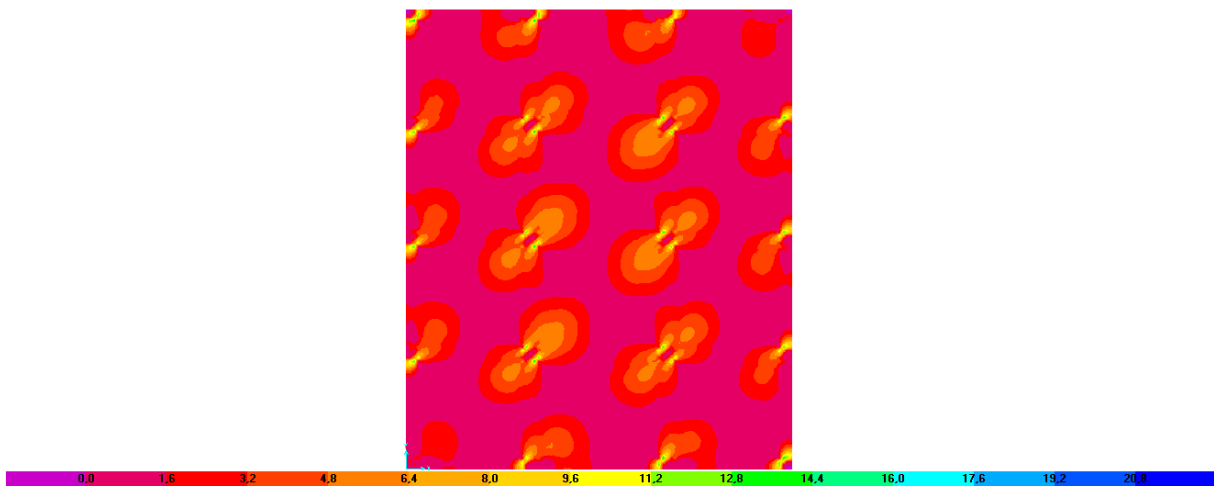
Slika 69: Minimalne vrednosti torzijskega momenta m_{xy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



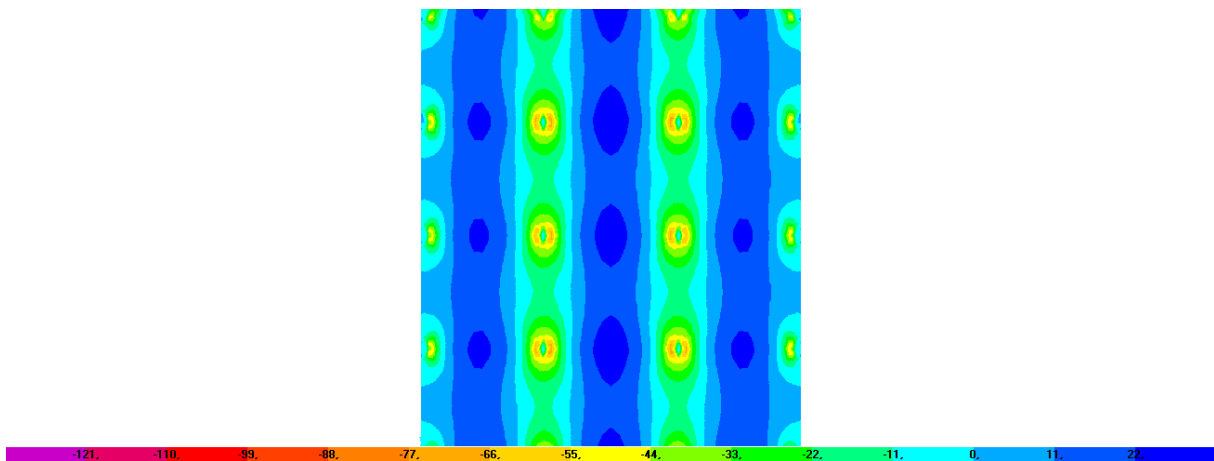
Slika 70: Maksimalne vrednosti upogibnega momenta m_{xx} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



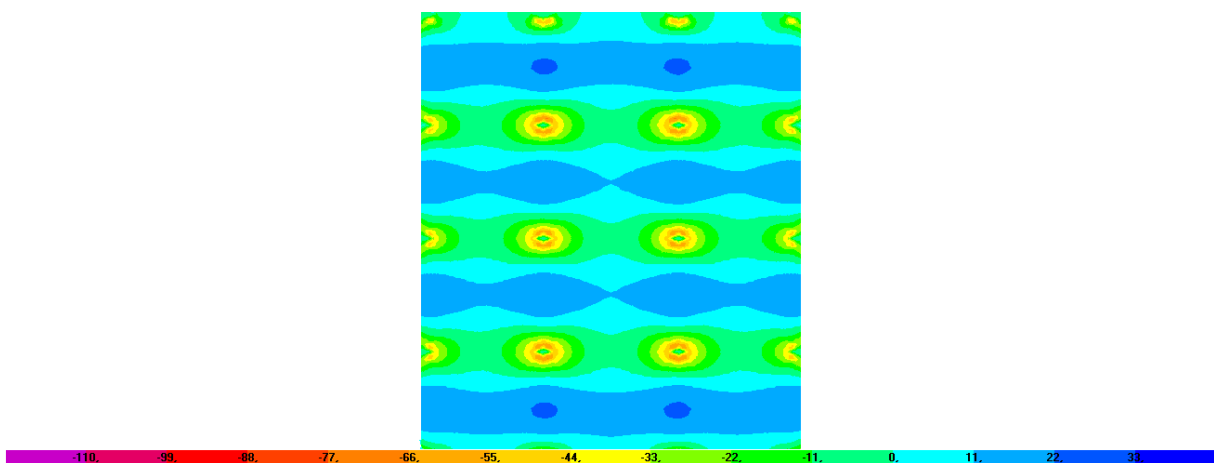
Slika 71: Maksimalne vrednosti upogibnega momenta m_{yy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



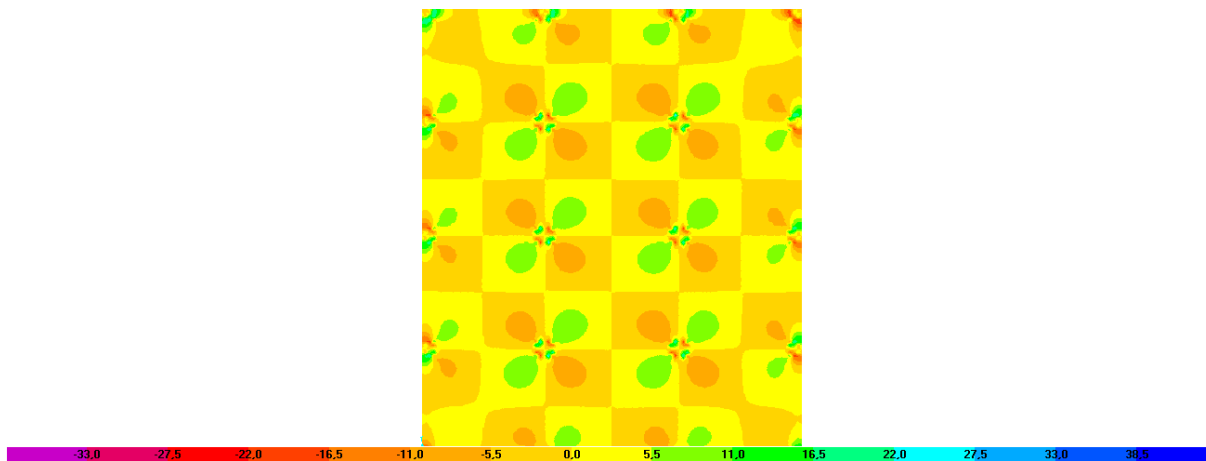
Slika 72: Maksimalne vrednosti torzijskega momenta m_{xy} za ovojnico koristnih vplivov (enote so kNm/m)



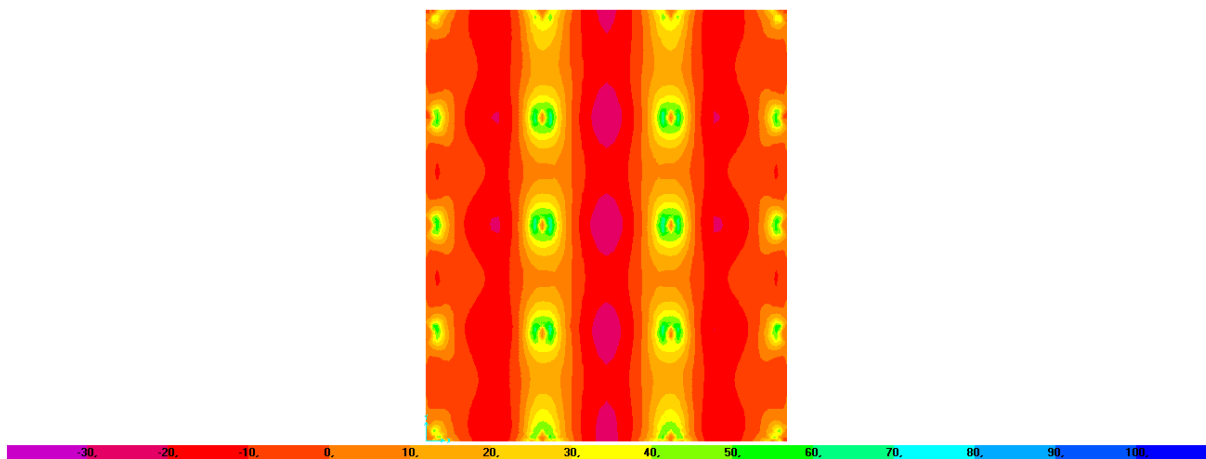
Slika 73: Upogibni moment m_{xx} zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so kNm/m)



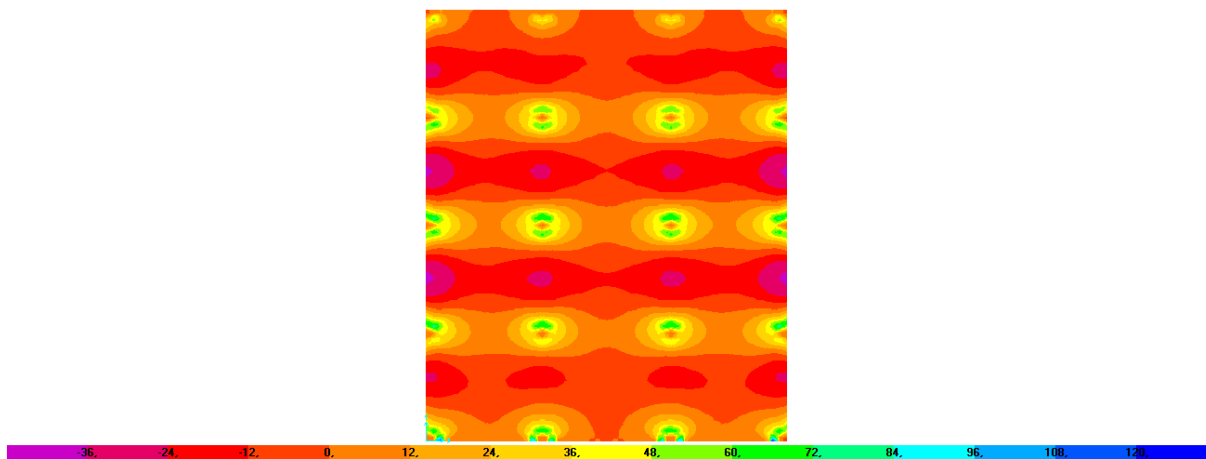
Slika 74: Upogibni moment m_{yy} zaradi lastnega in stalnega (enote so kNm/m)

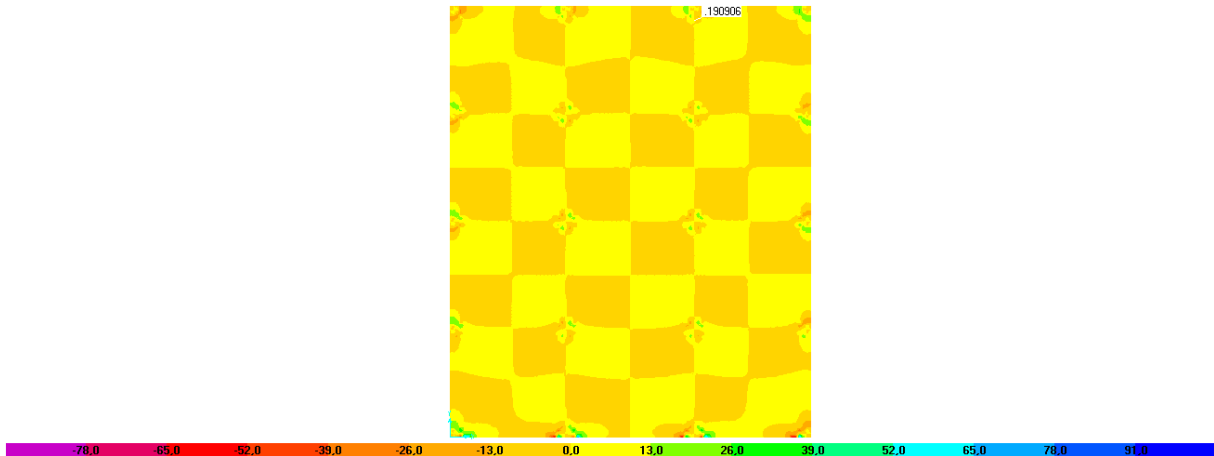
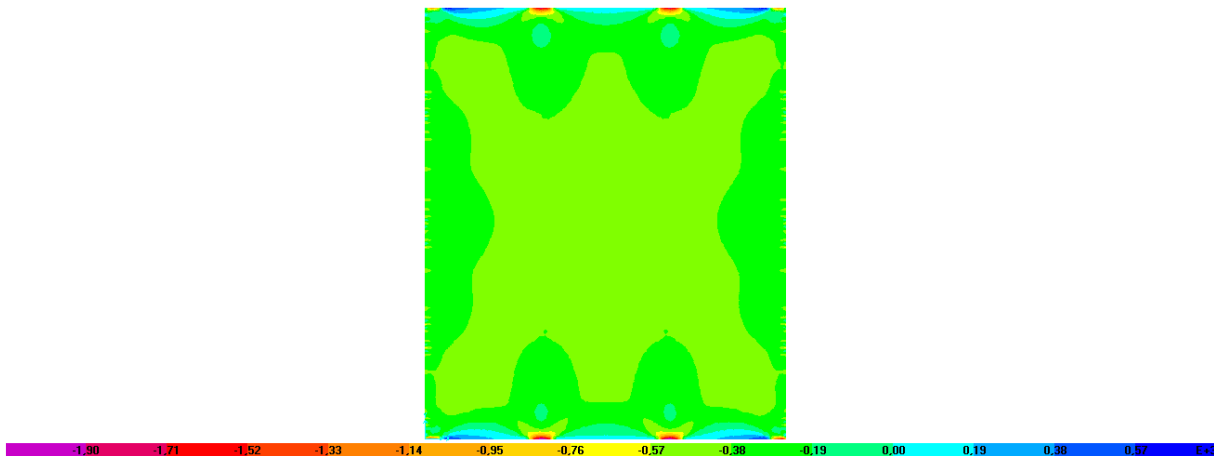
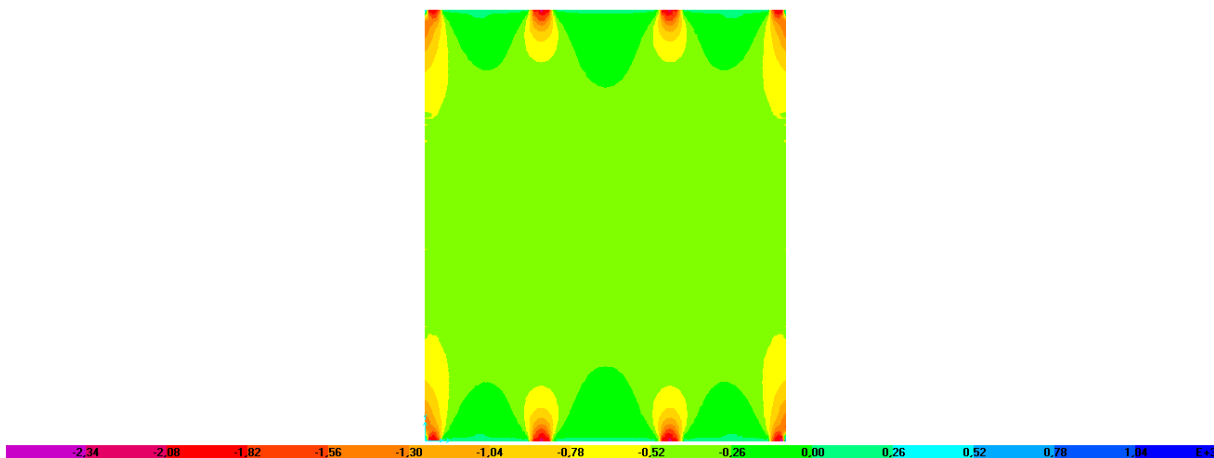


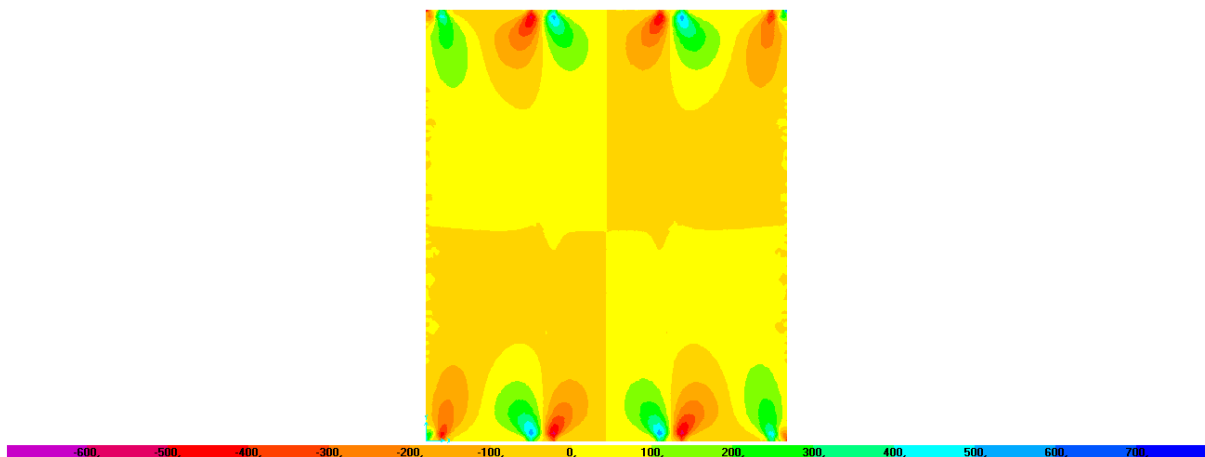
Slika 75: Torzijski moment m_{xy} zaradi lastnega in stalnega vpliva (enote so kNm/m)



Slika 76: Upogibni moment m_{xx} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m)



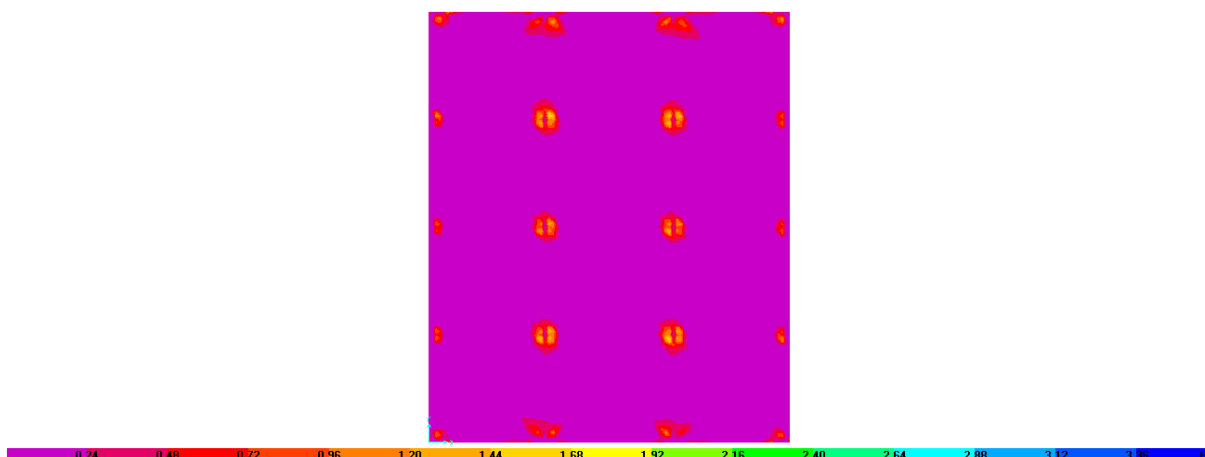
Slika 77: Upogibni moment m_{yy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m)Slika 78: Upogibni moment m_{xy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kNm/m)Slika 79: Osna sila f_{xx} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m)Slika 80: Osna sila f_{yy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m)



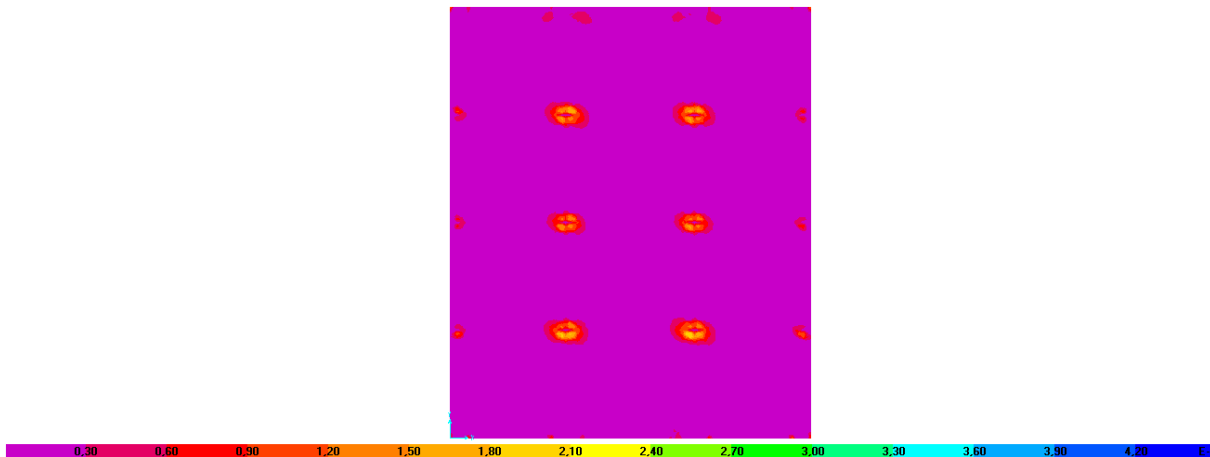
Slika 81: Prečna sila f_{xy} zaradi vpliva prednapetja (enote so kN/m)

5.4 Določitev mehke armature

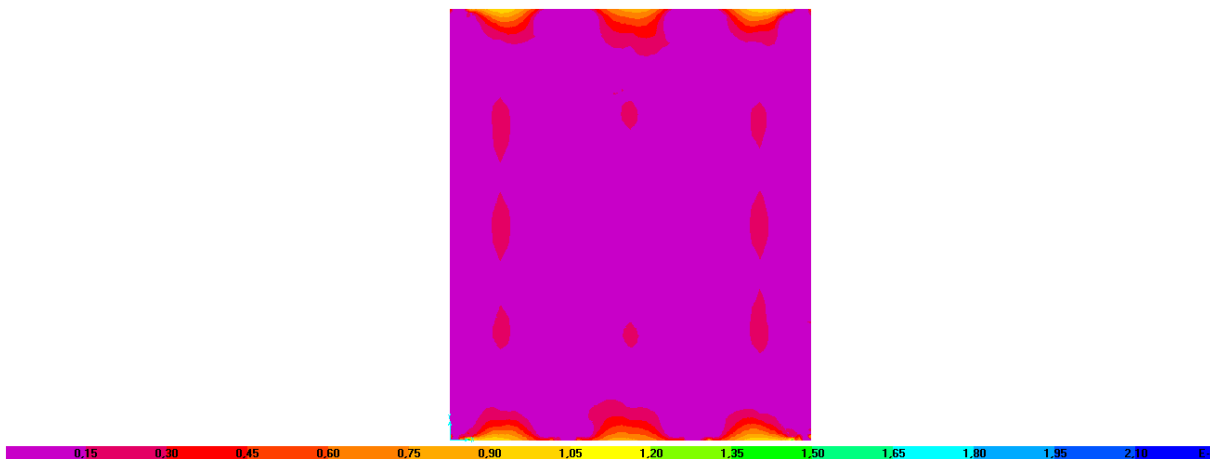
Armatura je izračunana s programom SAP2000. Upoštevamo krovni sloj betona, izračunan v poglavju 4.1.5 in materialne karakteristike armature podane v poglavju 4.1.4. Armaturo določimo za mejno stanje nosilnosti v katerem upoštevamo stalen in lasten vpliv, ovojnico koristne obtežbe ter vpliv prednapetja.



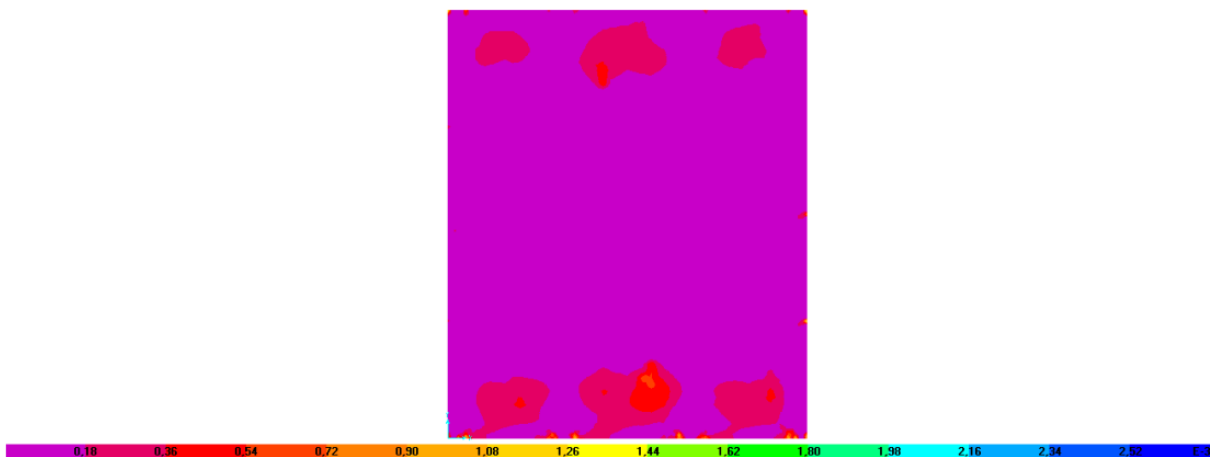
Slika 82: Zgornja armatura v X smeri (enote so cm^2/m)



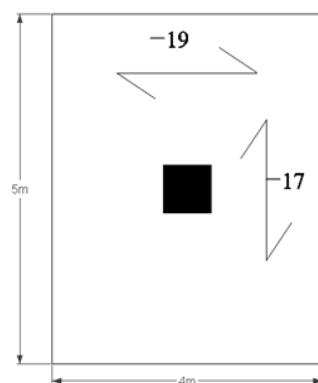
Slika 83: Zgornja armatura v Y smeri (enote so cm²/m)



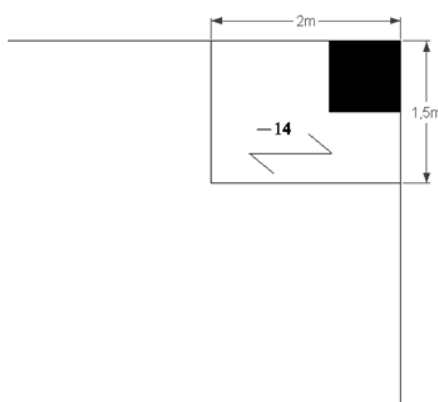
Slika 84: Spodnja armatura v X smeri (enote so cm²/m)



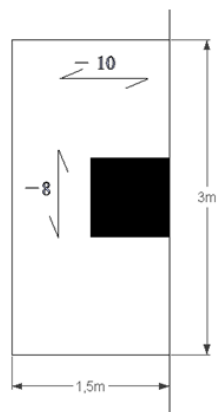
Slika 85: Spodnja armatura v Y smeri (enote so cm²/m)



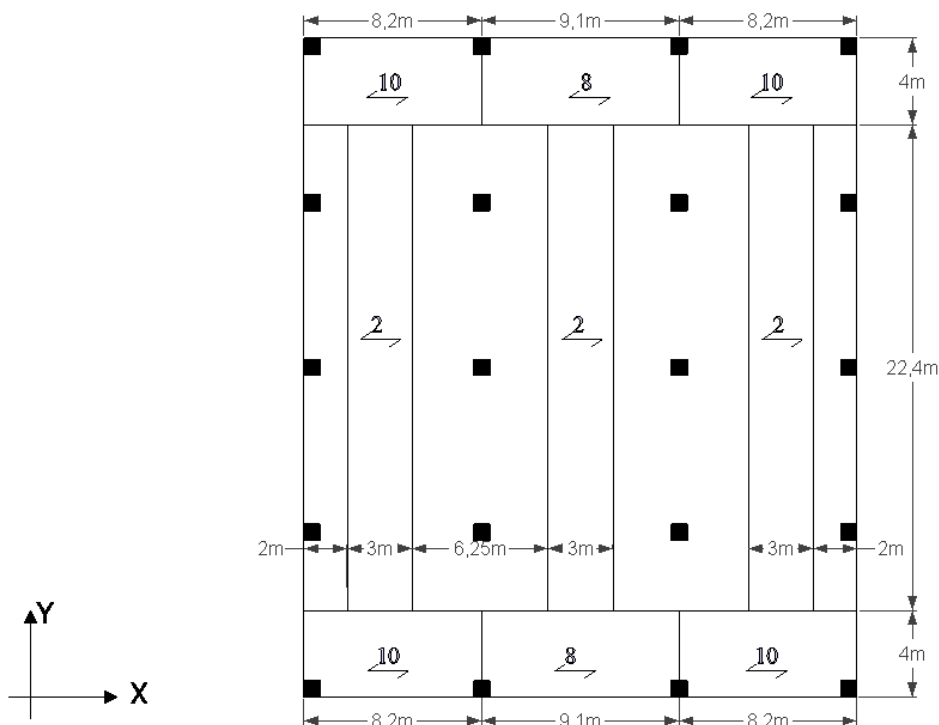
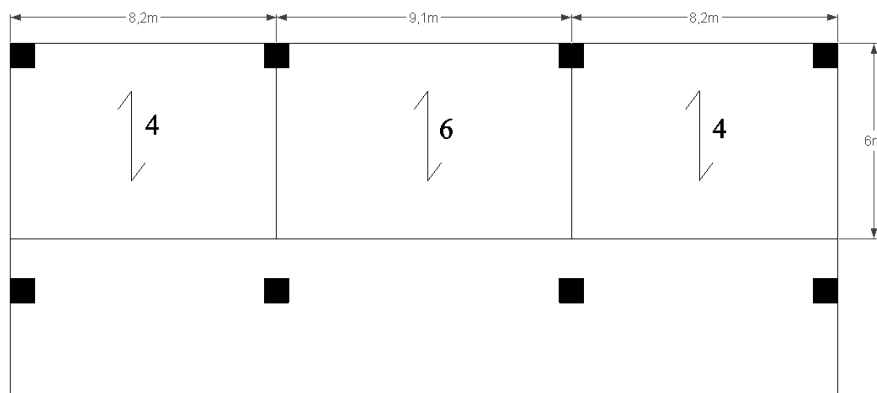
Slika 86: Skica zgornje armature nad notranjimi stebri (enote so v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)



Slika 87: Skica zgornje armature nad vogalnimi stebri (enote so v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)



Slika 88: Skica zgornje armature nad vogalnimi stebri (enote so v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)

Slika 89: Skica spodnje armature v X smeri (enote so v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)Slika 90: Skica spodnje armature v Y smeri ob robovih vzporednih z X osjo (enote so v $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)

5.5 Kontrola preboja plošče

Vrednost prebojne strižne obremenitve vzdolž kontrolnega obsega (u_i) se določi z izrazom (59) (glej izraz (6.53) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}, \quad (59)$$

kjer so členi v enačbi (59):

V_{Ed} prebojna strižna sila,

d srednja statična višina plošče,

u_i dolžina kontrolnega obsega,

β vrednost je odvisna od lege stebra na plošči:

$$\beta = 1,5 \quad \text{vogalni steber,}$$

$$\beta = 1,4 \quad \text{robni steber,}$$

$$\beta = 1,15 \quad \text{notranji steber.}$$

Projektna odpornost prebojne strižne odpornosti plošče brez strižne armature za preboj vzdolž kontrolnega obsega (u_i) je določena z izrazom (60) (glej izraz (6.74) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}), \quad (60)$$

kjer so členi enačbe (60):

f_{ck} v MPa,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ v mm,}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02,$$

ρ_{ly}, ρ_{lx} se nanašata na z betonom sprijeto natezno armaturo v smeri Y oziroma X. Izračunata se kot srednji vrednosti na širini plošče, ki se določi tako, da se k širini stebra prišteje po 3d na vsaki strani,

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})/2,$$

σ_{cx}, σ_{cy} normalni napetosti betona v kritičnem prerezu v smeri Y oziroma Z smeri v MPa (tlačna napetost je pri tem pozitivna):

$$\sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{cy}},$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cz}},$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ osni sili na celotni širini dela plošče med stebri pri notranjih stebrih in osni sili na širini kontrolnega prereza pri robnih stebrih. Silo lahko povzroča obtežba ali prednapetje.

A_c ploščina betona glede na definicijo N_{Ed} .

5.5.1 Kontrola preboja pri vogalnem stebru

Največjo prebojno strižno silo v vogalnem stebru dobim iz ovojnice za maksimalno reakcijo v stebru v kombinaciji s stalno in lastno obtežbo, ovojnico koristne obtežbe ter s prednapetjem v mejnem stanju nosilnosti:

$$V_{Ed} = 198,5 \text{ kN.}$$

Kontrolni obseg ob robovih vogalnega stebra:

$$u_0 = 2 \cdot 50 \text{ cm} = 100 \text{ cm.}$$

Prebojna strižna obremenitev, izračunana z izrazom (59) ima vrednost:

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{198,5 \text{ kN}}{100 \text{ cm} \cdot 15,8 \text{ cm}} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Ob obodu stebra strižna prebojna obremenitev ne sme preseči največje strižne odpornosti, ki je določena z izrazom (61) (glej SIST EN1992-1-1:2005).

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}. \quad (61)$$

Kjer so členi izraza (61):

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right],$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}.$$

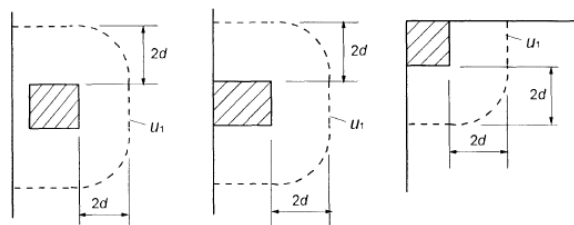
Največja strižna odpornost za to ploščo je:

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528,$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot \frac{3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 0,53 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Največja strižna odpornost ob obodu vogalnega stebra ni presežena ($v_{Rd,max} \geq v_{Ed}$).

Prvi kontrolni obsegi ob robnih stebru se izračuna z upoštevanjem slike (87).



Slika 91: Kontrolni obsegi ob zunanjih stebrih (slika 6.15 v SIST EN 1992-1-1:2005)

Prvi kontrolni obseg robnega stebra je:

$$u_1 = 2 \cdot 50 \text{ cm} + \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 15,8 \text{ cm}) = 149,6 \text{ cm}.$$

Prebojna strižna obremenitev je izračunana z izrazom (59):

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{198,5 \text{ kN}}{149,6 \text{ cm} \cdot 15,8 \text{ cm}} = 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Prebojna strižna odpornost se izračunana z izrazom (60) in je:

$$C_{Rd,c} = 0,12,$$

$$k = 2,0.$$

Za vrednost količine natezne armature vzamem rezultate dobljene s programom SAP 2000 (slika 87,89,90).

$$\rho_{ly} = \frac{4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8 \text{ cm}} = 0,25\%,$$

$$\rho_{lx} = \frac{10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 14 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8 \text{ cm}} = 1,52\%,$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0025 \cdot 0,0152} = 0,006 \leq 0,02.$$

Sila v smeri Y znotraj kontrolnega obsega ima vrednost -1800 kN/m.

$$N_{Ed,y} = \frac{1800 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2 \times 15,8}{100} = 568,8 \text{ kN},$$

$$A_{cy} = 2 \cdot 15,8 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 632 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} = \frac{568,8 \text{ kN}}{632 \text{ cm}^2} = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Sila v smeri X znotraj kontrolnega obsega znaša -190 kN/m.

$$N_{Ed,x} = \frac{190 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2 \times 15,8}{100} = 60 \text{ kN},$$

$$A_{cx} = 2 \cdot 15,8 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 632 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{cx}} = \frac{60 \text{ kN}}{632 \text{ cm}^2} = 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{(0,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2})}{2} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot \left(3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 30 \text{ MPa})^{1/3} + 0,1 \cdot 5,0 \text{ MPa} = 1,1 \text{ MPa} \\ 1,7 \text{ MPa} + 0,1 \cdot 5,0 \text{ MPa} = 2,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$v_{Rd,c} = 2,2 \text{MPa} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}.$$

Pri vogalnih stebrih ne potrebujem strižne armature proti preboju.

5.5.2 Kontrola preboja pri robnem stebru

Največjo prebojno strižno silo v robnem stebru dobim iz ovojnice za maksimalno reakcijo v stebru v kombinacijo z stalno in lastno obtežbo, ovojnico koristne obtežbe ter prednapetjem v mejnem stanju nosilnosti:

$$V_{Ed} = 435,0 \text{kN}.$$

Kontrolni obseg ob robnem stebru:

$$u_0 = 150 \text{ cm}.$$

Prebojna strižna obremenitev je izračunana z izrazom (59):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{435,0 \text{ kN}}{150 \text{ cm} \cdot 15,8 \text{ cm}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Največja strižna odpornost ob obodu vogalnega stebra ni presežena ($v_{Rd,max} \geq v_{Ed}$).

Prvi kontrolni obseg ob vogalnem stebru:

$$u_1 = 3 \cdot 50 \text{ cm} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 15,8 \text{ cm}) = 249,3 \text{ cm}.$$

Prebojna strižna obremenitev je izračunana z izrazom (59):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{435,0 \text{ kN}}{249,3 \text{ cm} \cdot 15,8 \text{ cm}} = 0,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Za vrednost količine natezne armature vzamem rezultate dobljene s programom SAP 2000 (slika 88).

$$\rho_{ly} = \frac{8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8 \text{ cm}} = 0,51\%,$$

$$\rho_{lx} = \frac{10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8 \text{ cm}} = 0,63\%,$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0051 \cdot 0,0063} = 0,0057 \leq 0,02.$$

Oсна sila v smeri Y znotraj kontrolnega obsega ima vrednost -540 kN/m.

$$N_{Ed,y} = \frac{540 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2 \cdot 15,8}{100} = 170,6 \text{ kN},$$

$$A_{cy} = 2 \cdot 15,8 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 632 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} = \frac{170,6\text{kN}}{632\text{cm}^2} = 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Oсна sila v smeri X znotraj kontrolnega obsega ima vrednost -380 kN/m.

$$N_{Ed,x} = \frac{380\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2 \cdot 15,8}{100} = 120,1\text{kN},$$

$$A_{cx} = 2 \cdot 15,8\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 632\text{cm}^2,$$

$$\sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{cx}} = \frac{120,1\text{kN}}{632\text{cm}^2} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\left(0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)}{2} = 0,23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0057 \cdot 30\text{MPa})^{1/3} + 0,1 \cdot 2,3\text{MPa} = 0,85\text{MPa} \\ 1,7\text{MPa} + 0,1 \cdot 2,3\text{MPa} = 2,0\text{MPa} = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}.$$

Pri robnih stebrih ne potrebujem strižne armature proti preboju.

5.5.3 Kontrola preboja pri notranjem stebri

Največja osna sila v notranjem stebri dobimo iz ovojnice za maksimalno reakcijo v stebri v kombinaciji z stalno in lastno obtežbo:

$$V_{Ed} = 1055,6\text{kN}.$$

Kontrolni obseg ob obodu stebra:

$$u_0 = 4 \cdot 50\text{cm} = 200 \text{ cm}.$$

Prebojna strižna obremenitev je izračunana z izrazom (59):

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1055,6 \text{ kN}}{200\text{cm} \cdot 15,8\text{cm}} = 0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Največja strižna odpornost ob obodu vogalnega stebra ni presežena ($v_{Rd,max} \geq v_{Ed}$).

Prvi kontrolni obseg od stebra:

$$u_1 = 4 \cdot 50\text{cm} + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 15,8\text{cm}) = 398,5\text{cm}.$$

Prebojna strižna obremenitev je izračunana z izrazom (59):

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1055,6 \text{ kN}}{398,5\text{cm} \cdot 15,8\text{cm}} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Za vrednost količine natezne armature vzamem rezultate dobljene s programom SAP 2000 (slika 83)

$$\rho_{ly} = \frac{19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8\text{cm}} = 1,2\%,$$

$$\rho_{lx} = \frac{17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{15,8 \text{cm}} = 1,08\% .$$

Armatura je bila izračunana s programom SAP 2000 (glej sliko 86):

$$\rho_l = \sqrt{0,012 \cdot 0,0108} = 0,011 \leq 0,02 .$$

Oсна sila v smeri Y znotraj kontrolnega obsega ima vrednost -400 kN/m.

$$N_{Ed,y} = \frac{400 \text{kN}}{\text{m}} \cdot 9,1 \text{m} = 3640 \text{kN},$$

$$A_{cy} = 910 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 18200 \text{cm}^2,$$

$$\sigma_{cy} = \frac{3640 \text{kN}}{18200 \text{cm}^2} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} .$$

Oсна sila v smeri X znotraj kontrolnega obsega ima vrednost -400 kN/m.

$$N_{Ed,x} = \frac{400 \text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,6 \text{m} = 3040 \text{kN},$$

$$A_{cx} = 760 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 15200 \text{cm}^2,$$

$$\sigma_{cx} = \frac{3040 \text{kN}}{15200 \text{cm}^2} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\left(0,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)}{2} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} ,$$

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 30 \text{MPa})^{1/3} + 0,1 \cdot 2,0 \text{MPa} = 0,97 \text{MPa} \\ 1,7 \text{MPa} + 0,1 \cdot 2,0 \text{MPa} = 1,9 \text{MPa} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} .$$

Pri notranjih stebrih ne potrebujem strižne armature proti preboju.

5.6 Kontrola širine razpok

Po standardu SIST EN 1992-1-1 je lahko največja širina razpoke betona za ploščo razred izpostavljenosti XC1 enaka 0,4mm. Vrednost je povzeta po razpredelnici 7.1N iz standarda SIST EN 1992-1-1.

Ker je uporabljen prednapeti sistem z nepovezanimi kabli, se za račun širine razpok upošteva samo vgrajena mehka armatura.

Za račun širine razpok uporabim izraz (62) (glej standard SIST EN 1992-1-1:2005 izraz (7.8)):

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}), \quad (62)$$

kjer so členi enačbe (62):

$s_{r,\max}$ največja razdalja med razpokami,

ε_{sm} srednja deformacija armature pod vplivom merodajne kombinacije obtežb, vključno z upoštevanjem učinkov vsiljenih deformacij in sodelovanje betona pri prevzemu nateznih napetosti. Upošteva se samo dodatna natezna deformacija armature od stanja, ko je deformacija betona na mestu armature enaka nič,

ε_{cm} povprečna deformacija betona med razpokami,

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ se lahko izračuna po izrazu (63) (glej standard SIST EN 1992-1-1:2005 izraz (7.9)):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (63)$$

Kjer so členi izraza (63) enaki:

σ_s napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan,

α_e razmerje E_s/E_{cm} ,

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}},$$

ξ_1 prirejeno razmerje sprijemne trdnosti, za nepovezane kable je 0,

$A_{c,eff}$ učinkovit del betonskega prereza v natezni coni, ki obdaja armaturo ali prednapete kable, z višino $h_{c,eff}$, ki se izračuna z izrazom (62),

k_t faktor, ki je odvisen od trajanja obtežbe

$$k_t = 0,6 \quad \text{za kratkotrajno obtežbo}$$

$$k_t = 0,4 \quad \text{za dolgotrajno obtežbo}$$

Kadar je medsebojna razdalja med palicami manjša ali enaka vrednosti: $5 \cdot (c + \phi/2)$, se največja končna medsebojna razdalja med dvema razpokama izračuna u izrazom (64) (glej standard SIST EN 1992-1-1:2005 izraz (7.11)):

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}. \quad (64)$$

Kjer so členi v izrazu (64):

Φ premer palice,

c krovni sloj betona vzdolžne armature,

k_1 koeficient, s katerim se upoštevajo pogoji sidranja z betonom sprijete armature:

$$=0,8 \quad \text{za palice z dobro sprijemnostjo,}$$

$$=1,6 \quad \text{za palice s približno gladko površino (npr. prednapeti kabli),}$$

k_2 koeficient, ki upošteva vpliv razporeditve deformacij po prerezu:

=0,5 za upogib,

=1,0 za čisti nateg,

$$h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} \quad (65)$$

Kjer so členi v izrazu (65):

h višina betonskega prereza,

d statična višina betonskega prereza,

x višina betonskega prereza v tlaku določena z izrazom (66).

$$x = \frac{1}{2b} \cdot \left(-2\alpha_e \cdot A_s + \sqrt{\alpha_e \cdot [4\alpha_e A_s^2 + 8b(dA_s)]} \right). \quad (66)$$

Širino razpok preverjam v navidezno stalni kombinaciji lastne in stalne obtežbe, koristne obtežbe in prednapetja. Iz analize ugotovim, da so največje natezne napetosti nad notranjimi stebri v smeri osi Y, kjer tudi opravi kontrolno širine razpok.

$$\alpha_e = \frac{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,06,$$

$$x = \frac{1}{200\text{cm}} \cdot \left(-12,12 \cdot 19\text{cm}^2 + \sqrt{6,06[4 \cdot 6,06 \cdot 361\text{cm}^2 + 8 \cdot 100\text{cm}(15,2\text{cm} \cdot 19\text{cm}^2)]} \right) = 4,9\text{cm},$$

$$h_{c,eff} = \min\{10,5\text{cm}; 5,03\text{cm}; 10\text{cm}\},$$

$$A_{c,eff} = 5,03\text{cm} \times 100\text{cm} = 503\text{cm}^2,$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{19\text{cm}^2}{503\text{cm}^2} = 0,038.$$

Za napetost v natezni armaturi vzamem silo v zgornjem pasu armature, ki jo izračuna program SAP 2000 za dimenzioniranje armature v navidezno stalni kombinaciji obtežbe. Vrednost sile je 344 kN/m.

$$\sigma_s = \frac{344\text{kN}}{19\text{cm}^2} = 18,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{18,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 0,4 \cdot \frac{0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,038} \cdot (1 + 6,06 \cdot 0,038)}{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,000717 \leq 0,6 \cdot \frac{18,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \\ &= 0,00054 \end{aligned}$$

Palice premera 1,2 cm so nad podporo porazdeljene z medsebojnim razmikom 6 cm (to je 19 cm²/m).

$$6 \text{ cm} \leq 5 \cdot (3 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

Za izračun medsebojne razdalje razpok, lahko uporabim izraz (61).

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 3,0\text{cm} + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{1,2\text{cm}}{0,046} = 14,6\text{cm}.$$

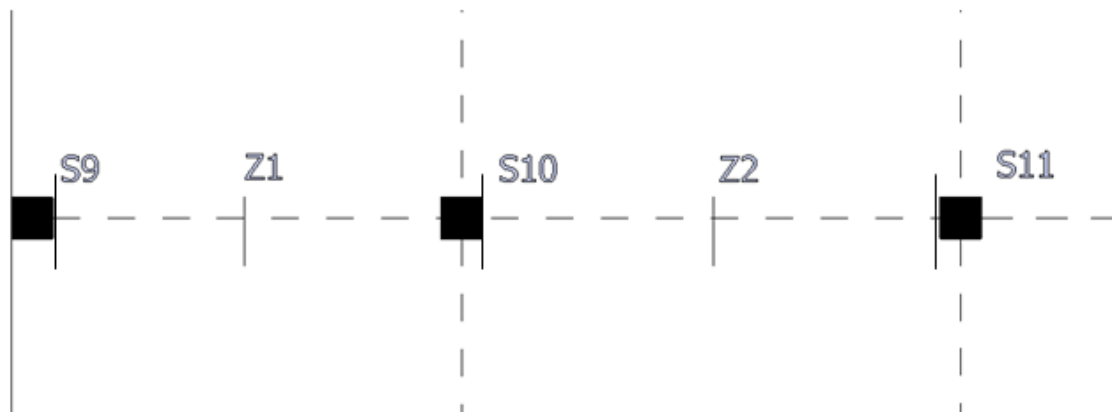
Računska širina razpoke je:

$$w_k = 14,6 \text{ cm} \cdot 0,00054 = 0,0079 \text{ cm}$$

Vgrajena armatura za mejno stanju nosilnosti zadostno omeji širino razpok.

5.7 Primerjava med računom s poenostavljenim nadomestnim okvirjem in MKE

Za primerjavo rezultatov računa primerjam upogibne momente nad krajnim in notranjima stebroma. Izberem si steber z oznako S9, S10 in S11 (glej sliko 65). Primerjal bom tudi momente na sredini razpona med stebri. Oznaka Z1 je mesto na sredini razpona med stebrom S9 in S10, oznaka Z2 pa je mesto na sredine razpona med stebrom S10 in S11. Pozicija prereзов, kjer bo potekala primerjava je prikazana na sliki (94).



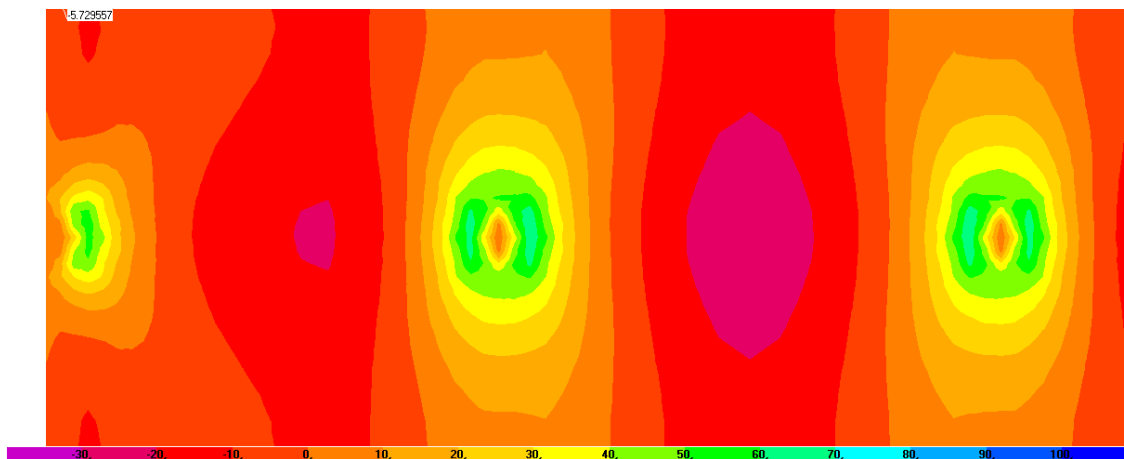
Slika 92: Območja primerjave momentov

Primerjalni moment iz analize s končnimi elementi izračunam tako, da pomnožim stranico končnega elementa in vrednost momenta na sredini stranice, ki je podan z enoto kNm/m. To naredim na ekvivalentnem pasu, ki sem ga vzel za model v računu z metodo s poenostavljenim nadomestnim okvirjem. V obeh primerih upoštevam samo vpliv prednapetja, brez vpliva lastne, stalne in koristne. Momente primerjam v preglednici 28.

Preglednica 28: Primerjava rezultatov analiz, v katerih se upošteva samo prednapetje

	M_{NN} [kNm]	M_{MKE} [kNm]	$\frac{M_{NN}}{M_{MKE}}$
S9	-34,1	59,7	-1,57
Z1	-158,5	-105,4	1,50
S10	240,4	223,1	1,08
Z2	-134,8	-161,2	0,84
S11	248,2	224,5	1,11

Iz tabele lahko razberemo, da se momenti razlikujejo v velikosti med 57 in 8%. Za največjo razliko momenta pri prerezu S9 in Z1 predvidevam, da se pojavi zaradi velikega lokalnega gradienta momenta v okolici stebra, ki je prikazan na sliki 90.

Slika 93: Lokalni gradient upogibnih momentov m_{xx} nad stebri (enote so v $\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$)

Na isti način si razlagam ostala odstopanja. Hkrati še del razlike predpišem spremenjenemu tipu modela in s tem raznosu vpliva prednapetja. V modelu s končnimi elementi upoštevam vpliv grupiranih in porazdeljenih kablov. Razlike v izračunani armaturi za mejno stanje nosilnosti za nosilec in MKE model si razlagam v različnem načinu določanja potrebnega prereza armature.

6.0 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi, sem se najprej lotil analize ponapete plošče z metodo nadomestnih nosilcev. Nato sem račun ponovil še z metodo končnih elementov z računalniškim program SAP2000. Ker sem v prvem delu naloge predpostavil model plošče z poenostavljenimi nosilci, sem pričakoval, da se rezultati ne bodo popolnoma skladali z rezultati modela s ploskovnimi končnimi elementi. Moja pričakovanja so se v zadnjem delu naloge izkazala za pravilna. Z diplomskim delom sem na praktičen način spoznal, da je postopek prednapetja verižen proces v katerem ni prostora za napake. Če bi svojo nalogo še nadgrajeval, bi ji dodal analizo z nadomestnimi okvirji in se tako približal modelu s končnimi elementi.

VIRI

Aalami O. B., Bommer Allan. 1999. Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors.

Pheonix, Post-Tensioning Institute: str. 1-4, 1-5, 2-7, 2-21, 2-42 2-43.

Basic Concepts. 2012.

[http://www.pearsonhighered.com/assets/hip/us/hip_us_pearsonhighered/samplechapter/0136081509.pdf/](http://www.pearsonhighered.com/assets/hip/us/hip_us_pearsonhighered/samplechapter/0136081509.pdf) (Pridobljeno 14. 11. 2012.)

Beg, D. (ur.), Pogačnik A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, poglavje 2: str. 15.

Bletzinger K. 2000/2001. Winter Semester. Theory of Plates Part1: Plane stress / Plane Strain.

München, Technische Universität München: str. 64, 66.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 2005. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str.136.

Theory Manual. 2000. [http://www.post-tensioning.com/Theory.pdf/](http://www.post-tensioning.com/Theory.pdf) (Pridobljeno 29. 11. 2012.)

European technical approval ETA-10/0308. 2008. Vienna, Österreichisches Institut für Bautechnik.

SIST EN 1990-1-1: Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1: Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.