

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:

Anclin, M. 2012. Projekt armiranobetonskega nadvoza v skladu z EVROKOD standardi. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentorica Isaković, T.): 112 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:

Anclin, M. 2012. Projekt armiranobetonskega nadvoza v skladu z EVROKOD standardi. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (advisor Isaković, T.): 112 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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

MARKO ANCLIN

**PROJEKT ARMIRANOBETONSKEGA NADVOZA V
SKLADU Z EVROKOD STANDARDI**

Diplomska naloga št.: 464/KS

**DESIGN OF REINFORCED CONCRETE OVERPASS
ACCORDING TO EUROCODE STANDARDS**

Graduation thesis No.: 464/KS

Mentorica:
prof. dr. Tatjana Isaković

Predsednik komisije:
doc. dr. Tomo Cerovšek

Član komisije:
Viš. pred. dr. Aleksander Srdić

Ljubljana, 2. 7. 2012

ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MARKO ANCLIN** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»PROJEKT ARMIRANOBETONSKEGA NADVOZA V SKLADU Z EVROKOD
STANDARDI«.**

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

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

Andraž nad Polzelo, 11. 6. 2012

(Podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 006.77:624.012.45(043.2)
Avtor: Marko Anclin
Mentorica: prof. dr. Tatjana Isaković
Naslov: Projekt armiranobetonskega nadvoza v skladu z EVROKOD standardi
Obseg in oprema: 112 str., 8 pregl., 129 sl.
Ključne besede: Armiranobetonske konstrukcije, dimenzioniranje, standardi Evrokod, armaturni načrti

IZVLEČEK:

V diplomski nalogi sem analiziral armiranobetonski nadvoz nad železniško progo. Pri zasnovi konstrukcije sem upošteval obstoječi nadvoz, ki je zgrajen v Tremerju in ima prednapeto prekladno konstrukcijo. V armiranobetonski varianti, ki je obravnavana v okviru naloge sem višino prekladne konstrukcije moral povečati iz 1,5 m na 2,5 m.

Analizo nadvoza sem naredil s programom SAP2000. Primerjal sem tri različne numerične modele, s katerimi sem dobil zelo podobne rezultate. Analizo obtežbe sem naredil v skladu s standardoma EVROKOD 0 in EVROKOD 1, upošteval sem le običajne projektne situacije. Konstrukcijo sem dimenzioniral v skladu s standardom EVROKOD 2. Pri dimenzioniranju sem upošteval mejna stanja nosilnosti in uporabnosti. V programu AutoCAD sem naredil opazne in armaturne načrte, katerim sem priložil tudi izvleček armature.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 006.77:624.012.45(043.2)
Author: Marko Anclin
Supervisor: Ph. D. Tatjana Isaković
Title: Design of reinforced concrete overpass according to EUROCODE standards
Notes: 112 p., 8 tab., 129 fig.
Key words: Reinforced concrete construction, design, Eurocode standards, reinforcement plans

ABSTRACT:

The thesis includes the project of the reinforced concrete overpass, which crosses the railway. The analyzed structure was defined based on an existing prestressed overpass built in Tremerje. The deck in the analyzed reinforced concrete structure is increased comparing to the original overpass. The height of the deck is 2,5 m and 1,5 m in reinforced concrete and prestressed structure, respectively.

For the analysis of the overpass the program SAP2000 has been used. Three different numerical models of the bridge were compared. The results, obtained with these models were very similar. For the design of the analyzed structure, the fundamental load combinations as defined in standards EUROCODE 0 and EUROCODE 1 have been considered. The detailing of the structure has been performed according to the standard EUROCODE 2, considering Ultimate Limit States and Serviceability Limit States. Construction and reinforcement plans have been obtained using computer program AutoCAD. Summary of the reinforcement has been also provided.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorici prof. dr. Tatjani Isaković za ves trud in čas, za vse praktične nasvete ter razlage tekom pisanja diplome.

Zahvaljujem se tudi puncu Maji, ki mi je stala ob strani, staršem, ki so mi omogočili študij ter sošolcem in prijateljem, ki so mi kakorkoli pomagali v času študija.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OPIS KONSTRUKCIJE	3
2.1 Zasnova konstrukcije	3
2.2 Podatki o materialih.....	6
3 ANALIZA KONSTRUKCIJE	7
3.1 Analiza obtežbe	7
3.1.1 Voziščna plošča.....	7
3.1.2 Konzola.....	10
3.1.3 Kontinuirana mostna konstrukcija	13
3.2 Računalniški modeli	22
3.2.1 Model 1	22
3.2.2 Model 2.....	24
3.2.3 Model 3.....	26
3.3 Primerjava rezultatov.....	28
3.4 Kombinacije vplivov	36
3.4.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN).....	36
3.4.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU) - kontrola širine razpok.....	37
3.4.3 Mejno stanje uporabnosti (MSU) - kontrola povosov	38
3.5 Rezultati	39
3.5.1 Voziščna plošča (POZ. 1).....	39
3.5.2 Konzola (POZ. 3).....	44
3.5.3 Kontinuirana mostna konstrukcija (nosilec POZ 2.1, plošča nad stebrom POZ 2.2)	47
4 DIMENZIONIRANJE - mejna stanja nosilnosti (MSN)	58

4.1	Materiali in delni faktorji varnosti za materiale	58
4.2	Voziščna plošča (POZ. 1)	59
4.2.1	Dimenzioniranje spodnje armature v polju.....	59
4.2.2	Dimenzioniranj zgornje armature ob robu nosilca.....	62
4.3	Konzola (POZ. 3)	65
4.3.1	Dimenzioniranje zgornje armature.....	65
4.3.2	Robna armatura	67
4.4	Kontinuirana mostna konstrukcija (POZ. 2.1, POZ. 2.2)	70
4.4.1	Sodelujoča širina pasnice.....	70
4.4.2	Dimenzioniranje vzdolžne armature	73
4.4.3	Dimenzioniranje upogibne armature plošče nad stebrom v prečni smeri nadvoza. 84	
4.4.4	Dimenzioniranje strižne in torzijske armature.....	85
4.4.5	Račun preboja	96
5	DIMENZIONIRANJE – mejna stanja uporabnosti (MSU)	99
5.1	Razpoke.....	99
5.2	Račun povesov.....	101
6	PRIMERJAVA ARMIRANOBETONSKE IN PREDNAPETE KONSTRUKCIJE. 107	
7	ZAKLJUČEK.....	110
VIRI	111

KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Nadvoz v Tremerju (vir: www.ponting.si)</i>	2
<i>Slika 2: Tloris in vzdolžni prerez</i>	4
<i>Slika 3: Prečni prerez konstrukcije v polju</i>	5
<i>Slika 4: Prečni prerez konstrukcije nad stebrom</i>	5
<i>Slika 5: Lastna teža</i>	7
<i>Slika 6: Sestava krova</i>	8
<i>Slika 7: Obtežba krova</i>	8
<i>Slika 8: Postavitev prometne obtežbe 1</i>	9
<i>Slika 9: Postavitev prometne obtežbe 2</i>	10
<i>Slika 10: Računski model konzole</i>	10
<i>Slika 11: Lastna teža</i> <i>Slika 12: Obtežba krova</i>	11
<i>Slika 13: Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev</i>	12
<i>Slika 14: Obtežba pešcev</i>	12
<i>Slika 15: Prerez nosilca</i>	13
<i>Slika 16: Lastna teža v polju</i>	13
<i>Slika 17: Lastna teža nad stebrom</i>	14
<i>Slika 18: Sestava krova</i>	14
<i>Slika 19: Robni venec</i>	15
<i>Slika 20: Obtežba krova</i>	15
<i>Slika 21: Prometna obtežba</i>	16
<i>Slika 22: Prometna obtežba</i>	17
<i>Slika 23: Neenakomerna temperaturna sprememba; zgoraj topleje</i>	19
<i>Slika 24: Neenakomerna temperaturna sprememba; spodaj topleje</i>	19
<i>Slika 25: Računalniški model 1</i>	22
<i>Slika 26: Prikaz prerezov na modelu 1</i>	23
<i>Slika 27: Prenos obtežbe na element</i>	23
<i>Slika 28: Računalniški model 2</i>	24
<i>Slika 29: Prikaz prerezov na modelu 2</i>	25
<i>Slika 30: Računalniški model 3</i>	26
<i>Slika 31: Prikaz prerezov na modelu 3</i>	27

<i>Slika 32: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 1)</i>	28
<i>Slika 33: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 2)</i>	28
<i>Slika 34: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 3)</i>	29
<i>Slika 35: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 1</i>	30
<i>Slika 36: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 2</i>	30
<i>Slika 37: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 3</i>	31
<i>Slika 38: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 1</i>	31
<i>Slika 39: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 2</i>	32
<i>Slika 40: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 3</i>	32
<i>Slika 41: Upogibni moment v plošči nad stebrom - vzdolžna smer; model 1</i>	33
<i>Slika 42: Upogibni moment v plošči nad stebrom - vzdolžna smer; model 3</i>	33
<i>Slika 43: Upogibni moment v plošči nad stebrom - prečna smer; model 1</i>	34
<i>Slika 44: Upogibni moment v plošči nad stebrom - prečna smer; model 3</i>	34
<i>Slika 45: Kombinacije obtežb - osnovna projektna stanja (povzeto po PDF »Dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)</i>	36
<i>Slika 46: Kombinacija obtežb - navidezno stalna kombinacija (povzeto po PDF dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)</i>	37
<i>Slika 47: Kombinacija obtežb - navidezno stalna kombinacija (povzeto po PDF dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)</i>	38
<i>Slika 48: Upogibni momenti v plošči - lastna teža</i>	39
<i>Slika 49: Prečne sile v plošči - lastna teža</i>	39
<i>Slika 50: Upogibni momenti v plošči - obtežba krova</i>	39
<i>Slika 51: Prečne sile v plošči - obtežba krova</i>	40
<i>Slika 52: Upogibni momenti v plošči - promet 1</i>	40
<i>Slika 53: Prečne sile v plošči - promet 1</i>	40
<i>Slika 54: Upogibni momenti v plošči - promet 2</i>	41
<i>Slika 55: Prečne sile v plošči - promet 2</i>	41
<i>Slika 56: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v voziščni plošči</i>	42
<i>Slika 57: Zmanjšanje pozitivnega momenta v plošči</i>	43
<i>Slika 58: Upogibni momenti v plošči - v vzdolžni smeri</i>	43
<i>Slika 59: Ovojnica projektnih prečnih sil v voziščni plošči</i>	44
<i>Slika 60: Upogibni momenti na konzoli - lastna teža</i>	44

<i>Slika 61: Prečne sile na konzoli - lastna teža</i>	44
<i>Slika 62: Upogibni momenti na konzoli - obtežba krova</i>	45
<i>Slika 63: Prečne sile na konzoli - obtežba krova</i>	45
<i>Slika 64: Upogibni momenti na konzoli - Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev</i>	45
<i>Slika 65: Prečne sile na konzoli - Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev</i>	45
<i>Slika 66: Upogibni momenti na konzoli - obtežba pešcev</i>	46
<i>Slika 67: Prečne sile na konzoli - obtežba pešcev</i>	46
<i>Slika 68: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v konzoli</i>	46
<i>Slika 69: Ovojnica projektnih prečnih sil v konzoli</i>	47
<i>Slika 70: Upogibni momenti v nosilcu - lastna teža</i>	47
<i>Slika 71: Prečne sile v nosilcu - lastna teža</i>	48
<i>Slika 72: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - lastna teža</i>	48
<i>Slika 73: Upogibni momenti v nosilcu - obtežba krova</i>	48
<i>Slika 74: Prečne sile v nosilcu - obtežba krova</i>	48
<i>Slika 75: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - obtežba krova</i>	49
<i>Slika 76: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obtežba UDL + pešci</i>	49
<i>Slika 77: Ovojnica prečnih sil v nosilcu - prometna obtežba UDL + pešci</i>	49
<i>Slika 78: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom - prometna obtežba UDL + pešci</i>	50
<i>Slika 79: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obtežba TS</i>	50
<i>Slika 80: Ovojnica prečnih sil v nosilcu - prometna obtežba TS</i>	50
<i>Slika 81: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom – prometna obtežba TS</i>	51
<i>Slika 82: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obt. zavorne sile in sile pospeševanja</i>	51
<i>Slika 83: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - temperaturni vplivi</i>	51
<i>Slika 84: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom - temperaturni vplivi</i>	52
<i>Slika 85: Upogibni momenti v nosilcu – krčenje</i>	52
<i>Slika 86: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - krčenje</i>	52
<i>Slika 87: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v nosilcu</i>	53
<i>Slika 88: Ovojnica projektnih upogibnih momentov nad stebrom</i>	53
<i>Slika 89: Ovojnica projektnih upogibnih momentov nad stebrom v prečni in vzdolžni smeri</i> .	54

<i>Slika 90: Negativni moment nad stebrom v prečni smeri nadvoza</i>	54
<i>Slika 91: Zmanjšanje negativnega momenta nad stebrom</i>	55
<i>Slika 92: Ovojnica projektnih prečnih sil v nosilcu</i>	55
<i>Slika 93: Ovojnica projektnih prečnih sil v plošči nad stebrom</i>	56
<i>Slika 94: Ovojnica torzijskih momentov v nosilcu</i>	56
<i>Slika 95: Ovojnica momentov - navidezno stalne kombinacije</i>	56
<i>Slika 96: Ovojnica momentov - pogosta kombinacija</i>	57
<i>Slika 97: Tloris voziščne plošče in prikaz momentov</i>	59
<i>Slika 98: Opis pogojev sidranja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 137)</i>	61
<i>Slika 99: Vrednost c_d pri nosilcih in ploščah (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 138)</i>	62
<i>Slika 100: Robna armatura plošče</i>	68
<i>Slika 101: Prikaz robne armature</i>	68
<i>Slika 102: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 60)</i>	70
<i>Slika 103: Parametri sodelujoče širine pasnice (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 60)</i>	70
<i>Slika 104: Prečni prerez sodelujoče širine tlačne pasnice</i>	71
<i>Slika 105: Razporeditev natezne armature pri prečnem prerezu s pasnico (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 155)</i>	72
<i>Slika 106: Razporeditev zgornje armature v nosilcu</i>	72
<i>Slika 107: Medsebojna oddaljenost palic</i>	74
<i>Slika 108: Opis pogojev sidranja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 137)</i>	79
<i>Slika 109: Vrednost c_d pri nosilcih in ploščah (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 138)</i>	80
<i>Slika 110: Prečni prerez strižnega prereza 1</i>	85
<i>Slika 111: Prečni prerez 1- učinkovita debelina stene pri torziji</i>	86
<i>Slika 112: Razpored strižne armature v nosilcu</i>	89
<i>Slika 113: Razporeditev stremen v nosilcu</i>	90
<i>Slika 114: Prikaz mesta odčitavanja prečne sile</i>	91
<i>Slika 115: Prečni prerez strižnega prereza 2</i>	91
<i>Slika 116: Prečni prerez 2 - učinkovita debelina stene pri torziji</i>	92

<i>Slika 117: Razporeditev strižne armature v plošči nad stebrom</i>	95
<i>Slika 118: Razporeditev stremen v plošči nad stebrom</i>	96
<i>Slika 119: Plošča s kapitelom stebra, kjer je $l_h < 2,0 h_H$ (Povzeto po SIST EN 1991-1-1: 2005, str. 102)</i>	96
<i>Slika 120: Določitev kontrolnega obsega u_1</i>	97
<i>Slika 121: Določitev nevtralne osi v nosilcu</i>	99
<i>Slika 122: Obseg prereza, izpostavljen sušenju</i>	102
<i>Slika 123: Nerazpokan prerez Slika 124: Razpokan prerez</i>	103
<i>Slika 125: Pomik nosilca - nerazpokan prerez</i>	104
<i>Slika 126: Pomik nosilca - razpokan prerez</i>	105
<i>Slika 127: Primerjava prerezov v polju</i>	107
<i>Slika 128: Primerjava prerezov nad stebrom</i>	107
<i>Slika 129: Shematski prikaz poteka kablov + geometrija kablov (povzeto po: Mapa II - statični račun)</i>	108

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Prometna obtežba</i>	9
<i>Preglednica 2: Prometna obtežba</i>	16
<i>Preglednica 3: Primerjava upogibnih momentov v konstrukciji na različnih modelih</i>	35
<i>Preglednica 4: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 1</i>	87
<i>Preglednica 5: Kontrola ali je potrebna računsko armatura pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 1</i>	87
<i>Preglednica 6: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 2</i>	93
<i>Preglednica 7: Kontrola ali je potrebna računsko armatura pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 2</i>	94
<i>Preglednica 8: Primerjava porabe betona obeh variant v prekladni konstrukciji</i>	108

1 UVOD

Mostovi so objekti, ki služijo za prehod čez ovire kot so reke, doline, soteske, morske ožine, ceste, železnice, ter druge fizične ovire. Prvi mostovi so bili naravni, kot je npr. hlod čez manjšo reko. Pomembni graditelji mostov so bili stari Rimljani, katerih nekateri mostovi so vidni še danes. Ključna materiala v zgodovini mostov sta bila les in kamen. Kamniti mostovi so se veliko gradili od 15. do 19. st.. Tudi v Sloveniji imamo enega izmed pomembnih mejnikov kamnitih mostov, ki ga predstavlja Solkanski most z najdaljšim kamnitim lokom na svetu. Z razvojem materialov in zasnove mostov so se večali tudi razponi, ki jih je bilo možno premostiti. Danes most z največjim razponom dosega skoraj 2 km (Akashi Kaikyo-Japonska) najdaljši most pa je dolg 36 km (Hangzhau Bridge-Kitajska).

V okviru diplomske naloge sem obravnaval konkreten primer AB nadvoza. Nadvoz se nahaja na magistralni cesti Celje – Laško v kraju Tremerje (glej sliko 1), kjer premošča železniško traso med Celjem in Zidanim mostom. Nadvoz je kontinuirana prednapeta AB konstrukcija višine 1,5m. Konstrukcija poteka kontinuirano preko 5 polj razponov $26 + 31 + 33 + 31 + 26$ m, skupna dolžina brez prehodnih plošč znaša 147 m.

Cilj diplomske naloge je izdelati statični izračun zgornje prekladne konstrukcije in sicer kot armirano betonsko konstrukcijo. Zanimalo me je koliko se bodo povečale dimenzije in poraba armature v primerjavi z originalno prednapeto konstrukcijo.

Zasnova armiranobetonske variante je prikazana v 2 poglavju. Pri analizi obtežbe sem upošteval določila standarda EVROKOD 0 in EVROKOD 1. Konstrukcijo sem analiziral s tremi različnimi numeričnimi modeli v računalniškem programu SAP2000, analiza je prikazana v 3. poglavju. V 4. poglavju je prikazano dimenzioniranje prekladne konstrukcije v skladu z standardom EVROKOD 2, kjer so upoštevana mejna stanja nosilnosti. Dimenzioniranje sem izvedel s pomočjo računalniškega programa DIAS in preglednicami iz literature. Izrednih projektnih situacij in vpliva potresne obtežbe v nalogi nisem upošteval. Slednje običajno ni kritično za prekladno konstrukcijo.

Dimenzioniranje kjer so upoštevana mejna stanja uporabnosti, je prikazano v 5. poglavju. V 6. poglavju je narejena krajša primerjava armiranobetonske in prednapete prekladne konstrukcije.



Slika 1: Nadvoz v Tremerju (vir: www.ponting.si)

2 OPIS KONSTRUKCIJE

2.1 Zasnova konstrukcije

Nosilno mostno konstrukcijo predstavlja voziščna plošča z dvema rebroma oziroma vzdolžnima nosilcema. V območju stebra je preklada ojačana in ima polni prerez na dolžini 4,0 m z vsake strani stebra.

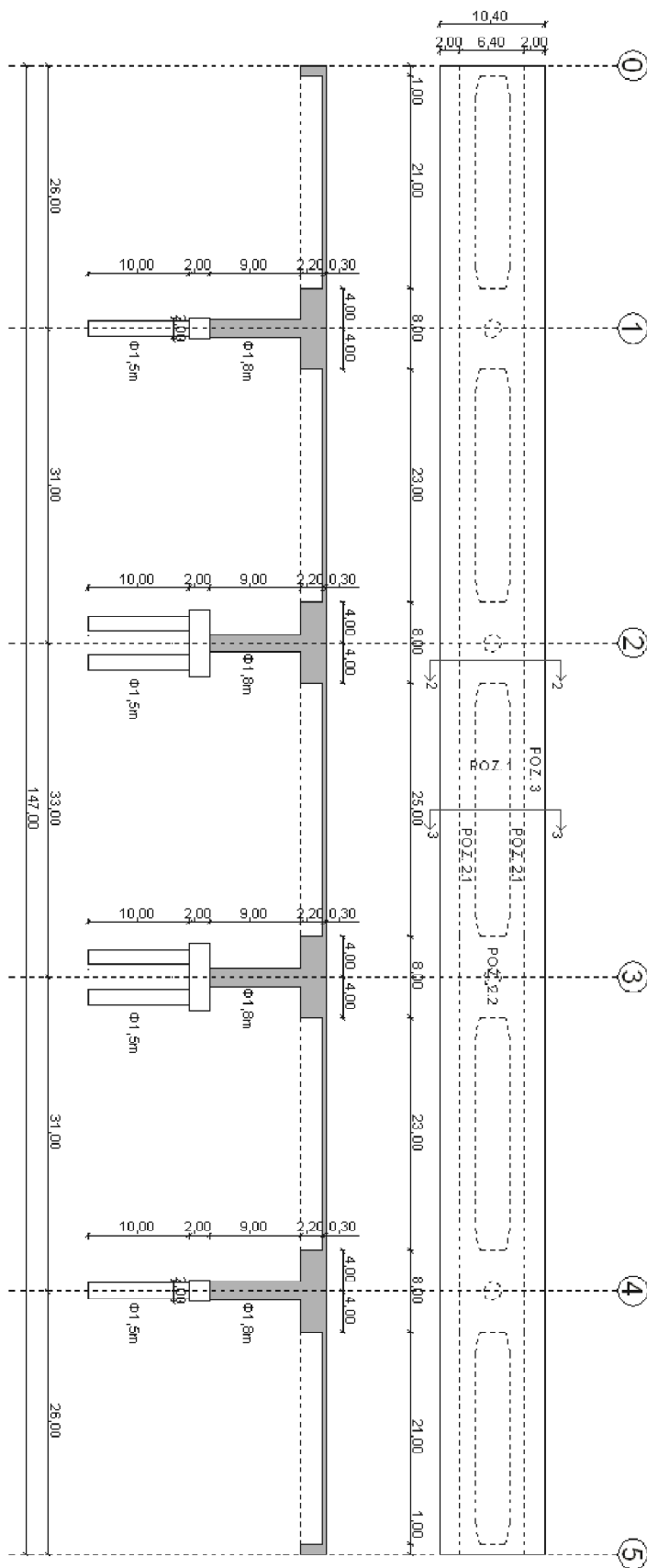
Kontinuirana mostna konstrukcija je višine 2,5 m in poteka preko 5 polj razponov 26 + 31 + 33 + 31 + 26 m. Skupna dolžina nadvoza znaša 147 m. Voziščna plošča je zabetonirana hkrati z nosilcema, na konzolnem delu je plošča debeline 20 cm in se enakomerno odebeli na 30 cm ob nosilcu. Med nosilcema je plošča konstantne debeline 30 cm.

Spodnjo konstrukcijo sestavljata 2 masivna opornika, ki sta temeljena na 18 m dolgih pilotih, ki segajo $2d = 3,0$ m v kompaktno dolomitno osnovo, ter 4 vmesne podpore, ki jih tvorijo stebri premera 1,8 m, pilotna blazina dimenzij $2,0 \cdot 2,0 \cdot 6,5$ m. Pilotna blazina leži na dveh pilotih premera 1,5 m, ki segata v dolomitno osnovo minimalno 3,0 m.

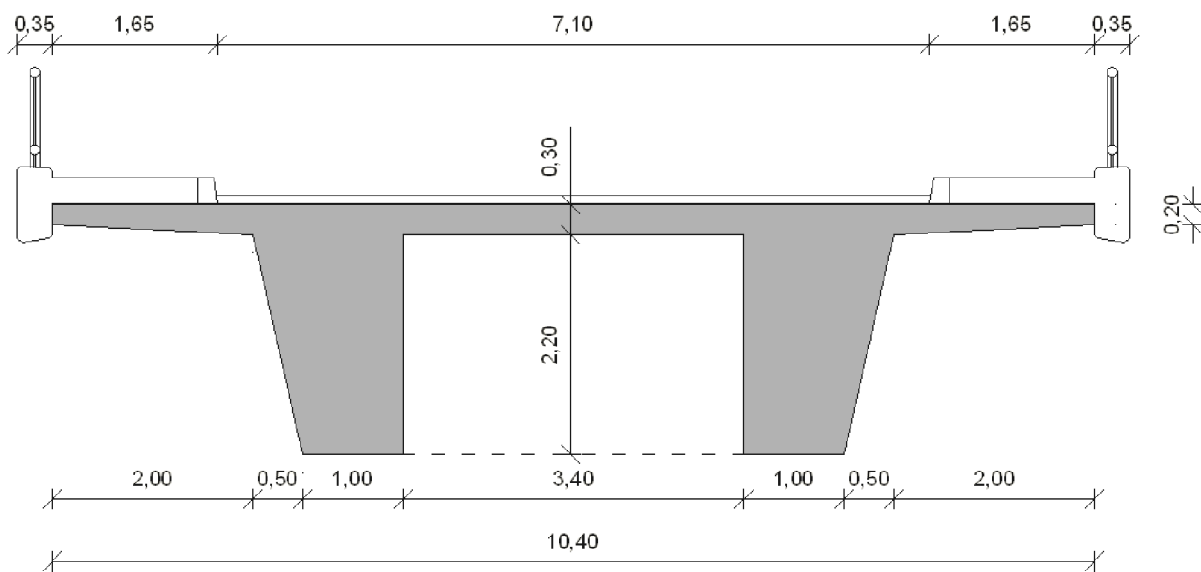
Stebri so zgoraj togo povezani s kontinuirano mostno konstrukcijo, tako je zagotovljena stabilnost prečno na os objekta. Na krajnih opornikih so nameščena ležišča, ki so pomična v vzdolžni smeri konstrukcije.

Kontinuirana mostna konstrukcija, kot tudi voziščna plošča, sta predvidena v betonu C40/50 ter armaturo S500. Stebri so predvideni v betonu C30/37 ter armaturo S500, prečka opornika ter piloti pa so predvideni v betonu C25/30 ter armaturo S500.

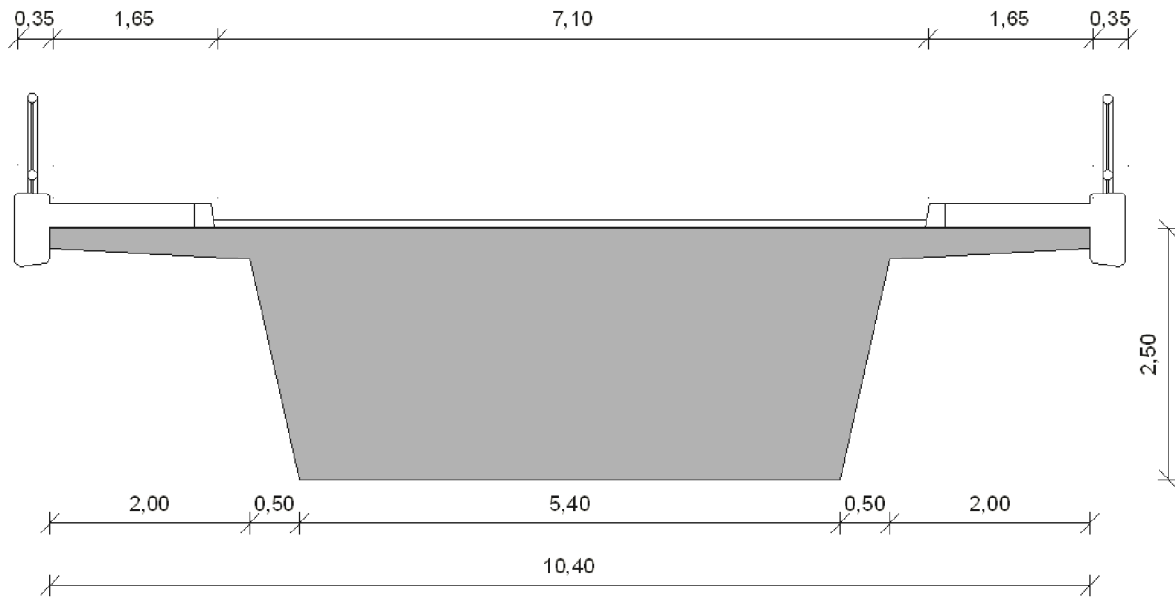
Vzdolžni prerez nadvoza in prečni prerezi prekladne konstrukcije v polju in v bližini stebra so prikazani na slikah 2-4.



Slika 2: Tloris in vzdolžni prerez



Slika 3: Prečni prerez konstrukcije v polju



Slika 4: Prečni prerez konstrukcije nad stebrom

2.2 Podatki o materialih

Voziščna plošča in kontinuirana mostna konstrukcija

Beton C40/50

Modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$

Poissonov količnik $\nu = 0,2$

Prostorninska teža $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Koeficient temperaturnega raztezka $\alpha_t = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Stebri

Beton C30/37

Modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$

Poissonov količnik $\nu = 0,2$

Prostorninska teža $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Koeficient temperaturnega raztezka $\alpha_t = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Piloti in pilotna blazina

Beton C25/30

Modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$

Poissonov količnik $\nu = 0,2$

Prostorninska teža $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Koeficient temperaturnega raztezka $\alpha_t = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Armatura

Kvaliteta S500

Modul elastičnosti jekla $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$

Zemljina

Modul reakcije tal 1 sloj $K=60000 \text{ kN/m}^1$

Modul reakcije tal 2 sloj $K=150000 \text{ kN/m}^1$

3 ANALIZA KONSTRUKCIJE

3.1 Analiza obtežbe

Vplivi, ki delujejo na konstrukcijo so določeni v skladu z evropskimi standardi. V diplomski nalogi se srečamo z naslednjimi vplivi: lastna teža, koristna teža (obtežba krova), temperaturni vplivi, prometna obtežba, krčenje. Vpliv vetra zanemarimo.

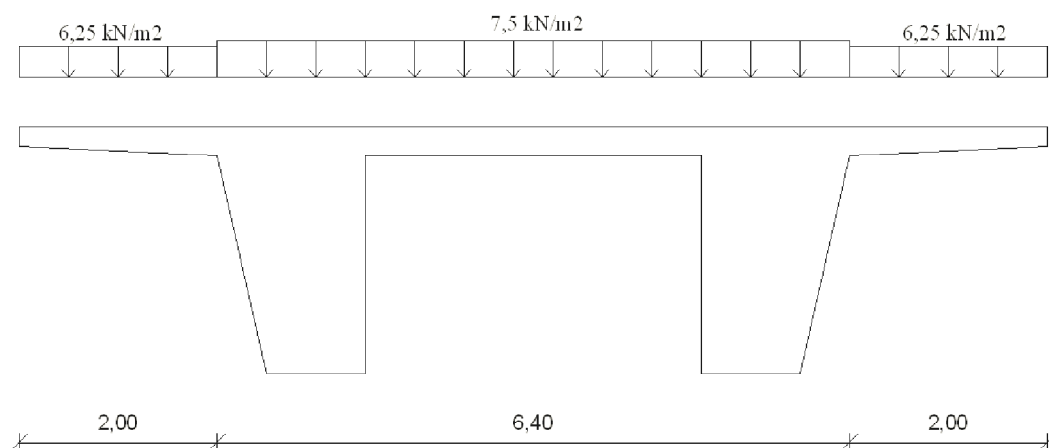
3.1.1 Voziščna plošča

Za določitev obremenitev v voziščni plošči je merodajna sredina tretjega polja. Plošča med nosilcema se obnaša kot nepomično podprta in togo vpeta v masivne nosilce.

Stalna obtežba

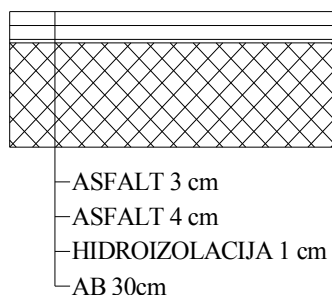
Lastna teža

$$\begin{aligned} \text{Lastna teža plošče med nosilcema} & 0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = & 7,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lastna teža konzolne plošče} & 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = & 6,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



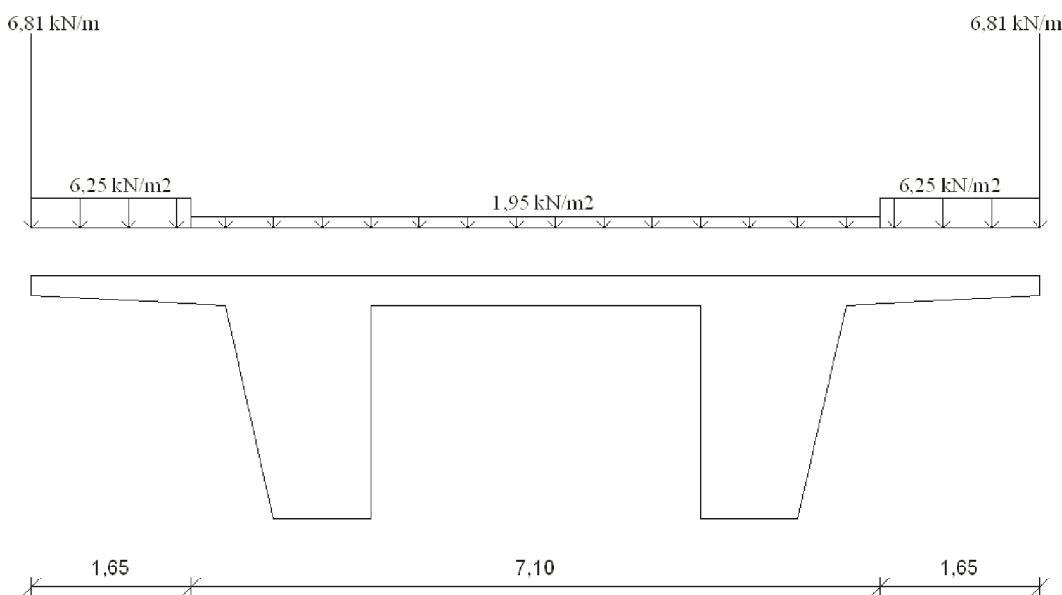
Slika 5: Lastna teža

obtežba krova (koristna obtežba)



Slika 6: Sestava krova

Lastna teža asfalt betona	$0,07 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$1,75 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža hidroizolacije	$0,01 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 =$	<u>$0,2 \text{ kN/m}^2$</u>
		$= 1,95 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža hodnika	$0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,25 \text{ kN/m}^2$
Robni venec	$0,75 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,56 \text{ kN/m}$
Ograja		$0,25 \text{ kN/m}$



Slika 7: Obtežba krova

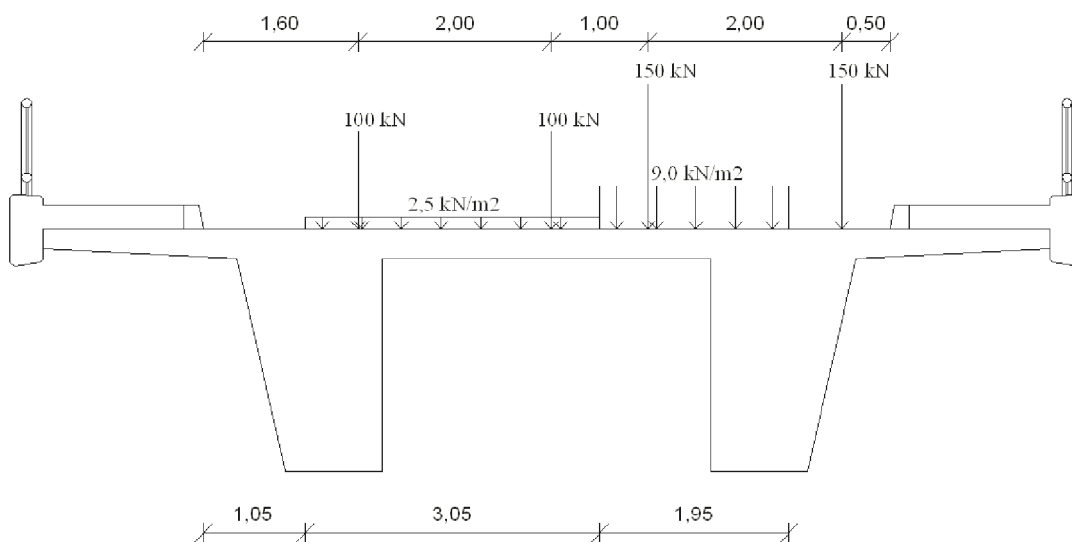
Prometna obtežba

Širina vozišča je $w = 7,1$ m tako, da vozišče razdelimo na dva pasova širine 3,0 m ter preostanek, ki je širine 1,1 m.

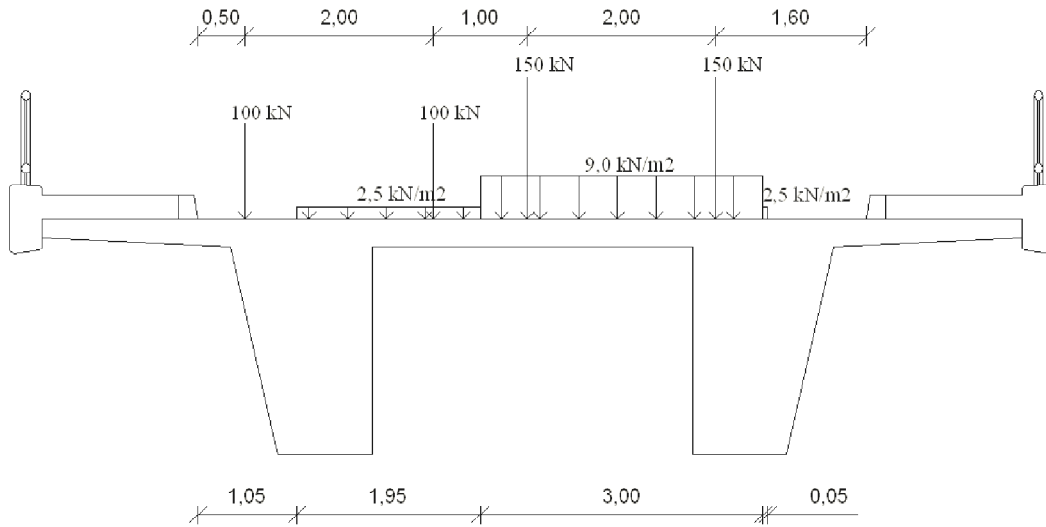
Preglednica 1: Prometna obtežba

pas	TS	UDL
	Osna obremenitev Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
1	300	9,0
2	200	2,5
3	/	2,5

Pri analizi voziščne plošče prometno obtežbo - TS upoštevamo dvoosno. Prometno obtežbo postavimo na voziščno ploščo tako, da nam povzroči največji pozitivni moment v plošči, ter največji negativni moment v plošči ob nosilcu. Na sliki 8,9 je razvidno, da UDL ne postavimo po celotnem prometnem pasu ampak samo na delu, kjer deluje neugodno.

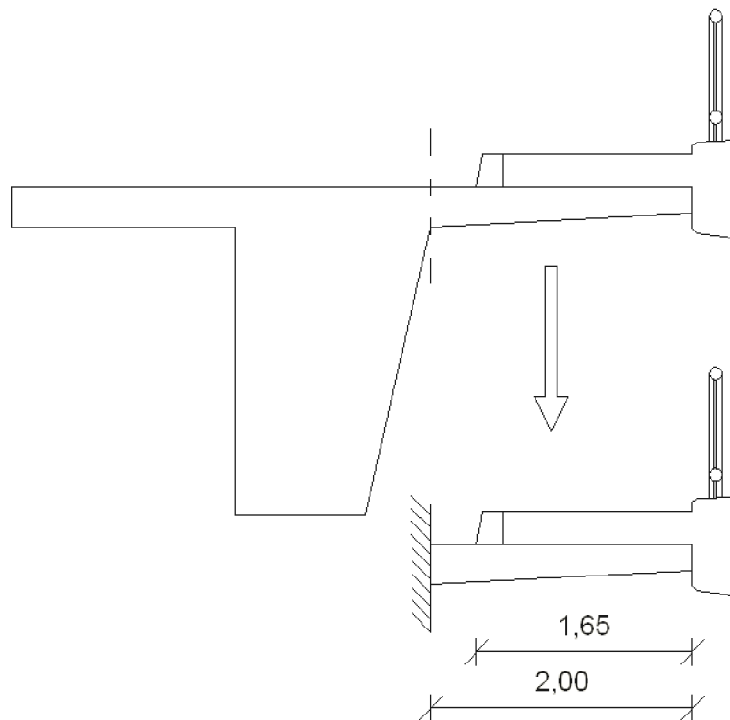


Slika 8: Postavitev prometne obtežbe 1



Slika 9: Postavitev prometne obtežbe 2

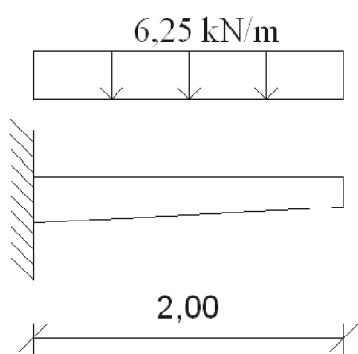
3.1.2 Konzola



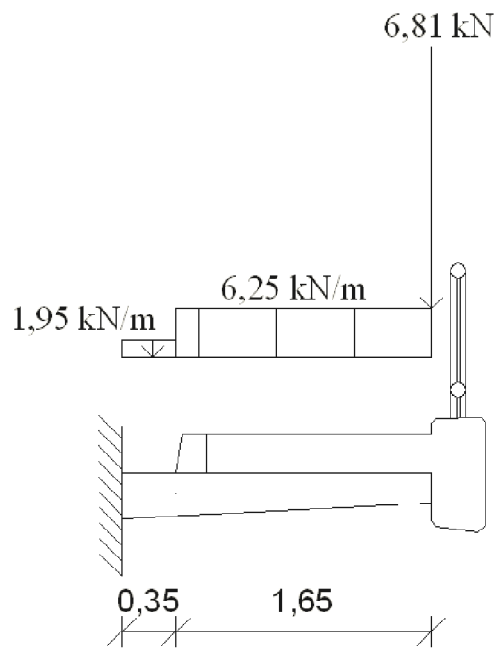
Slika 10: Računski model konzole

Lastna teža + krov

Lastna teža konzolne plošče	$0,25 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	6,25 kN/m
Lastna teža asfalt betona	$0,07 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	1,75 kN/m
Lastna teža hidroizolacije	$0,01 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 =$	<u>0,2 kN/m</u>
		= 1,95 kN/m
Lastna teža hodnika	$0,25 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	6,25 kN/m
Robni venec	$0,75 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	6,56 kN
Ograja	$0,25 \text{ kN/m} \cdot 1,0 \text{ m} =$	0,25 kN



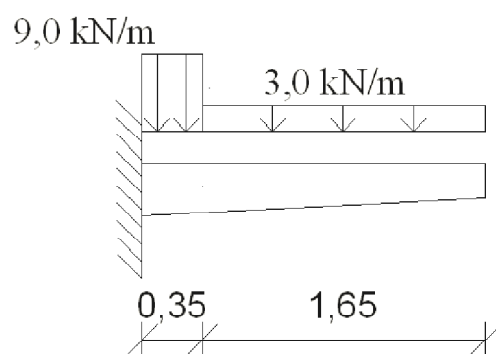
Slika 11: Lastna teža



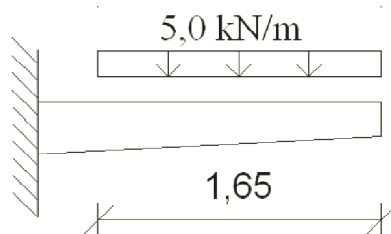
Slika 12: Obtežba krova

Promet

Kolo vozila TS ne pade na konzolni del. Imamo dve različni prometni obtežbi, ki so možne na konzoli. Pri prvi (slika 13) imamo kombinacijsko vrednost na hodniku, na preostalem delu pa UDL od prvega voznega pasu. V drugem primeru (slika 14) imamo samo karakteristično vrednost obtežbe pešcev na hodniku. Kombinacijska vrednost obtežbe na hodniku znaša $3,0 \text{ kN/m}^2$, karakteristična obtežba pa $5,0 \text{ kN/m}^2$.



Slika 13: Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev



Slika 14: Obtežba pešcev

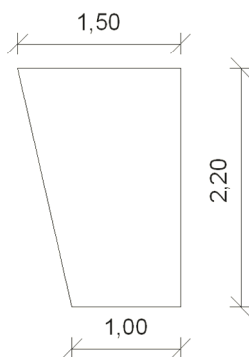
3.1.3 Kontinuirana mostna konstrukcija

Stalna obtežba

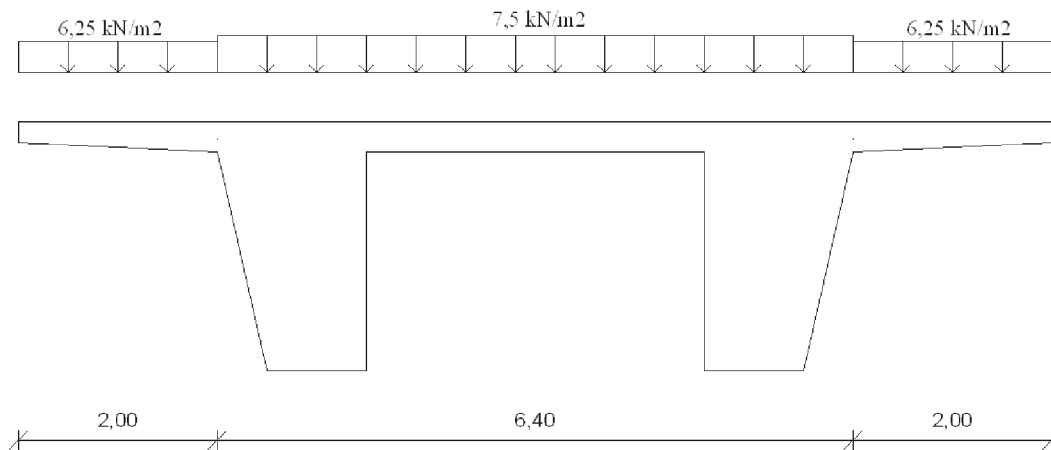
Lastna teža

V polju

Lastna teža plošče med nosilcema	$0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$7,5 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža konzolne plošče	$0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,25 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža nosilca brez voziščne plošče	$1,25 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$68,75 \text{ kN/m}$



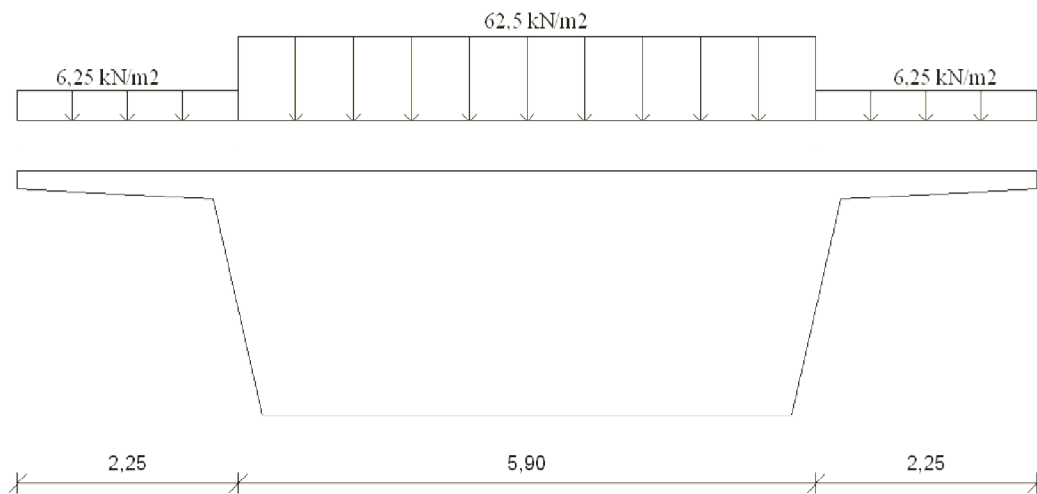
Slika 15: Prerez nosilca



Slika 16: Lastna teža v polju

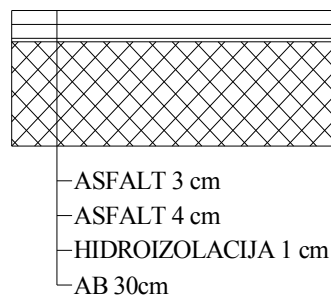
Nad stebrom

Lastna teža prekladne plošče	$2,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$62,5 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža konzolne plošče	$0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,25 \text{ kN/m}^2$



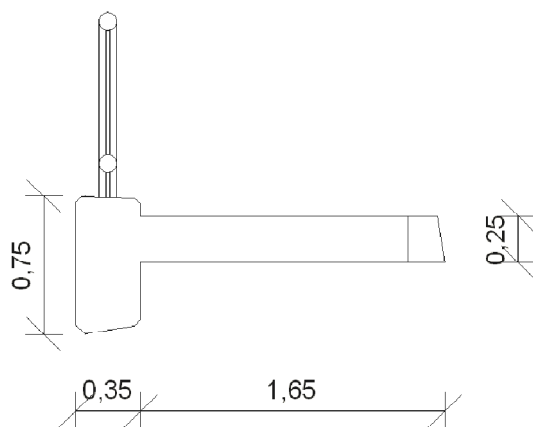
Slika 17: Lastna teža nad stebrom

obtežba krova (koristna obtežba)

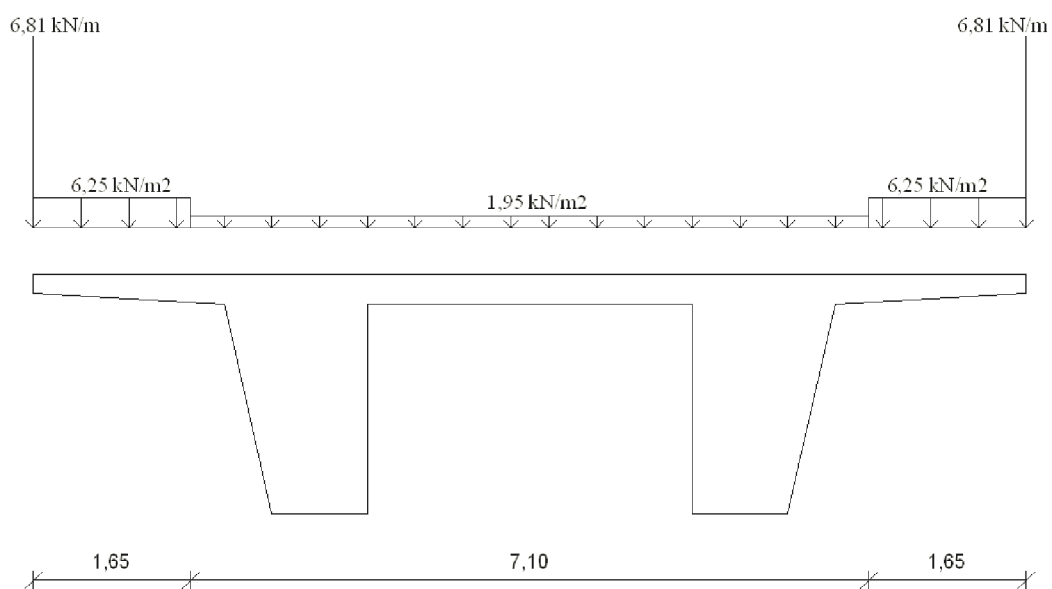


Slika 18: Sestava krova

Lastna teža asfalt betona	$0,07 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$1,75 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža hidroizolacije	$0,01 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 =$	<u>$0,2 \text{ kN/m}^2$</u>
		$= 1,95 \text{ kN/m}^2$
Lastna teža hodnika	$0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,25 \text{ kN/m}^2$
Robni venec	$0,75 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	$6,56 \text{ kN/m}$
Ograja		$0,25 \text{ kN/m}$



Slika 19: Robni venec

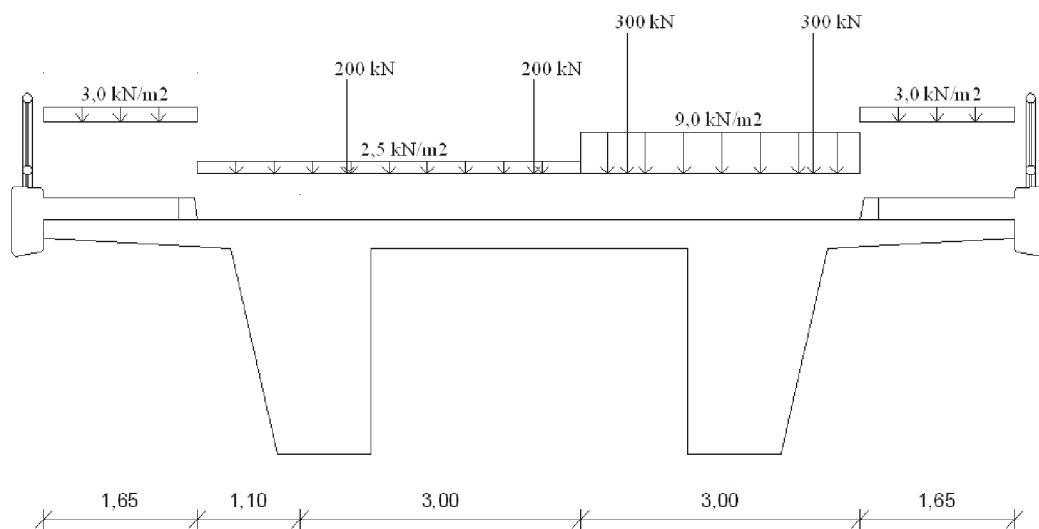


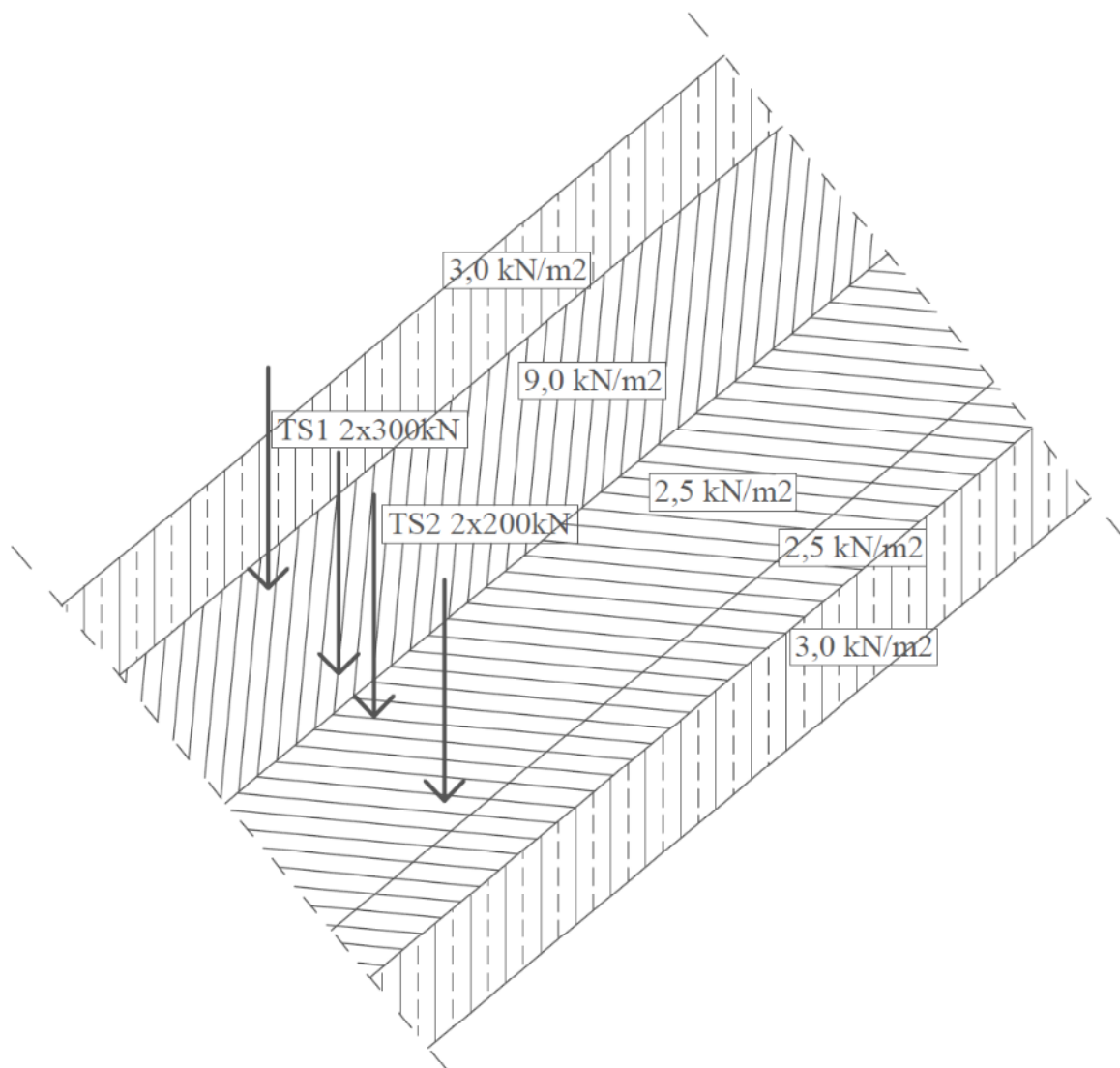
Slika 20: Obtežba krova

Prometna obtežba (vertikalna)*Preglednica 2: Prometna obtežba*

pas	TS	UDL
	Osna obremenitev Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
1	300	9,0
2	200	2,5
3	/	2,5
hodnik		3,0 (5,0)

Razpon med stebroma je večji od 10m, v tem primeru lahko dvoosno obtežbo nadomestimo z enosno obtežbo. To je razvidno tudi na slikah (21 in 22) kjer je prometna obtežba TS samo v eni osi. Obtežbo prometa postavimo na konstrukcijo tako, da povzroči čim večji vpliv na en nosilec.

*Slika 21: Prometna obtežba*



Slika 22: Prometna obtežba

Zavorne sile in sile pospeševanja

$$Q_{1k} = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,1q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6(2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,1 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 147 \text{ m} = 756,9 \text{ kN}$$

$$w_1 = 3,0 \text{ m} \quad \text{širina 1. pasu}$$

$$L = 147 \text{ m} \quad \text{dolžina nadvoza}$$

$$180 \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ (kN)}$$

$$180 \text{ kN} \leq 756,9 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Temperaturni vplivi

Enakomerna sprememba temperature

Ocenjena vrednost najvišje in najnižje temperature ozračja v senci. Podatki so povzeti iz priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij za Celje.

$$T_{\max} = 38,2^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = -28,9^{\circ}\text{C}$$

Začetna temperatura konstrukcije

$$T_0 = 10^{\circ}\text{C}$$

Efektivna najvišja in najnižja temperatura

Upoštevam tip konstrukcije 3 – betonska voziščna konstrukcija

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 38,2 + 1,5 = 39,7^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8^{\circ}\text{C} = -28,9 + 8 = -20,9^{\circ}\text{C}$$

Pripadajoči enakomerni temperaturni spremembi konstrukcije

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 39,7 - 10 = 29,7^{\circ}\text{C} \quad \text{pozitivno enakomerno temperaturno spreminjanje (segrevanje)}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-20,9) = 30,9^{\circ}\text{C} \quad \text{negativno enakomerno temperaturno spreminjanje (hlajenje)}$$

Neenakomerna sprememba temperature

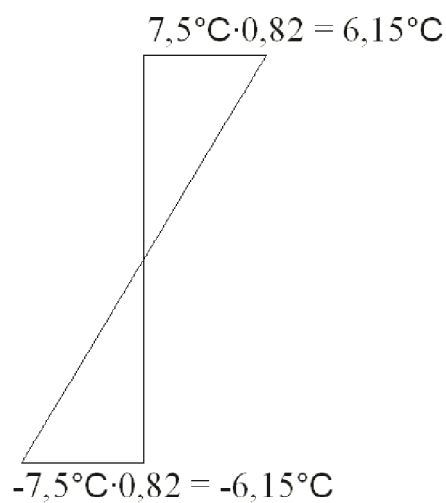
Vpliv neenakomerne spremembe temperature po višini upoštevamo z linearnima potekoma temperature po višini prekladne konstrukcije.

Zgornji rob toplejši: $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$ priporočena vrednost za debelino 50 mm obloge, v mojem primeru imam 8 cm obloge, zato je vrednost potrebno korigirati s faktorjem k_{sur} .

$$k_{\text{sur}}(50\text{mm}) = 1,0$$

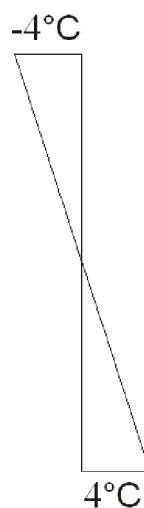
$$k_{\text{sur}}(100\text{mm}) = 0,7$$

po interpolaciji dobim $k_{\text{sur}} = 0,82$



Slika 23: Neenakomerna temperaturna sprememba; zgoraj topleje

Spodnji rob toplejši od zgornjega $\Delta T_{M,\text{cool}} = -8^{\circ}\text{C}$



Slika 24: Neenakomerna temperaturna sprememba; spodaj topleje

Kombinacije

$$\Delta T_{M,\text{heat}} (\Delta T_{M,\text{cool}}) + \omega_N \Delta T_{N,\text{exp}} (\Delta T_{N,\text{con}})$$

$$\omega_M \Delta T_{M,\text{heat}} (\Delta T_{M,\text{cool}}) + \Delta T_{N,\text{exp}} (\Delta T_{N,\text{con}})$$

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Vpliv krčenjaČas(t) 50 let

Vlažnost(RH) 70%

Beton C40/50

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

- ε_{cs} celotna deformacija krčenja
 ε_{cd} deformacija krčenja zaradi sušenja
 ε_{ca} deformacija zaradi avtogenega krčenja

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,94 \cdot 0,7 \cdot 0,31\text{‰} = 0,2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,31\text{‰} \text{ preglednica 3.2 SIST EN 1992-1-1 (C40/50, RH=70\%)}$$

$$k_h = 0,7 \text{ koeficient, ki je odvisen od nazivne velikosti } h_0 \text{ preglednica 3.3 SIST EN 1992-1-1}$$

$$h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 8,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 / 18,32 \cdot 10^3 \text{ mm} = 919,2 \text{ mm}$$

$$A_c = 8,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \text{ ploščina prečnega prereza}$$

$$u = 18,32 \cdot 10^3 \text{ mm} \text{ obseg prereza}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(18250 - 28)}{(18250 - 28) + 0,04\sqrt{919,2^3}} = 0,94$$

$$t = 18250 \text{ dni} \text{ starost betona v obravnavanem času, v dnevih}$$

$$t_s = 28 \text{ dni} \text{ starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja}$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) = 1,0 \cdot 0,075\text{‰} = 0,075\text{‰}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 18250^{0,5}) = 1,0$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5(40 - 10)10^{-6} = 0,000075 = 0,075\text{‰}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,2\text{‰} + 0,075\text{‰} = 0,275\text{‰}$$

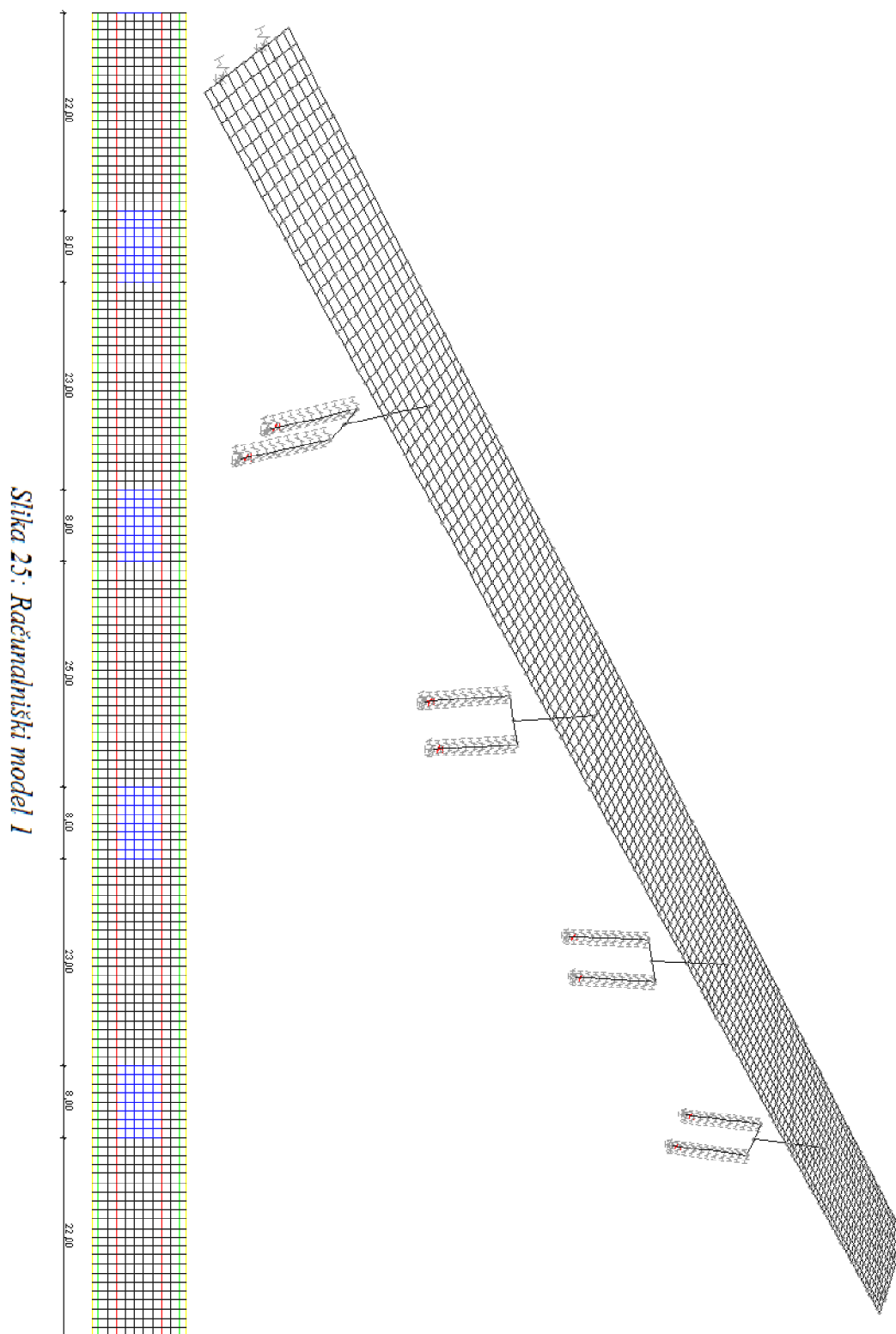
Vpliv krčenja na konstrukcijo v izračunu upoštevam kot enakomerno temperaturno spremembo.

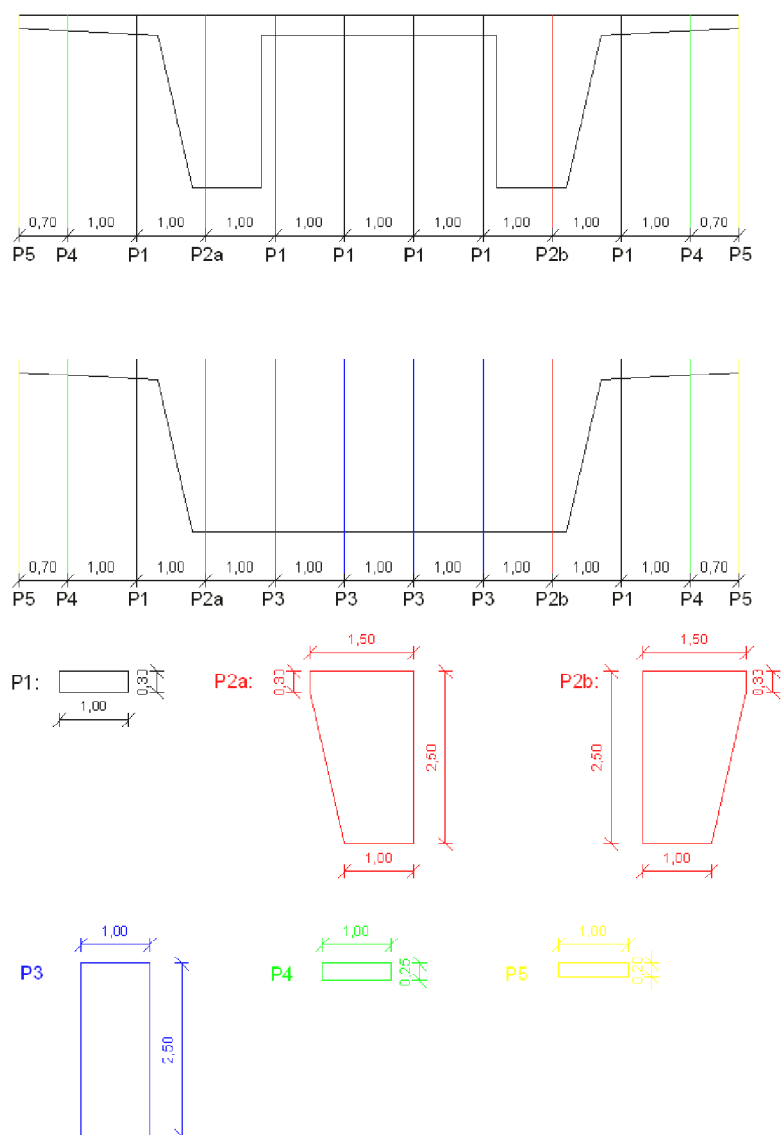
$$T = \varepsilon_{cs} / \alpha_t = 0,275 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 10^{-5} = 27,5^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$$

3.2 Računalniški modeli

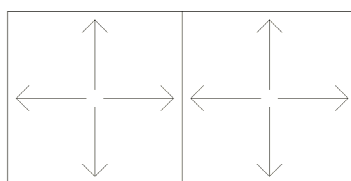
3.2.1 Model 1





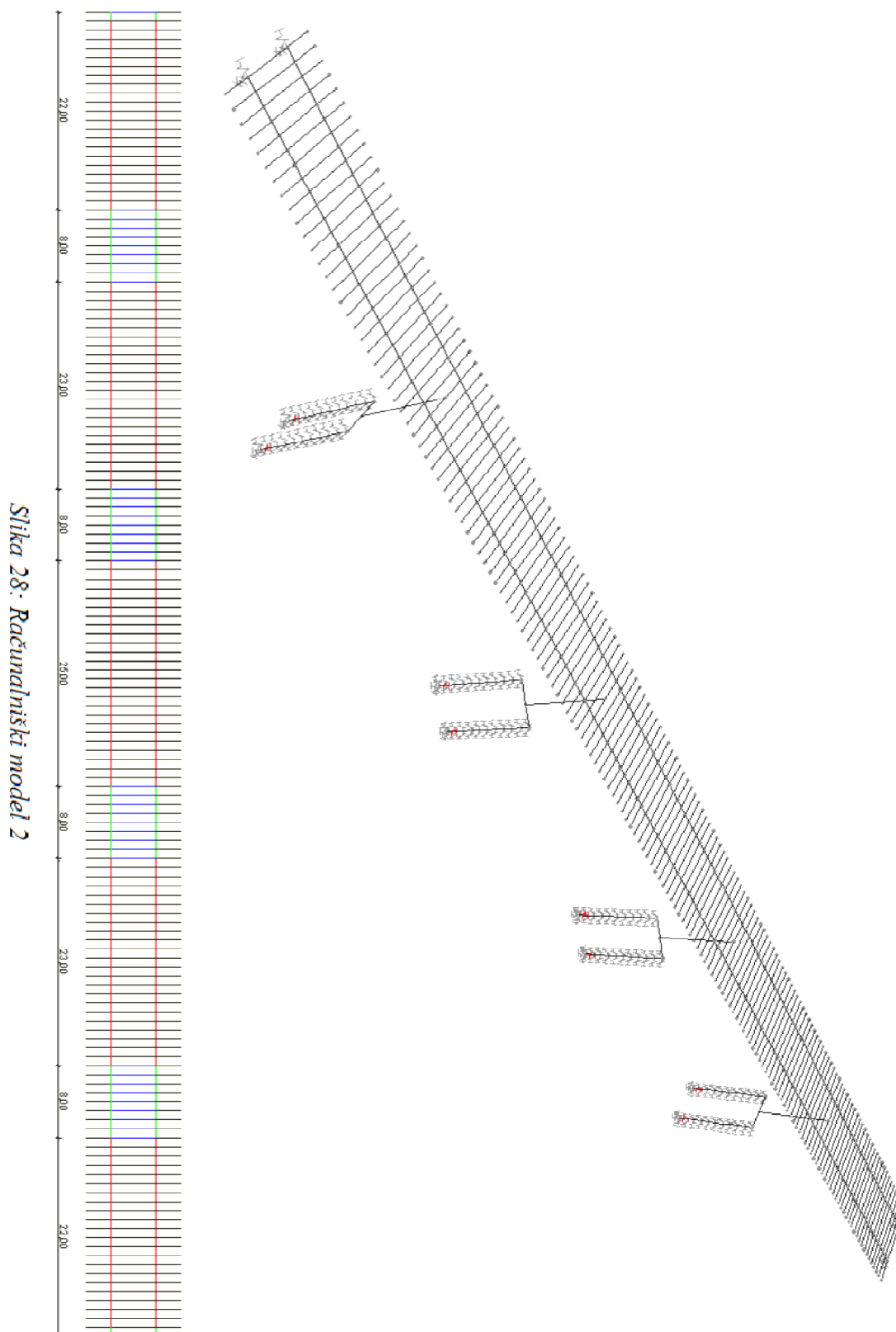
Slika 26: Prikaz prerezov na modelu 1

Konstrukcijo sem analiziral na tri načine in nato primerjal rezultate. V prvem primeru (slika 25) je model sestavljen iz linijskih elementov, ki sestavljajo brano in so na medsebojni razdalji 1,0 m. Obtežbo, ki deluje na linijske elemente razdelimo po strešnem pravilu. Na tlorisu (slika 25) je tudi barvno razvidno kje potekajo posamezni prerezi.

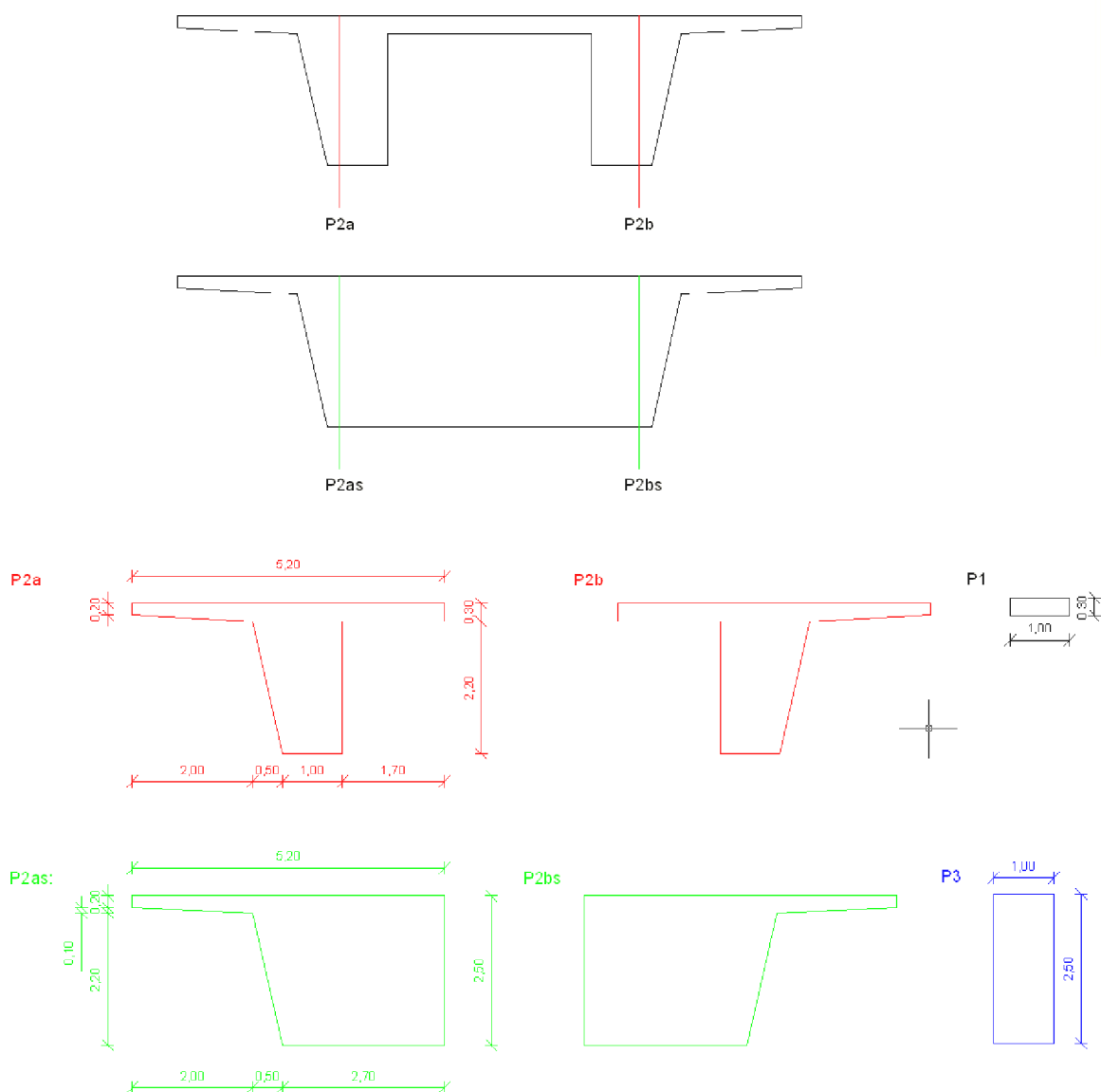


Slika 27: Prenos obtežbe na element

3.2.2 Model 2



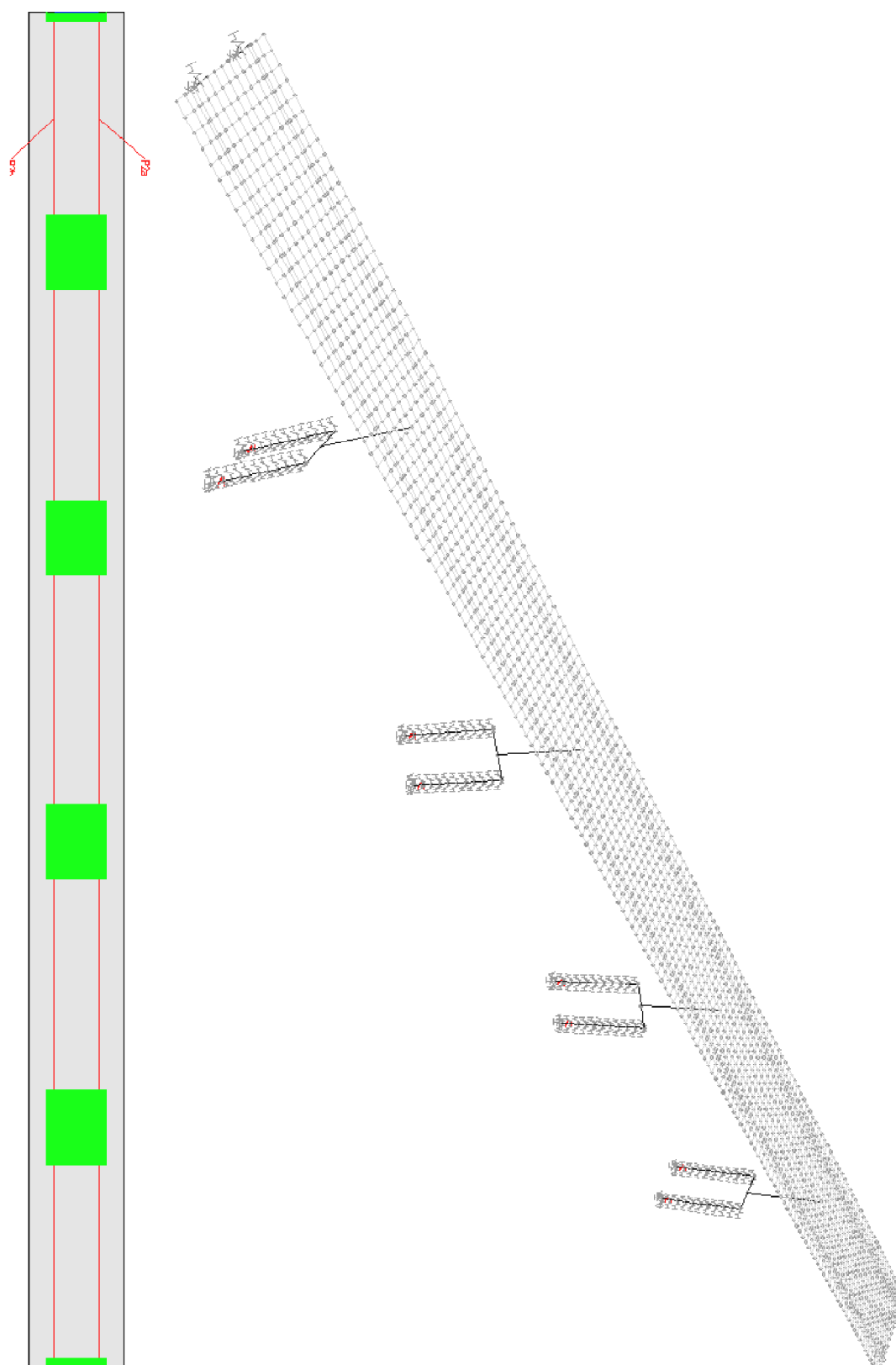
Slika 28: Računalniški model 2



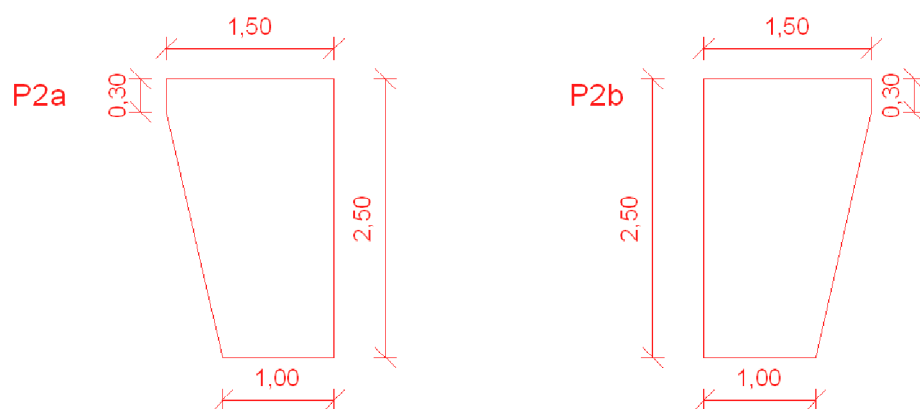
Slika 29: Prikaz prerezov na modelu 2

V drugem primeru je model sestavljen iz dveh glavnih elementov (nosilcev), na katera nalegajo prečni elementi na medsebojni razdalji 1,0 m. Obtežbo, ki je v m^2 pomnožimo s tekočim metrom in tako dobimo obtežbo na prečne elemente v m^1 . Na tlorisu (slika 28) je zopet vidno kje potekajo posamezni prerezi.

3.2.3 Model 3



Slika 30: Računski model 3

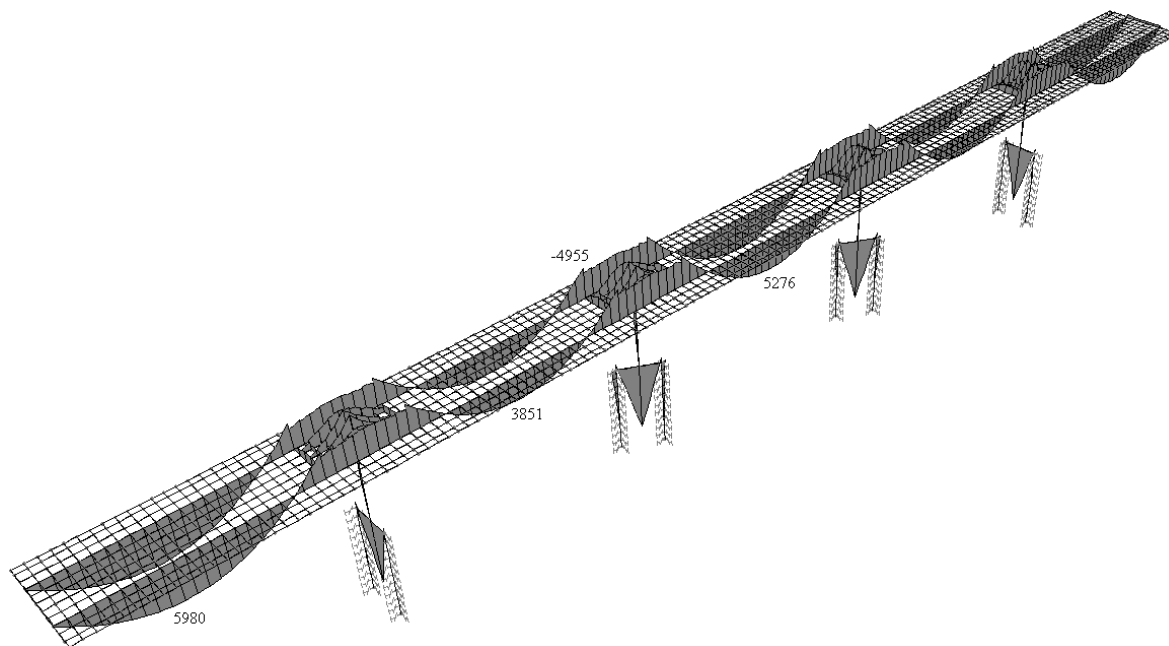


Slika 31: Prikaz prerezov na modelu 3

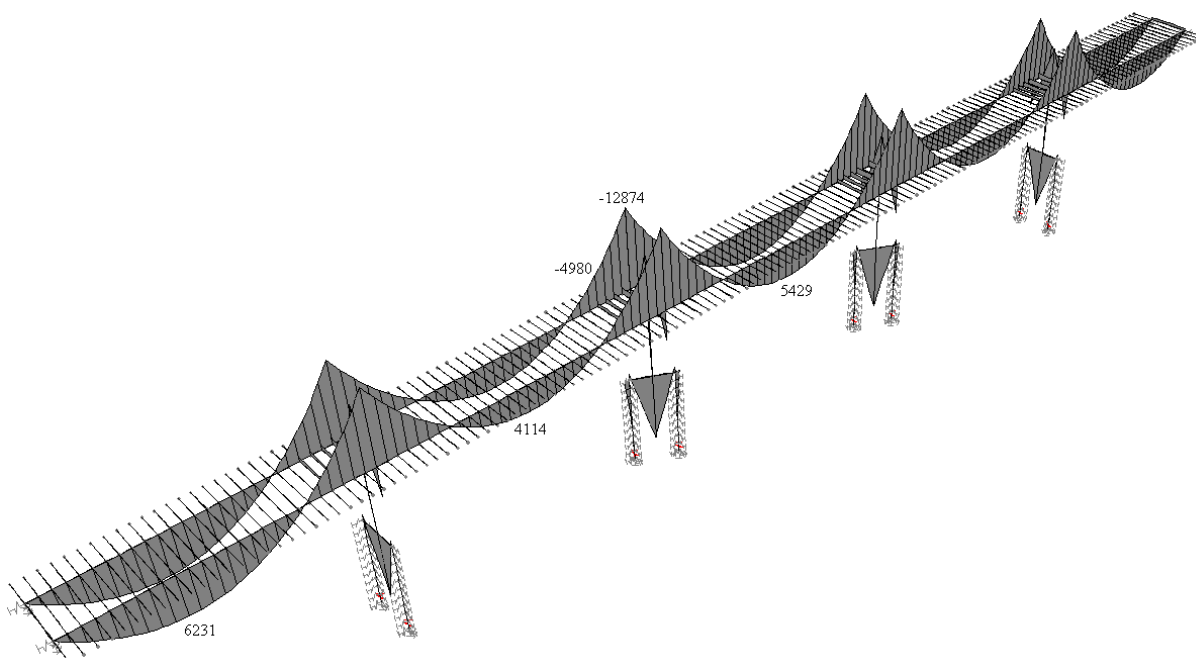
Tretji model je zelo podoben prvemu, vendar je ta sestavljen iz dveh linijskih elementov, s katerima sta modelirana glavna nosilca, ter lupinastih elementov, s katerima je modelirana plošča. Odebeljeni del plošče, ki poteka nad stebrom je označen z zeleno barvo (slika 30). V polju med ploščama potekata dva linijska elementa, ki sta rdeče barve. Preostali del je plošča debeline 30 cm, kar pa je označeno s sivo barvo.

3.3 Primerjava rezultatov

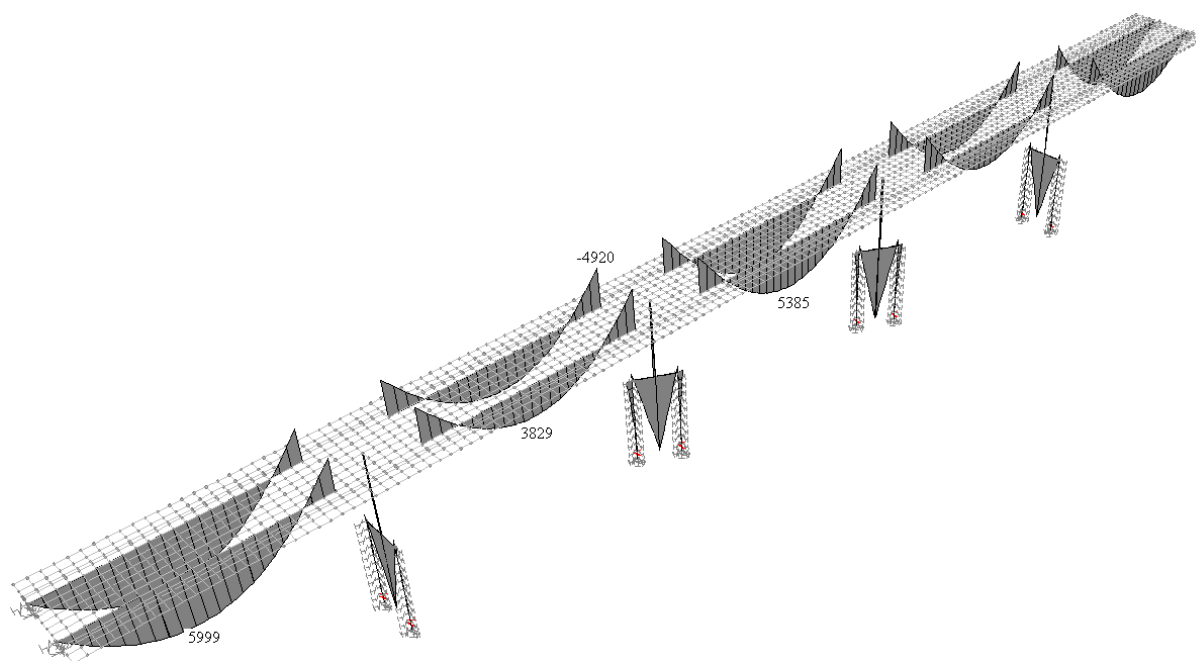
V nadaljevanju primerjamo notranje sile na posameznih modelih pri lastni + stalni obtežbi.



Slika 32: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 1)



Slika 33: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 2)

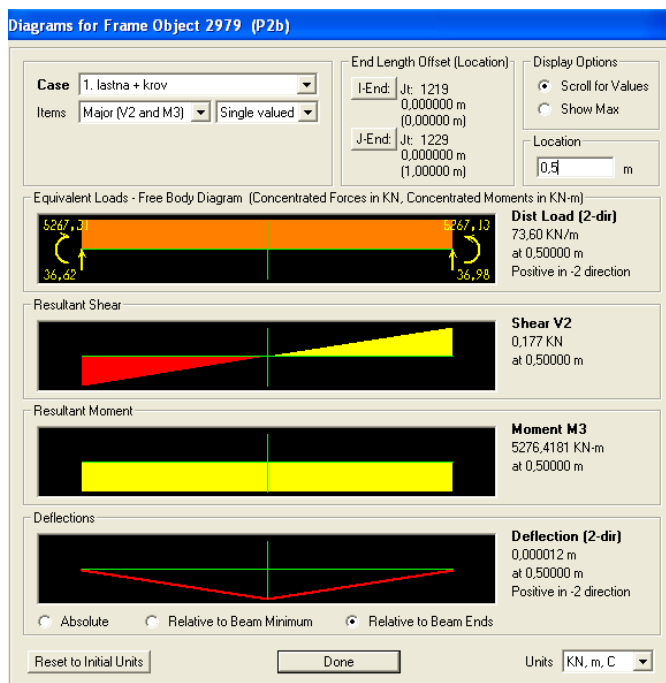


Slika 34: Upogibni momenti - lastna teža + stalna (model 3)

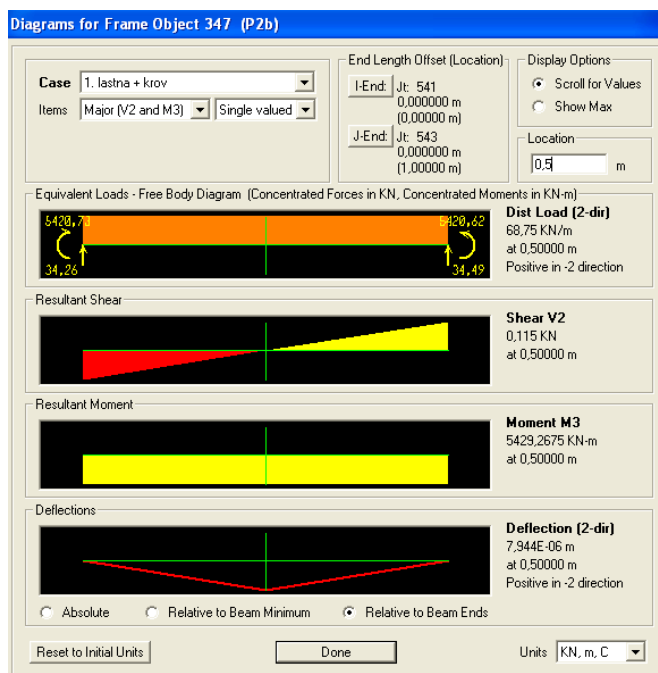
Razpored upogibnih momentov v plošči pri modelu 2, je nekoliko različen od razporeda pri ostalih dveh modelih. Vendar je rezultanta v vseh treh primerih enaka.

V prerezih, ki so merodajni za dimenzioniranje, primerjam upogibne momente različnih modelov pri lastni teži + stalni. Računalniški izpisi so iz programa SAP, ki prikazujejo notranje sile v posameznih elementih dolžine 1,0 m. Zato na izpisih deluje kot, da je potek momentov konstanten, vendar ni.

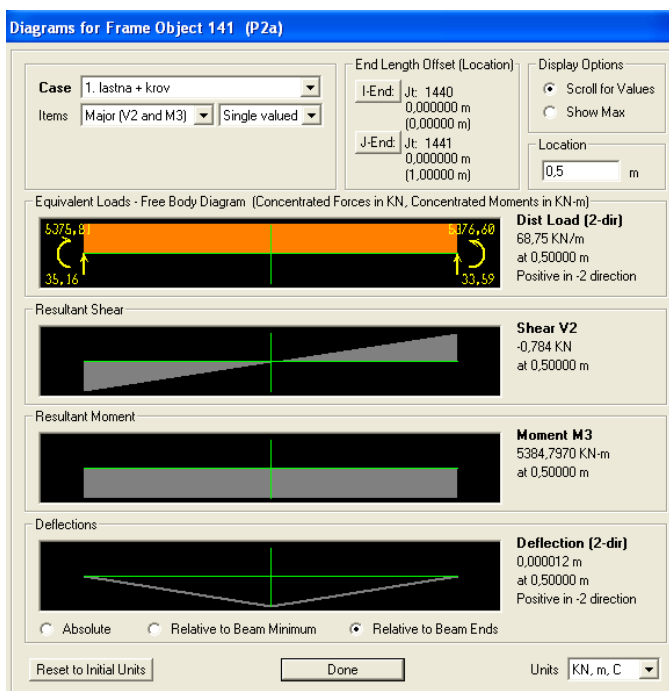
Sredina tretjega polja, ki je merodajno za dimenzioniranje spodnje armature vzdolžnih nosilcev.



Slika 35: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 1

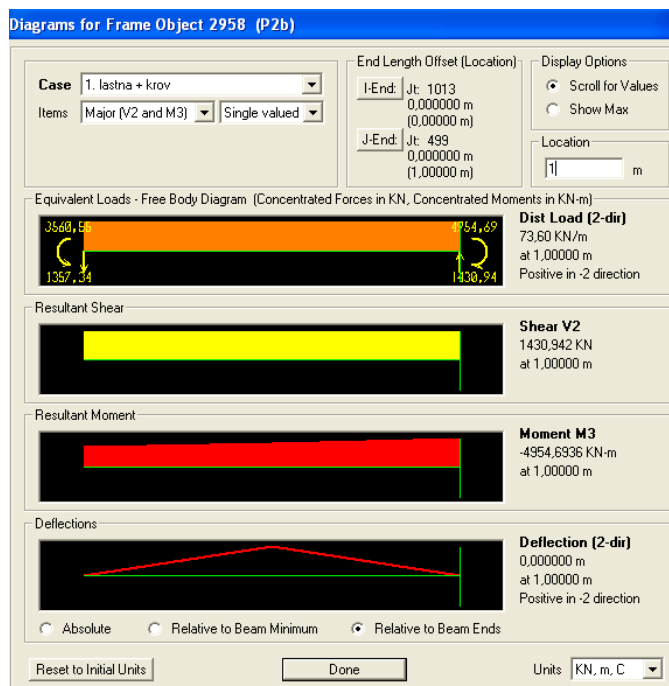


Slika 36: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 2

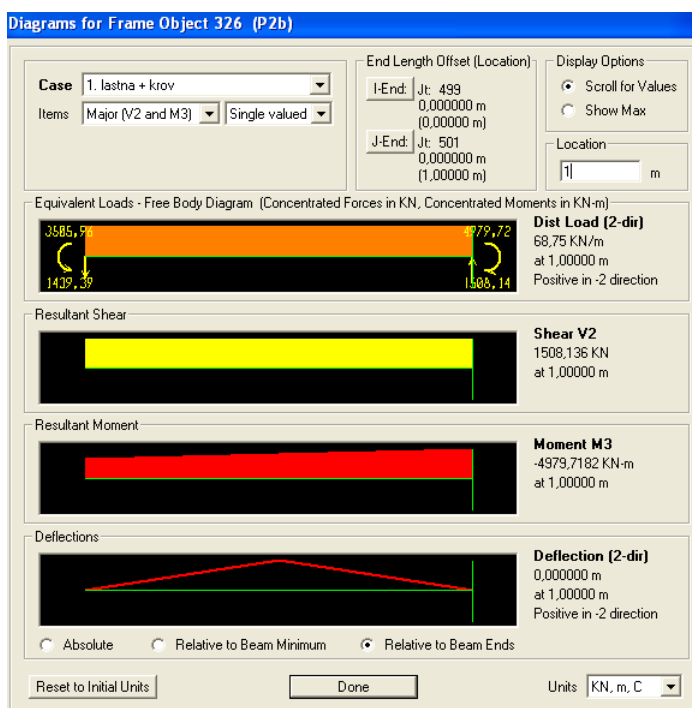


Slika 37: Upogibni moment v nosilcu v tretjem polju; model 3

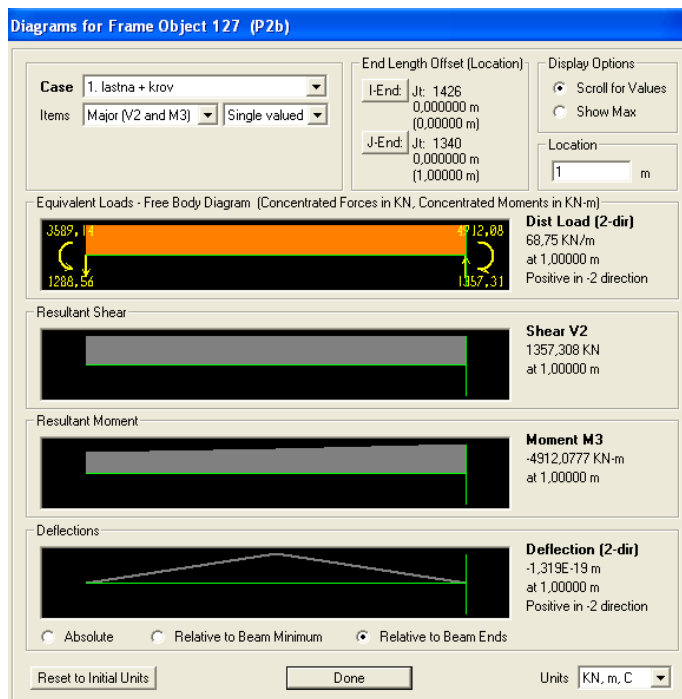
Negativni upogibni moment v nosilcu na mestu, kjer je nosilec vpet v debelo ploščo nad stebrom.



Slika 38: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 1

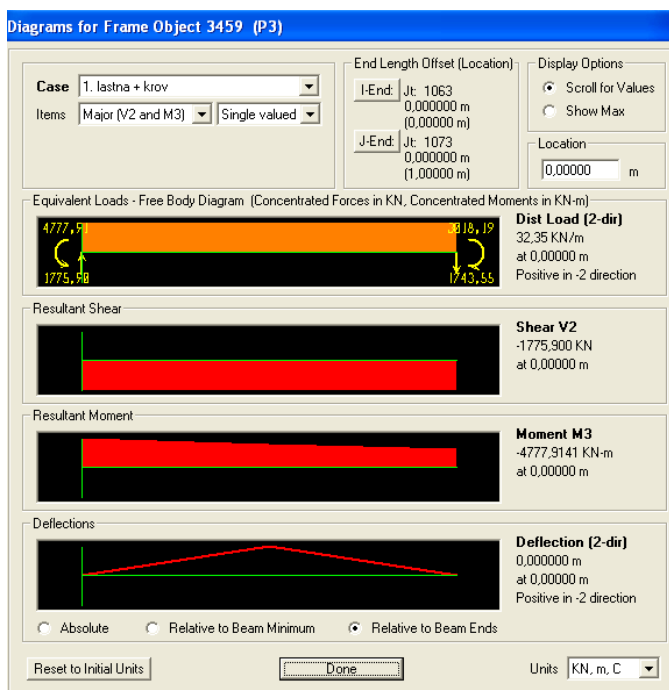


Slika 39: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 2

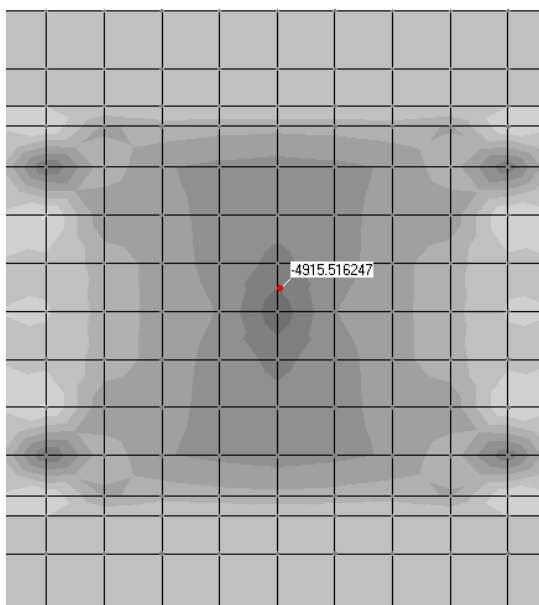


Slika 40: Negativni upogibni momenti v nosilcu; model 3

Upogibni momenti v plošči nad stebrom – vzdolžna smer (smer nadvoza).

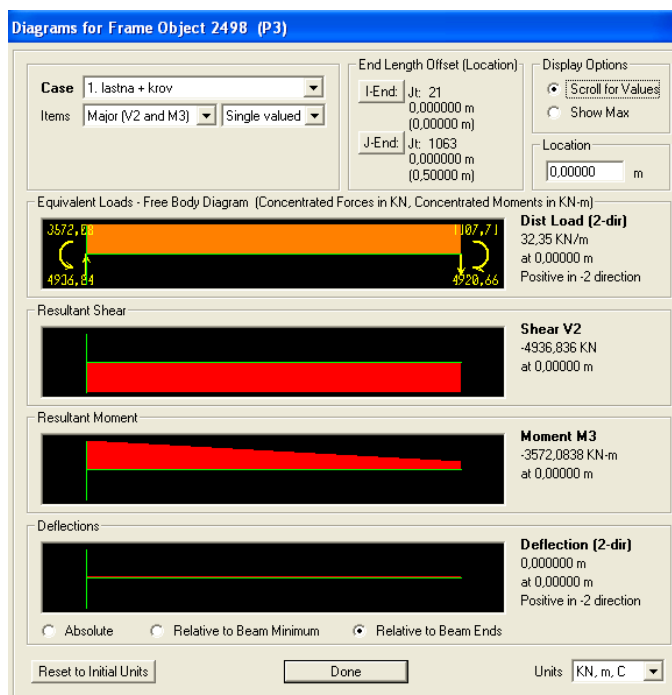


Slika 41: Upogibni moment v plošči nad stebrom - vzdolžna smer; model 1

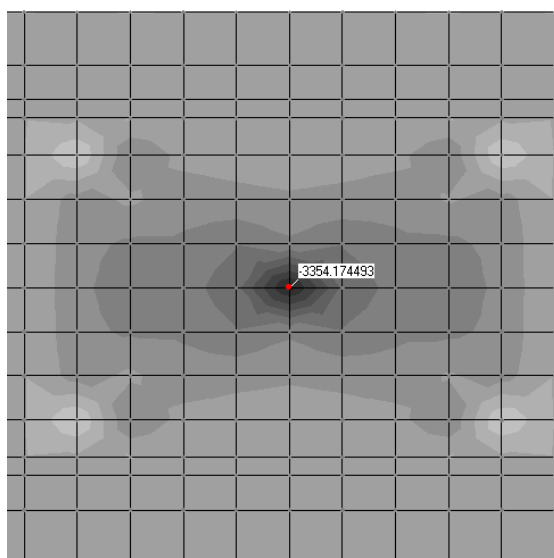


Slika 42: Upogibni moment v plošči nad stebrom - vzdolžna smer; model 3

Upogibni momenti v plošči nad stebrom – prečna smer



Slika 43: Upogibni moment v plošči nad stebrom - prečna smer; model 1



Slika 44: Upogibni moment v plošči nad stebrom - prečna smer; model 3

Preglednica 3: Primerjava upogibnih momentov v konstrukciji na različnih modelih

	Upogibni moment [kNm]			Največja razlika
	model 1	model 2	model 3	
Pozitivni moment v nosilcu	5276	5429	5385	3%
Negativni moment v nosilcu	-4955	-4980	-4912	1%
Moment v plošči - vzdolžna smer	-4778		-4916	3%
Moment v plošči prečna - smer	-3572		-3354	6%

Ker se rezultati niso bistveno razlikovali sem za analizo v nadaljevanju uporabil model 1.

3.4 Kombinacije vplivov

3.4.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

Osnovna projektna stanja

EN 1990 – Section 6, Annexes A1 & A2

Brussels, 18-20 February 2008 – Dissemination of information workshop 40

Fundamental combinations of actions based on expression 6.10

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35G_{kj,\text{sup}} + 1,00G_{kj,\text{inf}}) \right\} + \gamma_P P_k + \left\{ \begin{array}{l} \overbrace{1,35(TS + UDL + q_{fk}^*)}^{\text{gr1a}} + 1,5 \times 0,6 F_{Wk,\text{traffic}} \\ 1,35 g_{ri=1b,2,3,4,5} \\ 1,5 T_k + 1,35(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ 1,5 F_{Wk} \\ 1,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right\} \underbrace{\psi_0 \text{gr1a}}$$

Slika 45: Kombinacije obtežb - osnovna projektna stanja (povzeto po PDF »Dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)

TS – tandem sistem (tipsko vozilo)

UDL – enakomerna obtežba (gneča vozil)

Kombinacija 1: (gr1a)

1,35(1,0)[lastna+stalna]+1,0[krčenje]+1,35[TS+UDL+obt. pešcev na hodniku]

Kombinacija 2: (gr2)

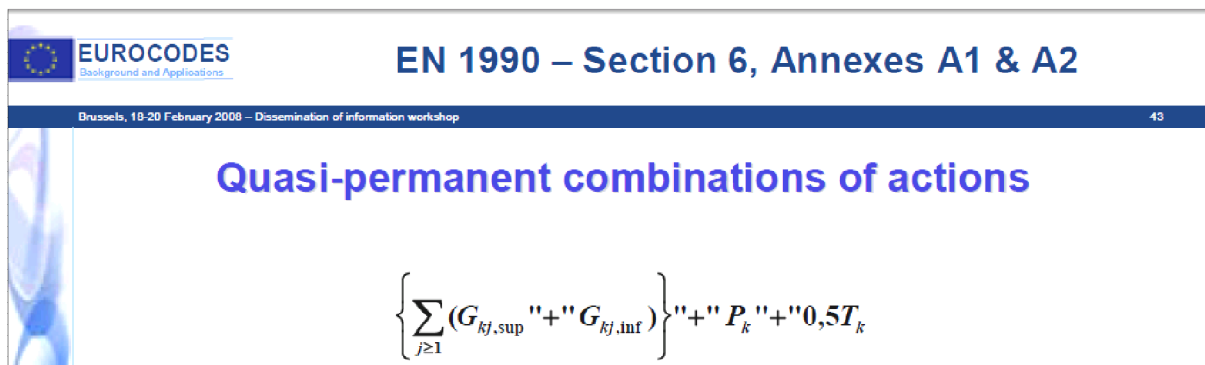
1,35(1,0)[lastna+stalna]+1,0[krčenje]+1,35[0,75TS+0,4UDL+promet horizontalno]

Kombinacija 3: temperatura prevladujoča obtežba

1,35(1,0)[lastna+stalna]+1,0[krčenje]+1,5[temp.]+1,35[0,75TS+0,4UDL+0,4obt. pešcev]

3.4.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU) - kontrola širine razpok

Navidezno stalna kombinacija



The slide features the Eurocodes logo and title 'EN 1990 – Section 6, Annexes A1 & A2'. The main heading is 'Quasi-permanent combinations of actions'. The formula is:
$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} + G_{kj, \text{inf}}) \right\} + P_k + 0,5T_k$$

Slika 46: Kombinacija obtežb - navidezno stalna kombinacija (povzeto po PDF dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)

Kombinacija:

1,0[lastna + stalna] + 1,0[krčenje] + 0,5[temperatura]

3.4.3 Mejno stanje uporabnosti (MSU) - kontrola povesov

Pogosta kombinacija

The slide displays the formula for frequent combinations of actions as defined in EN 1990. The formula is presented as a sum of characteristic actions multiplied by their respective combination factors, enclosed in large curly braces.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} + G_{kj, \text{inf}}) \right\} + P_k \left\{ \begin{array}{l} (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5T_k \\ 0,75gr1b \\ 0,75gr4 + 0,5T_k \\ 0,6T_k \\ 0,2F_{wk} \\ 0,5Q_{Sn,k} \end{array} \right.$$

Slika 47: Kombinacija obtežb - navidezno stalna kombinacija (povzeto po PDF dissemination of information for training« workshop; 18-20 february 2008, brussels)

Kombinacija 1:

1,0[lastna+stalna]+1,0[krčenje]+[0,75TS+0,4UDL]+0,5[temperatura]

Kombinacija 2:

1,0[lastna+stalna]+1,0[krčenje]+0,6[temperatura]

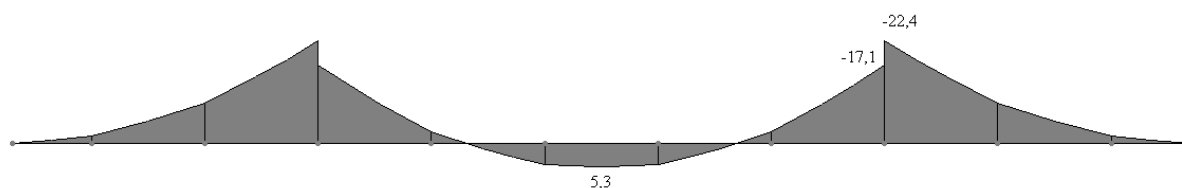
3.5 Rezultati

Zaradi nazornejšega prikaza diagrami niso v enakem merilu. Diagrami notranjih sil posameznih obtežnih primerov so prikazani pri karakterističnih obtežbah. Pri kombinacijah kjer imamo ovojnice MSN in MSU so upoštevani varnostni faktorji.

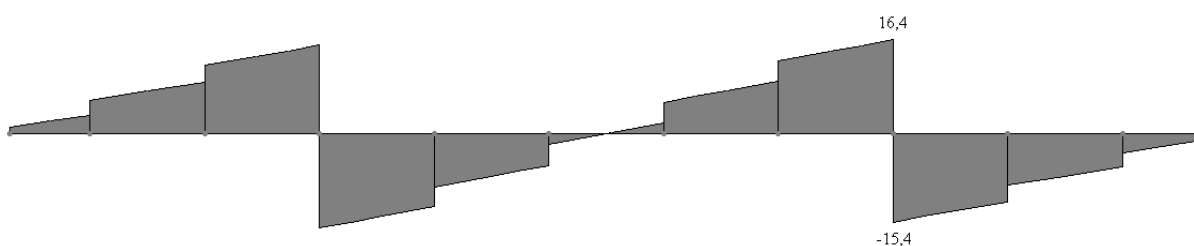
Računalniški model 1, ki sem ga uporabil pri analizi je sestavljen iz linijskih elementov, ki sestavljajo brano. Zaradi takšnega modela na nekaterih diagramih prihaja do stopničastih diagramov in skokov notranjih sil.

3.5.1 Voziščna plošča (POZ. 1)

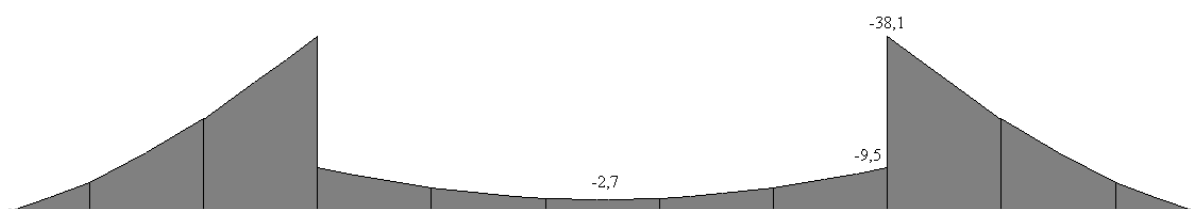
Enote upogibnih momentov so v kNm/m, prečne sile v kN/m.



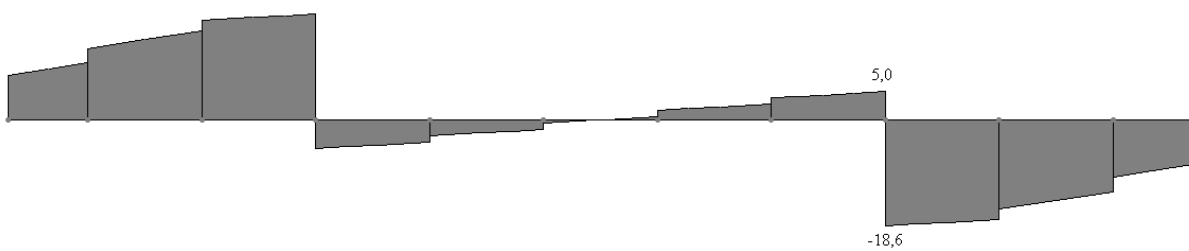
Slika 48: Upogibni momenti v plošči - lastna teža



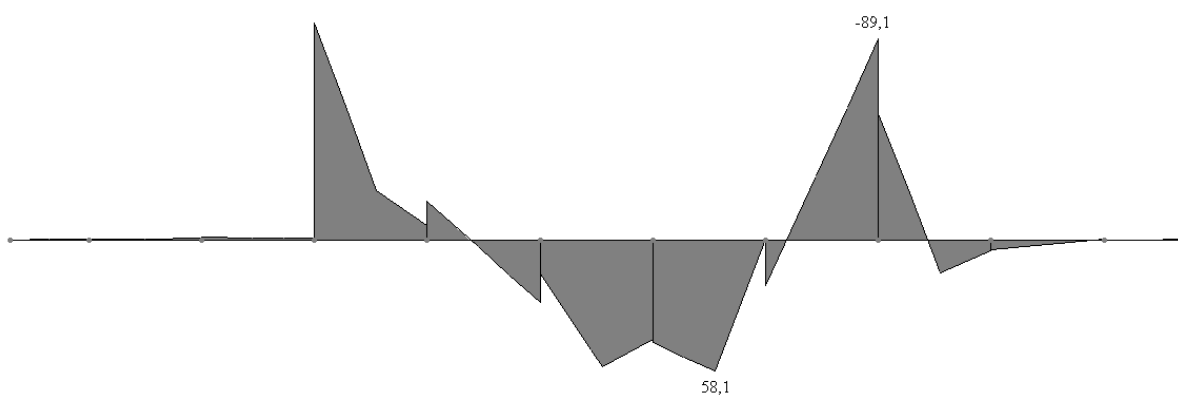
Slika 49: Prečne sile v plošči - lastna teža



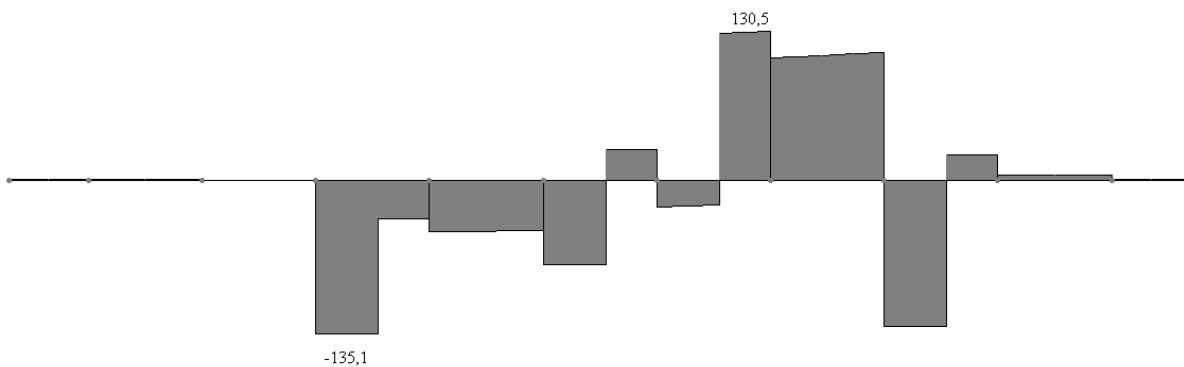
Slika 50: Upogibni momenti v plošči - obtežba krova



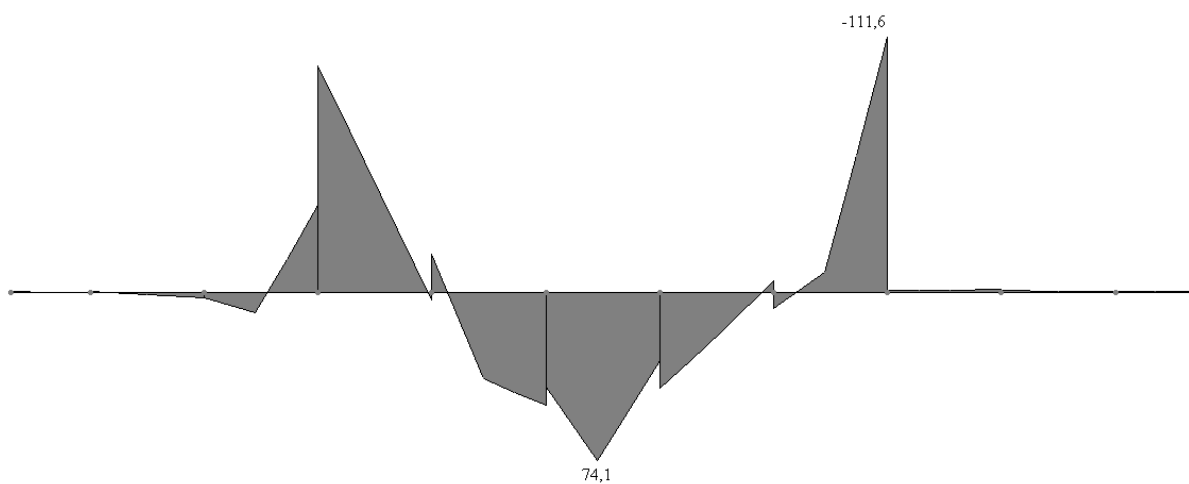
Slika 51: Prečne sile v plošči - obtežba krova



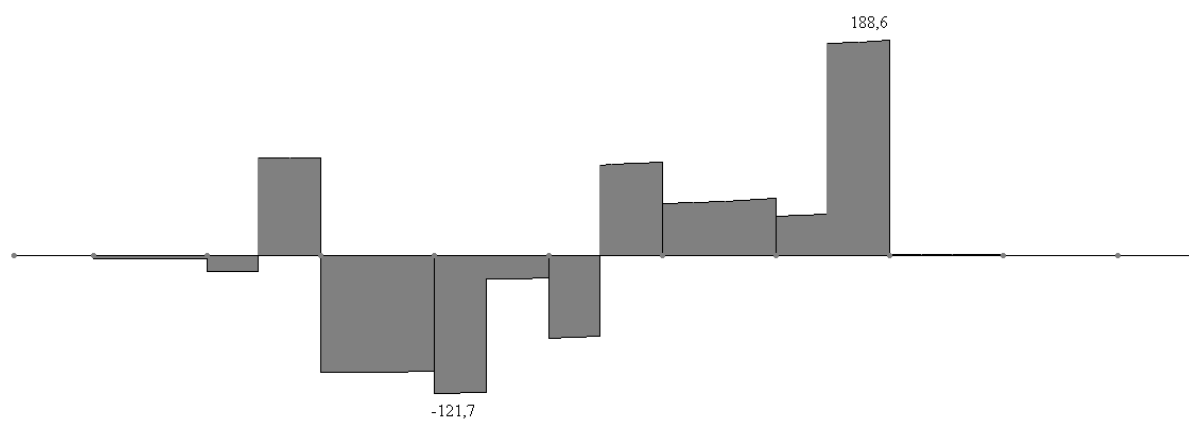
Slika 52: Upogibni momenti v plošči - promet 1



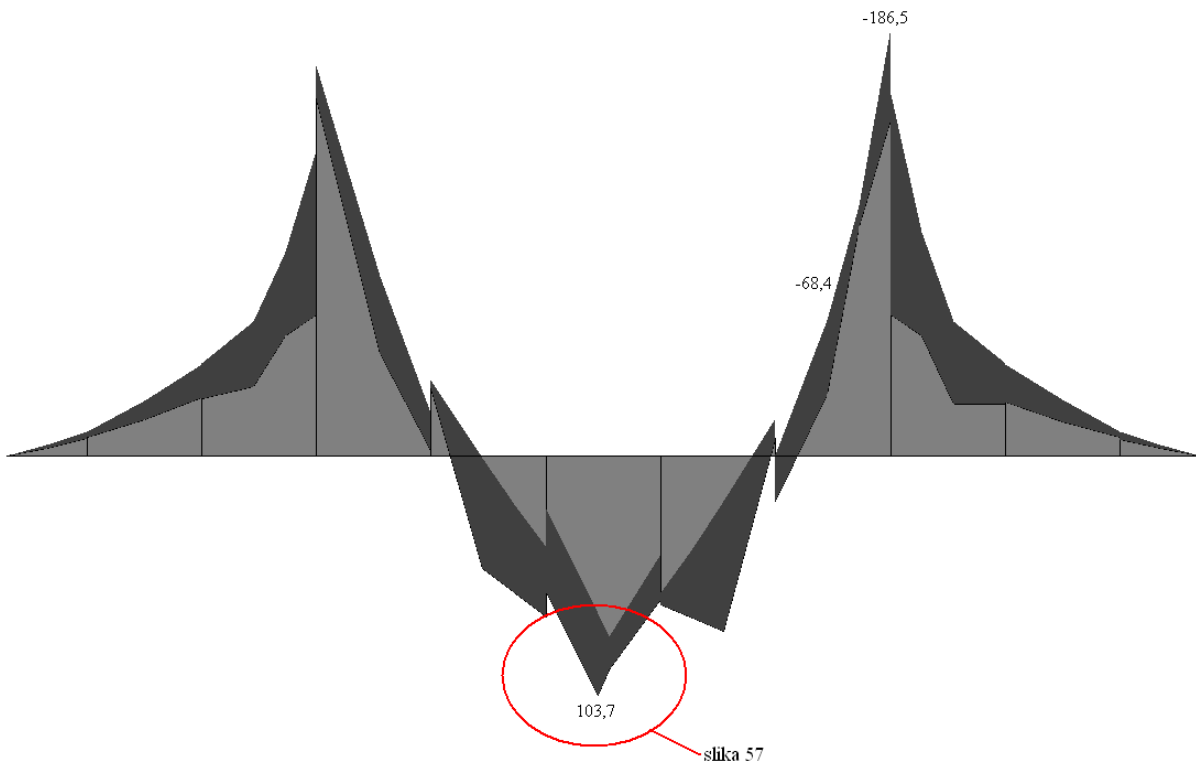
Slika 53: Prečne sile v plošči - promet 1



Slika 54: Upogibni momenti v plošči - promet 2



Slika 55: Prečne sile v plošči - promet 2

Ovojnica upogibnih momentov - MSN

Slika 56: Ovojnica projektних upogibnih momentov v voziščni plošči

Do velikega pozitivnega momenta v plošči (slika 56, 57) prihaja zaradi točkovne obtežbe prometa – TS. Moment lahko reduciram (zmanjšam) za ΔM_{Ed} . Širina na kateri deluje eno kolo TS je 40 cm.

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 = (150 \text{ kN} \cdot 0,4 \text{ m}) / 8 = 7,5 \text{ kNm}$$

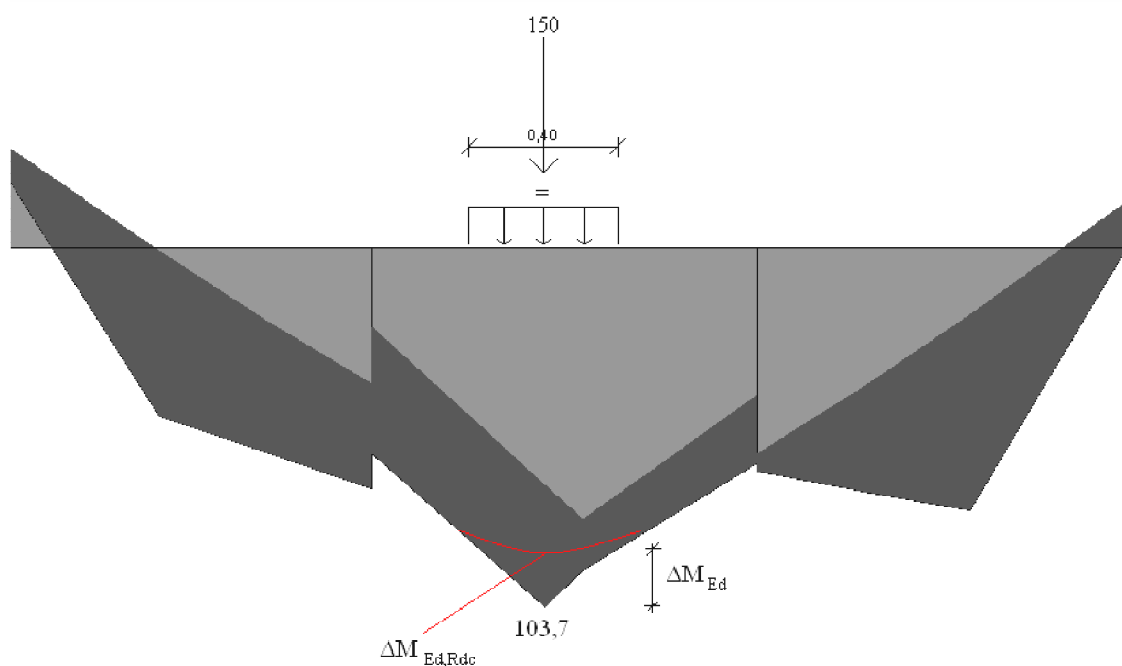
$$F_{Ed,sup} = 150 \text{ kN} \quad \text{obtežba enega kolesa TS}$$

$$t = 0,4 \text{ m} \quad \text{širina kolesa TS}$$

$$\Delta M_{Ed,Rdc} = 103,7 \text{ kNm} - 7,5 \text{ kNm} = 96,2 \text{ kNm}$$

Plošča in vzdolžna nosilca so monolitno povezani, zato lahko pri dimenzioniranju plošče upoštevam projektni upogibni moment ob robu nosilca. Vendar pa moment na robu ne sme biti manjši od 0,65 polnovpetostnega momenta. Moment na robu nosilca znaša -68,4 kNm (slika 56).

$$0,65 \cdot (-186,5) = -121 \text{ kNm. Merodajen moment za dimenzioniranje je enak -121 kNm.}$$



Slika 57: Zmanjšanje pozitivnega momenta v plošči

Čeprav ploščo obravnavamo kot nosilno v eni smeri, se pojavijo momenti v okolici točkove obtežbe TS tudi v vzdolžni smeri. Tudi tukaj nam vpliv točkove obtežbe TS povečuje moment, zato ga enako zmanjšamo kot v prejšnjem primeru. Lahko bi prometno obtežbo TS upoštevali kot zvezno obtežbo (na širini 40 cm) namesto točkove in tako dobili nekoliko manjše momente v plošči. Z upoštevanjem točkove obtežbe TS namesto zvezne smo tudi na varni strani.

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 = (150 \text{ kN} \cdot 0,4 \text{ m}) / 8 = 7,5 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed,sup} = 150 \text{ kN} \quad \text{obtežba enega kolesa TS}$$

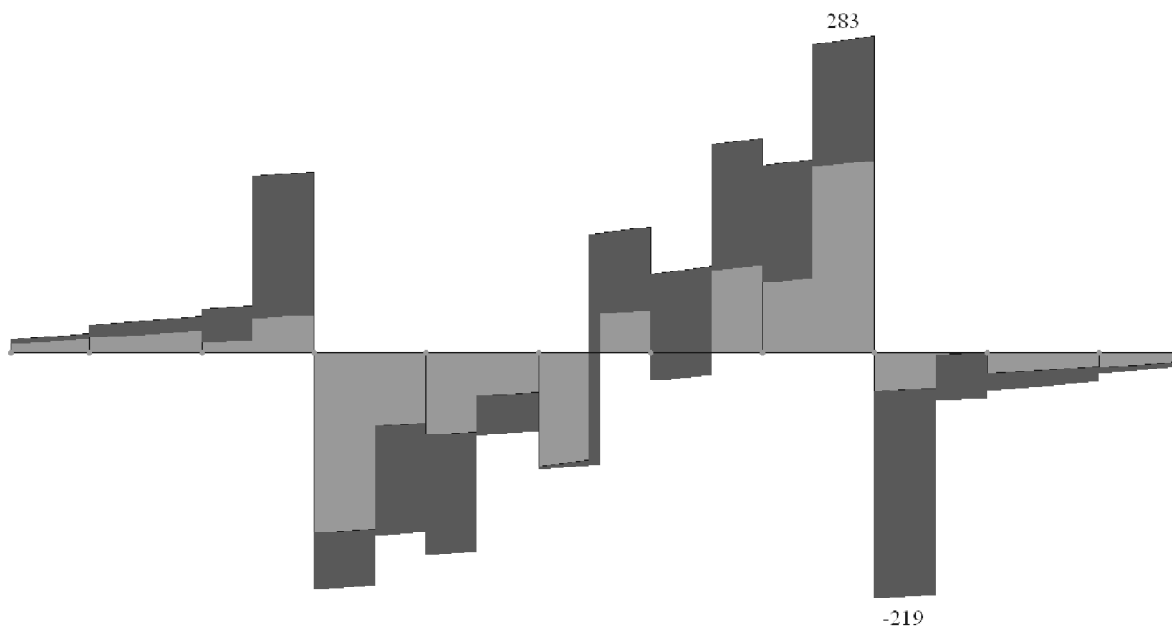
$$t = 0,4 \text{ m} \quad \text{širina kolesa TS}$$

$$\Delta M_{Ed,Rdc} = 67 \text{ kNm} - 7,5 \text{ kNm} = 59,5 \text{ kNm}$$



Slika 58: Upogibni momenti v plošči - v vzdolžni smeri

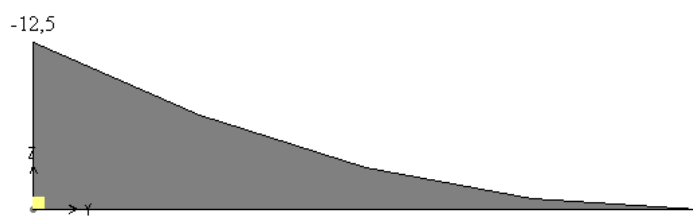
Ovojnica prečnih sil - MSN



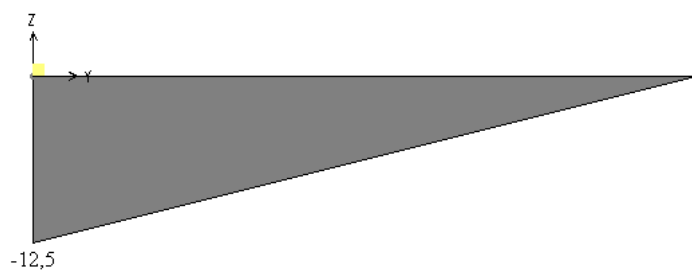
Slika 59: Ovojnica projektних prečnih sil v voziščni plošči

3.5.2 Konzola (POZ. 3)

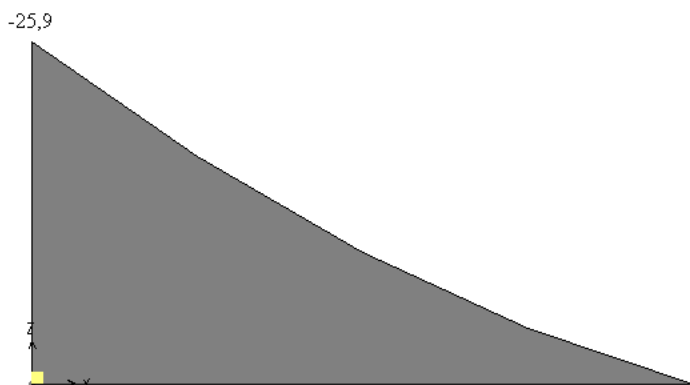
Enote upogibnih momentov so v kNm/m, prečne sile v kN/m.



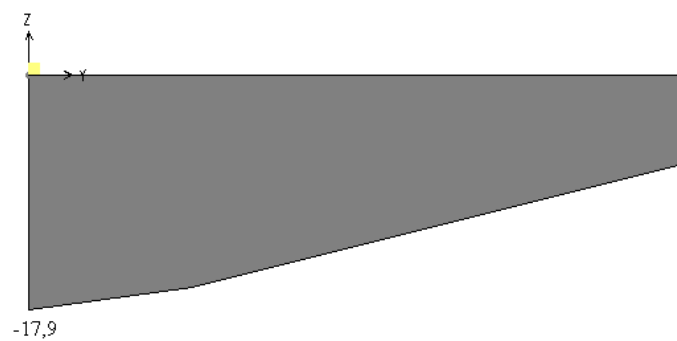
Slika 60: Upogibni momenti na konzoli - lastna teža



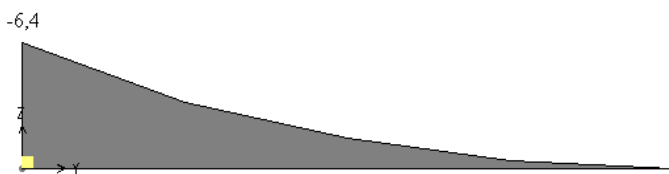
Slika 61: Prečne sile na konzoli - lastna teža



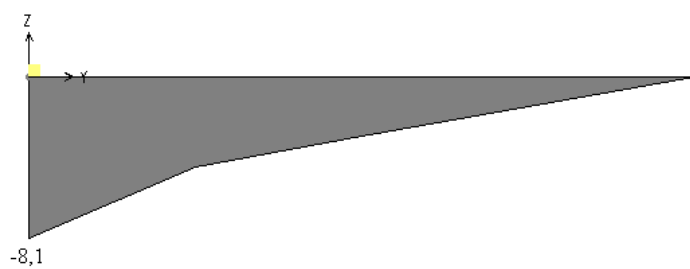
Slika 62: Upogibni momenti na konzoli - obtežba krova



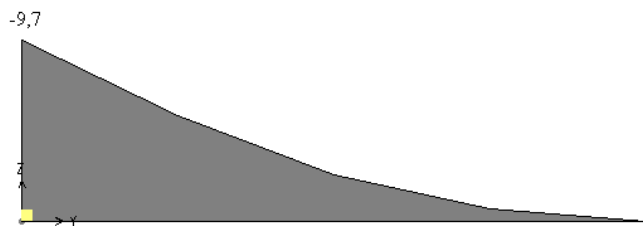
Slika 63: Prečne sile na konzoli - obtežba krova



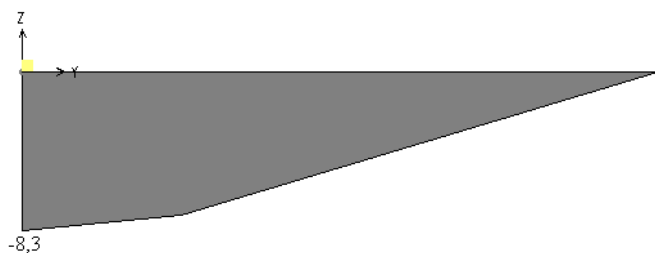
Slika 64: Upogibni momenti na konzoli - Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev



Slika 65: Prečne sile na konzoli - Prometna obtežba + kombinacijska vrednost pešcev

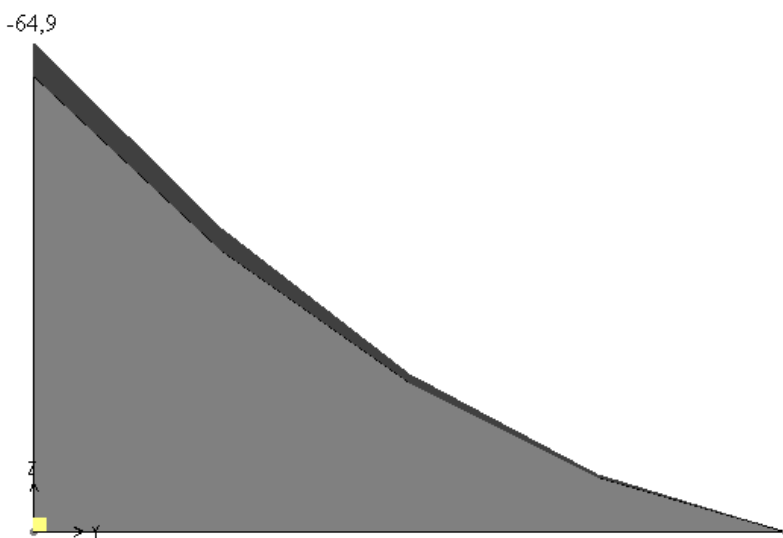


Slika 66: Upogibni momenti na konzoli - obtežba pešcev



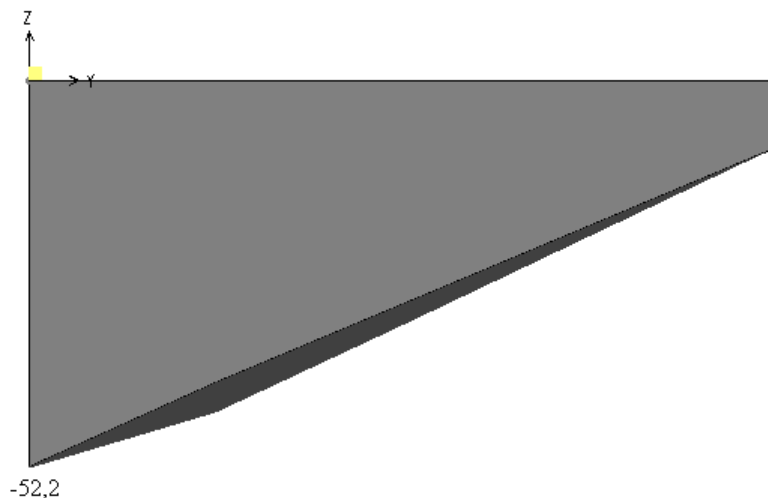
Slika 67: Prečne sile na konzoli - obtežba pešcev

Ovojnica upogibnih momentov - MSN



Slika 68: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v konzoli

Ovojnica prečnih sil - MSN



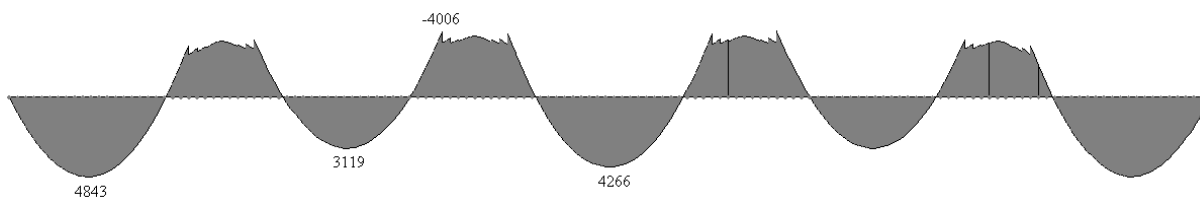
Slika 69: Ovojnica projektних prečnih sil v konzoli

3.5.3 Kontinuirana mostna konstrukcija (nosilec POZ 2.1, plošča nad stebrom POZ 2.2)

Prikazane so notranje sile v nosilcih in debeli plošči nad stebrom. Vrednosti momentov v plošči nad stebrom (slike 72,75,...) pomenijo naslednje: od leve proti desni, prve tri vrednosti so momenti v plošči v vzdolžni smeri zadnja vrednost na sredini je moment nad stebrom v prečni smeri nadvoza.

Enote upogibnih momentov v nosilcu so v kNm, prečne sile v kN. V plošči nad stebrom so upogibni momenti v kNm/m, prečne sile v kN/m.

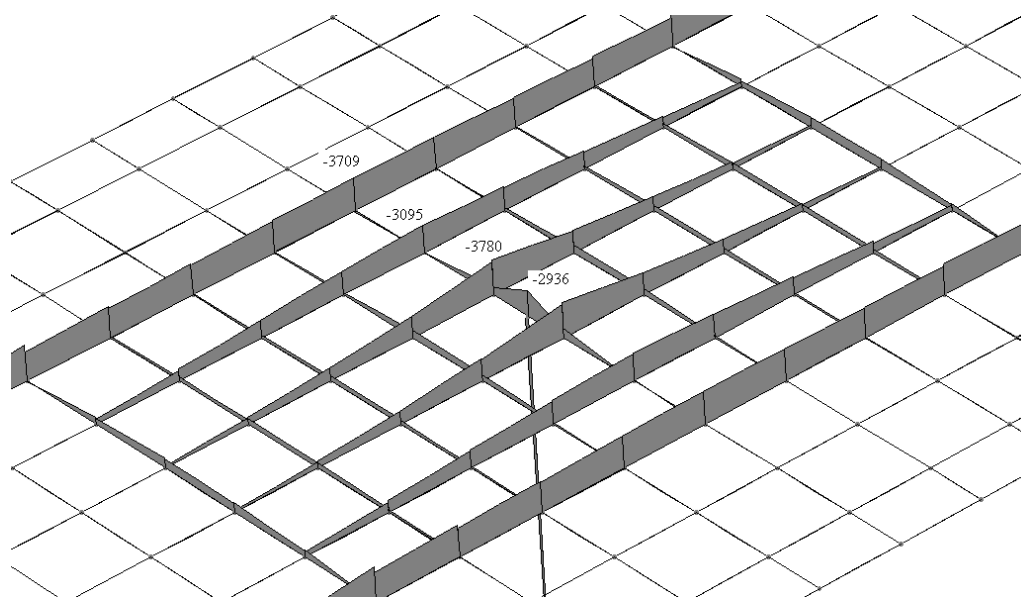
Lastna + stalna obtežba



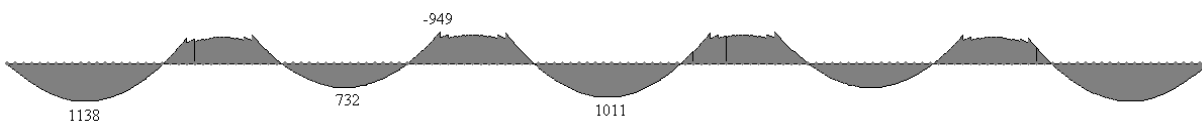
Slika 70: Upogibni momenti v nosilcu - lastna teža



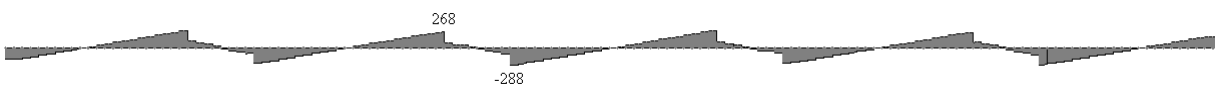
Slika 71: Prečne sile v nosilcu - lastna teža



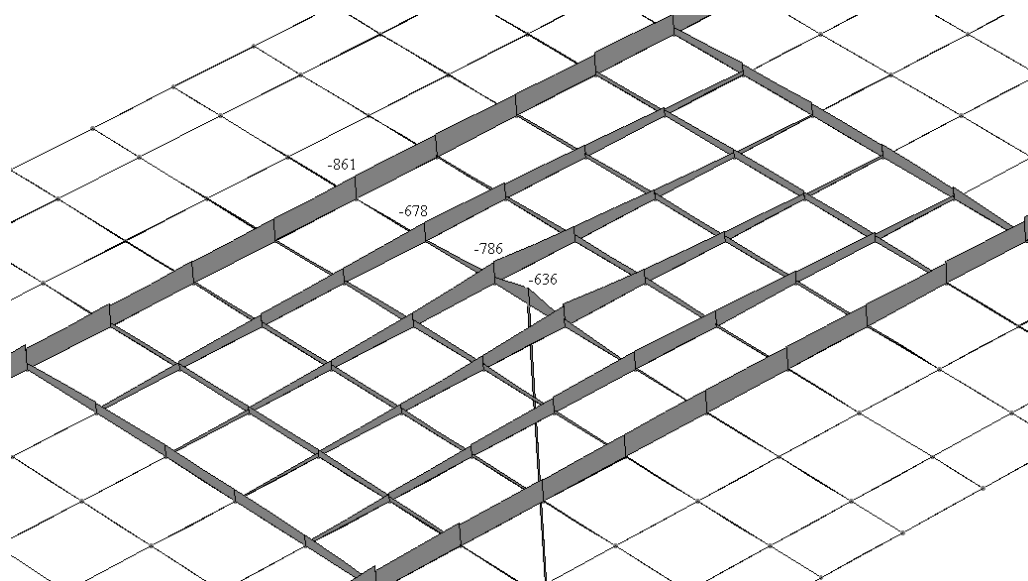
Slika 72: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - lastna teža



Slika 73: Upogibni momenti v nosilcu - obtežba krova

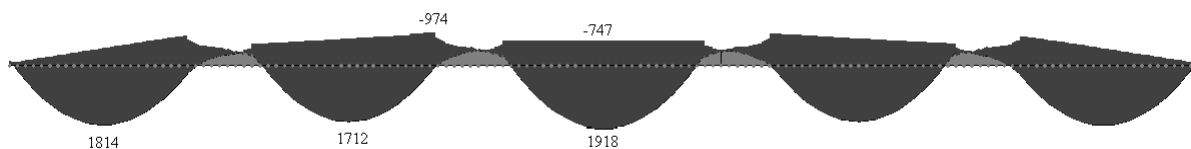


Slika 74: Prečne sile v nosilcu - obtežba krova



Slika 75: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - obtežba krova

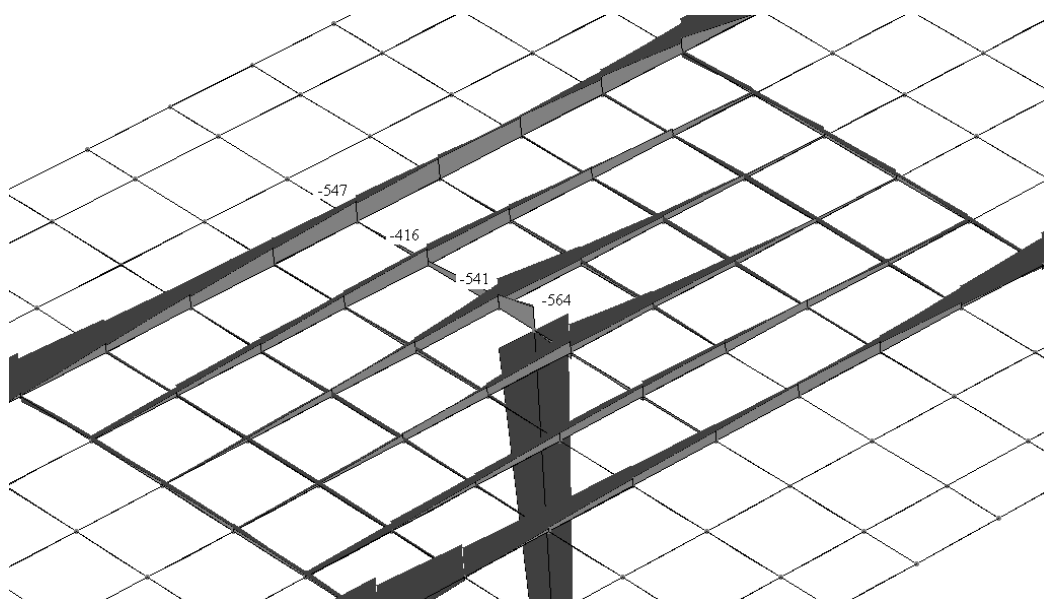
Prometna obtežba



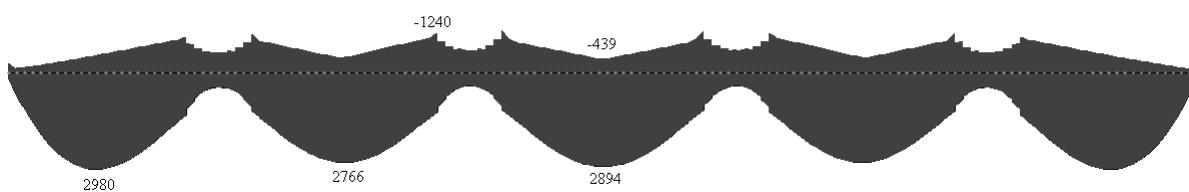
Slika 76: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obtežba UDL + pešci



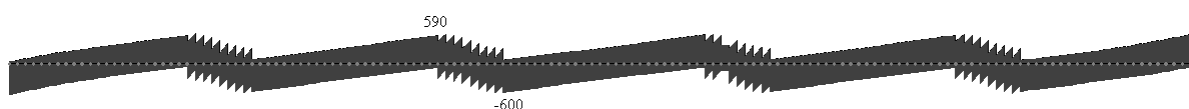
Slika 77: Ovojnica prečnih sil v nosilcu - prometna obtežba UDL + pešci



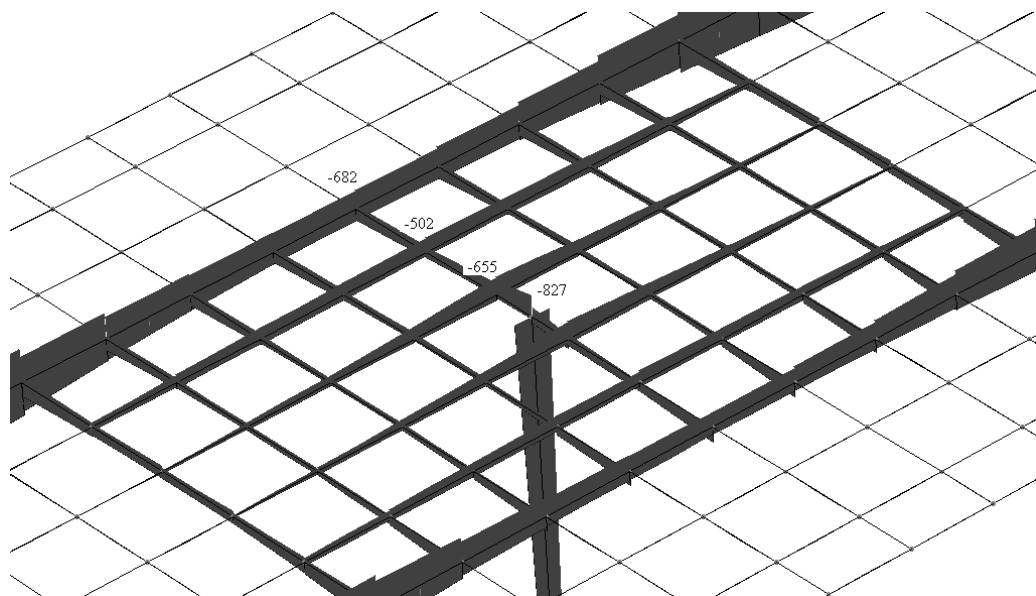
Slika 78: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom - prometna obtežba UDL + pešci



Slika 79: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obtežba TS



Slika 80: Ovojnica prečnih sil v nosilcu - prometna obtežba TS

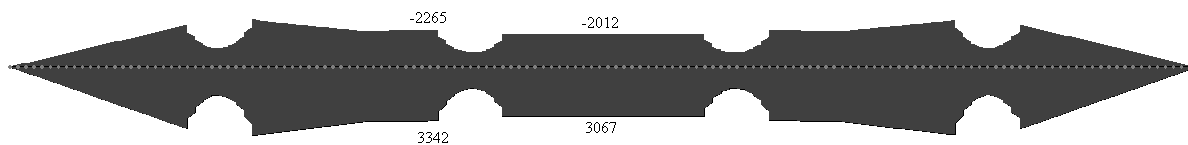


Slika 81: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom – prometna obtežba TS

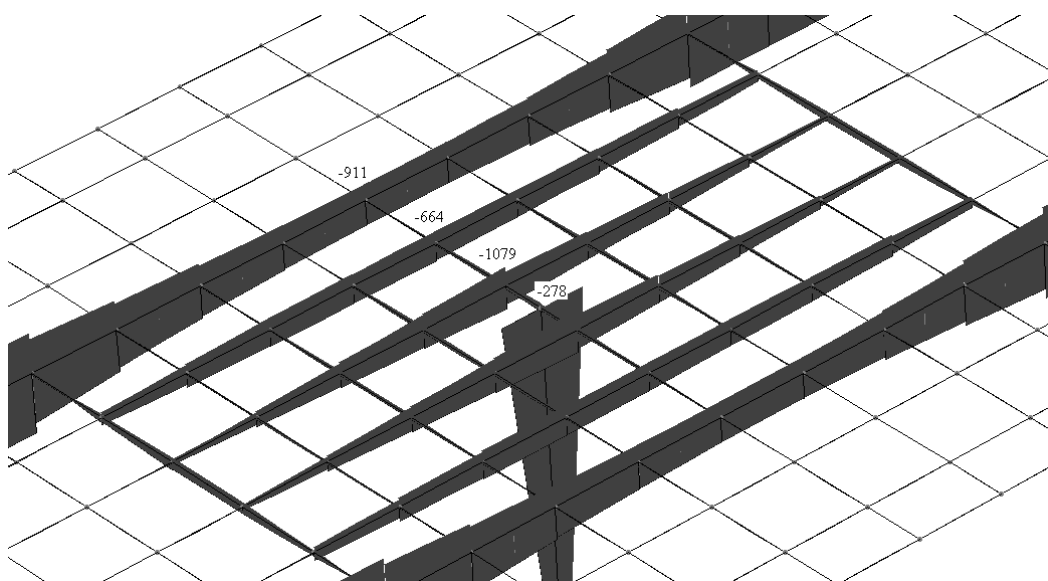


Slika 82: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - prometna obt. zavorne sile in sile pospeševanja

Temperaturni vplivi

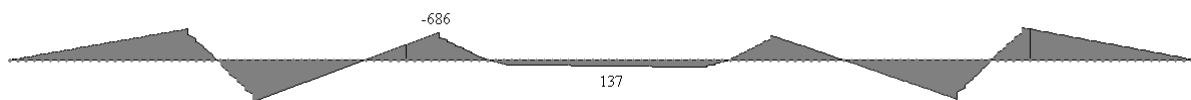


Slika 83: Ovojnica upogibnih momentov v nosilcu - temperaturni vplivi

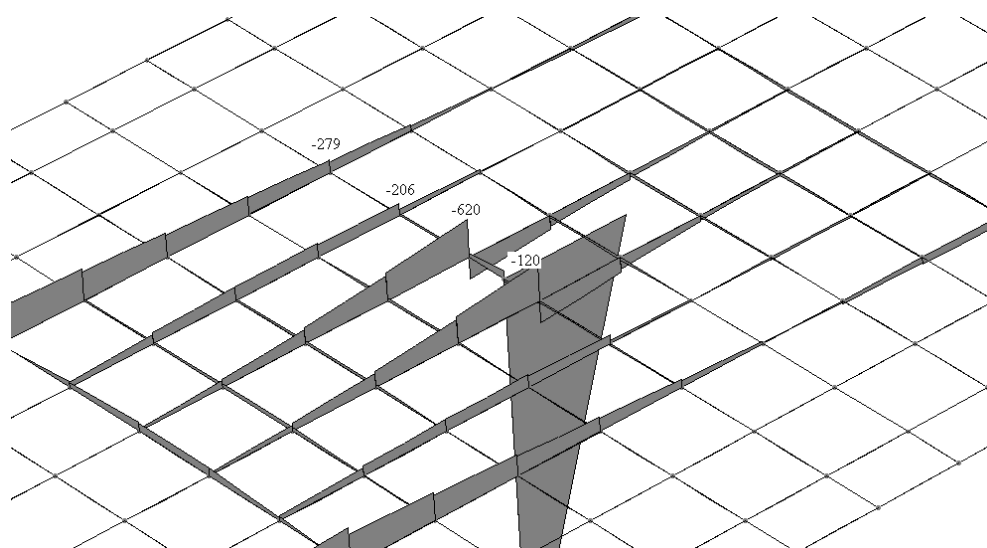


Slika 84: Ovojnica upogibnih momentov v plošči nad stebrom - temperaturni vplivi

Krčenje



Slika 85: Upogibni momenti v nosilcu – krčenje

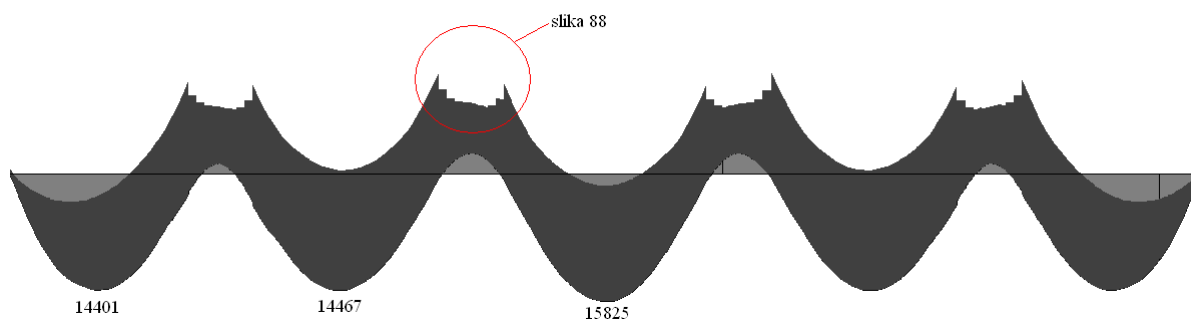


Slika 86: Upogibni momenti v plošči nad stebrom - krčenje

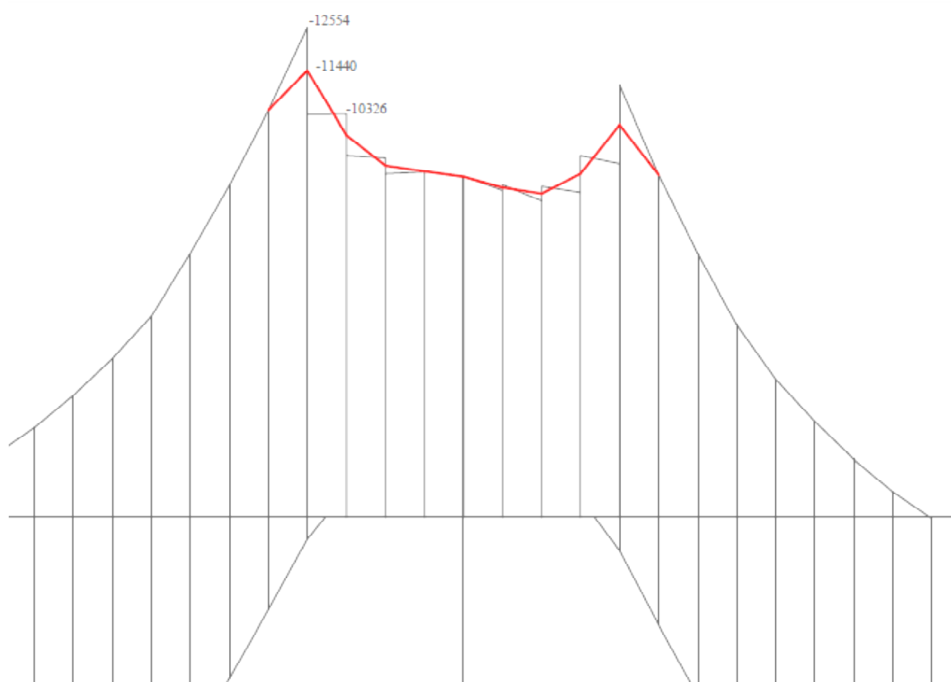
MSN - stalna projektna stanja

Ovojnice notranjih sil so prikazane pri kombinacijah z upoštevanimi varnostnimi faktorji.

Upogibni momenti



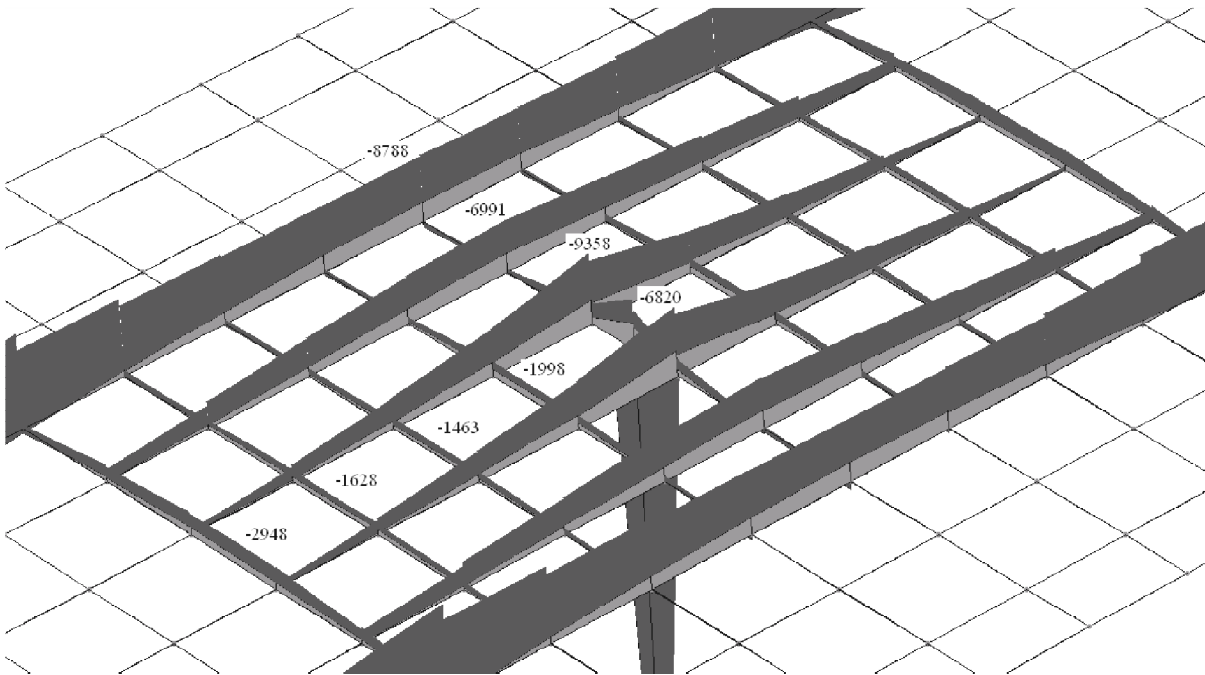
Slika 87: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v nosilcu



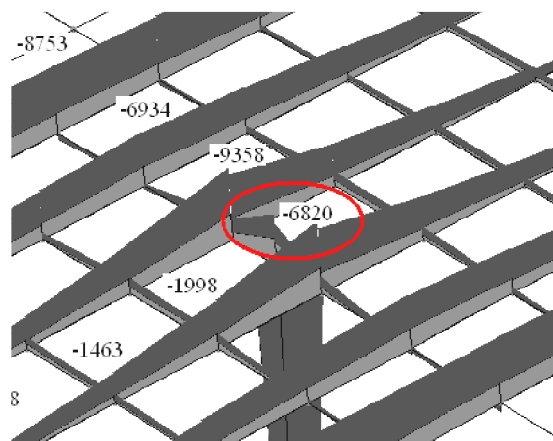
Slika 88: Ovojnica projektnih upogibnih momentov nad stebrom

Z rdečo črto (slika 88) je označen približen potek momentov. Nad podporo, na mestu kjer se prečni prerez spremeni (iz prereza prikazanega na sliki 3 v prečni prerez prikazanega na sliki 4), se pojavi koncentracija upogibnih momentov in skoka momentov.

V ovojnici projektnih upogibnih momentov, ki so prikazani na sliki 89, prve štiri vrednosti pomenijo enako kot je opisano v točki 3.5.3. Dodatne vrednosti ki so prikazane prikazujejo upogibne momente v plošči nad stebrom v prečni smeri nadvoza.

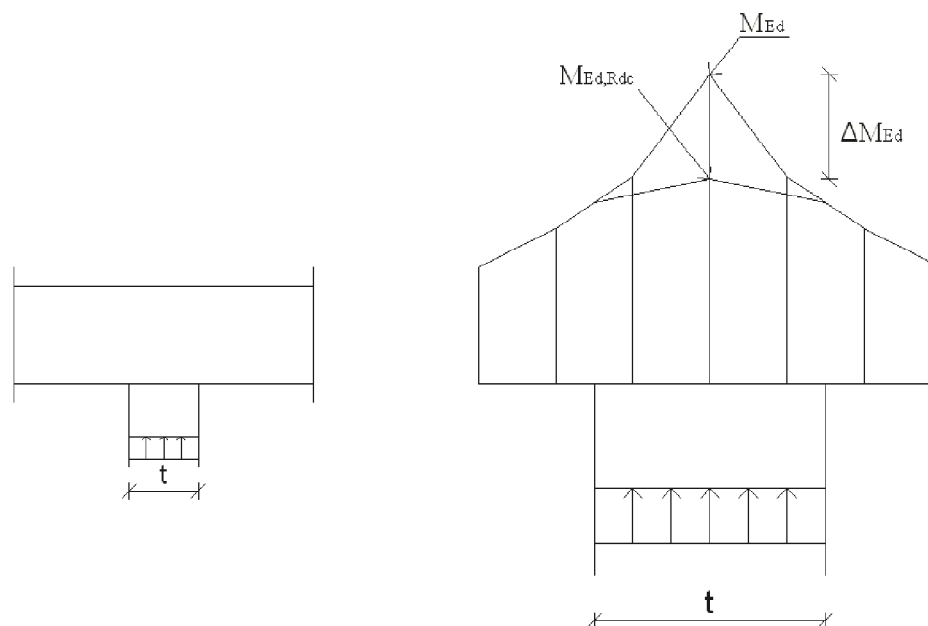


Slika 89: Ovojnica projektnih upogibnih momentov nad stebrom v prečni in vzdolžni smeri



Slika 90: Negativni moment nad stebrom v prečni smeri nadvoza

Zmanjšanje negativnih upogibnih momentov nad stebrom



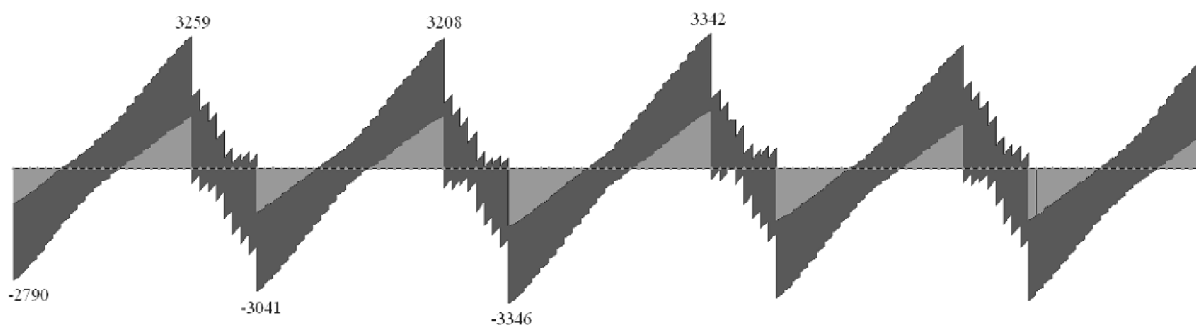
Slika 91: Zmanjšanje negativnega momenta nad stebrom

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 = 15920 \text{ kN} \cdot 1,8 \text{ m} / 8 = 3582 \text{ kNm}$$

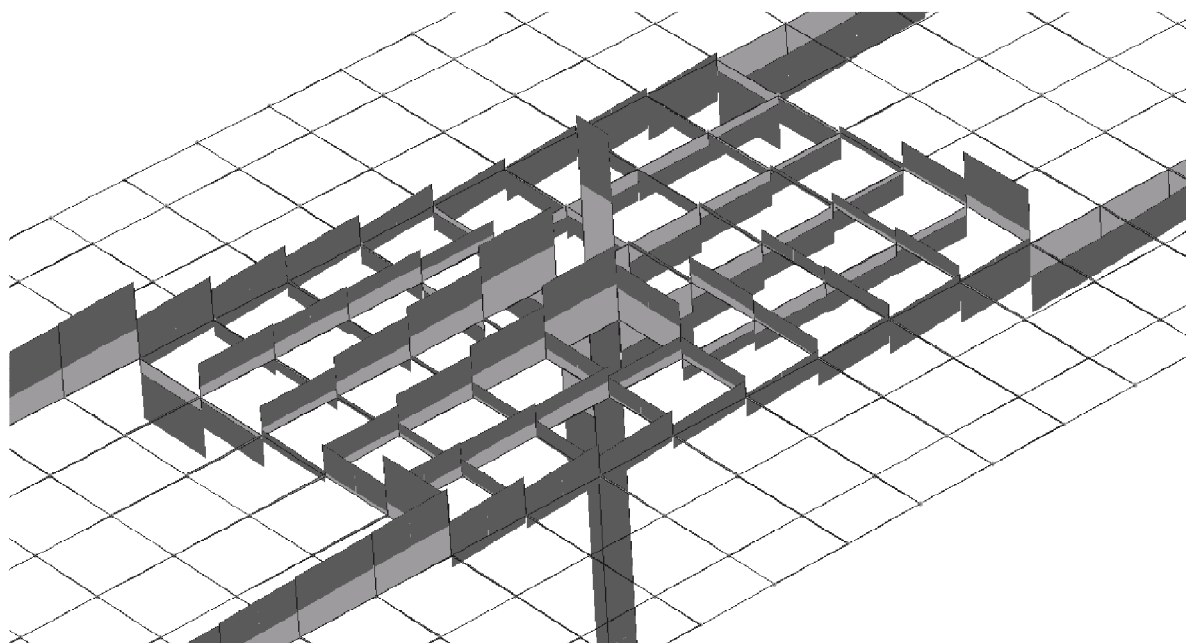
$$F_{Ed,sup} = 15920 \text{ kN} \quad \text{največja projektna osna sila v stebri}$$
$$t = 1,8 \text{ m} \quad \text{širina oz premer stebra}$$

$$M_{Ed,rdc} = 6820 \text{ kNm} - 3582 \text{ kNm} = 3238 \text{ kNm}$$

Prečne sile

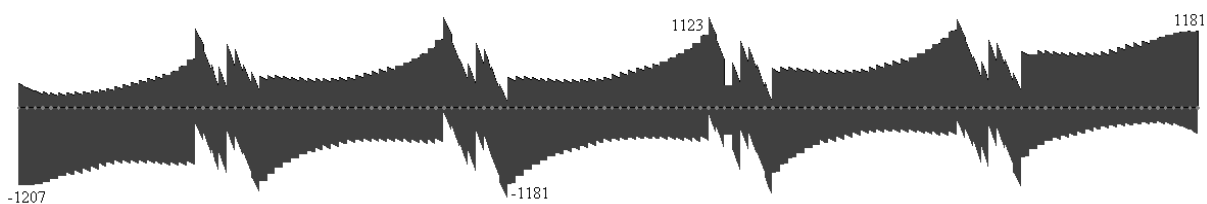


Slika 92: Ovojnica projektnih prečnih sil v nosilcu



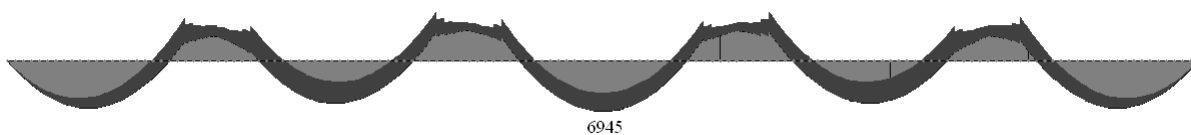
Slika 93: Ovojnica projektnih prečnih sil v plošči nad stebrom

Torzija



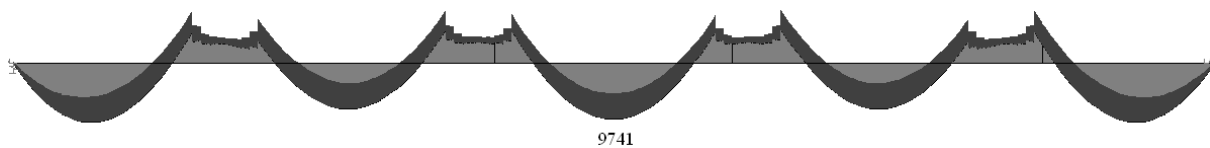
Slika 94: Ovojnica torzijskih momentov v nosilcu

MSU - navidezno stalna kombinacija



Slika 95: Ovojnica momentov - navidezno stalne kombinacije

MSU - pogosta kombinacija



Slika 96: Ovojnica momentov - pogosta kombinacija

4 DIMENZIONIRANJE - mejna stanja nosilnosti (MSN)

4.1 Materiali in delni faktorji varnosti za materiale

Delni faktorji varnosti za material

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{beton}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{jeklo}$$

Beton C40/50

$$f_{ck} = 4 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{karakteristična tlačna trdnost betona}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 4 \text{ kN/cm}^2/1,5 = 2,67 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna tlačna trdnost betona}$$

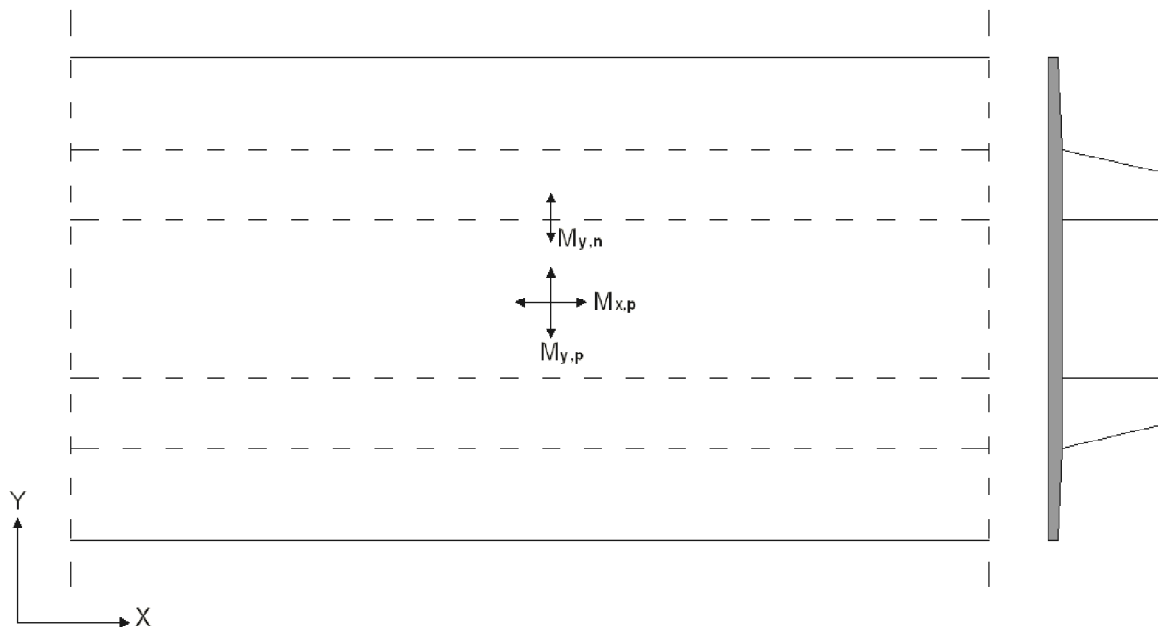
$$f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{srednja vrednost osne natezne trdnosti betona}$$

Jeklo S500

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{karakteristična meja elastičnosti armature}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 50 \text{ kN/cm}^2/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna meja elastičnosti armature}$$

4.2 Voziščna plošča (POZ. 1)



Slika 97: Tloris voziščne plošče in prikaz momentov

4.2.1 Dimenzioniranje spodnje armature v polju

Določitev spodnje armature v polju v smeri Y

$$M_{us} = M_{ed}$$

$$M_{ed} = M_{y,p} = 96,2 \text{ kNm/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{širina prereza}$$

$$a = 4,9 \text{ cm} \quad \text{razdalja med težiščem armature in robom prereza}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{višina prereza}$$

$$d = h - a = 30 - 4,7 = 25,3 \text{ cm} \quad \text{statična višina}$$

$$k_h = \frac{M_{ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{96,2 \cdot 100 \text{ kNcm/m}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (25,3 \text{ cm})^2} = 0,056$$

$$k_s = 1,042 \quad \varepsilon_{cu}/\varepsilon_s = 1,29\%/10\%$$

potrebna armatura

$$A_s = k_s \frac{M_{ed}}{d \sigma_s} = 1,042 \frac{96,2 \cdot 100 \text{ kNcm} / \text{m}}{25,3 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2} = 9,11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

Izberem $6\Phi 14/16,7 \text{ cm} \rightarrow A_{s,dej} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN} / \text{cm}^2}{50 \text{ kN} / \text{cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 4,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

($\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Določitev spodnje armature v polju v smeri X

$$M_{ed} = M_{x,p} = 59,5 \text{ kNm/m}$$

$b = 100 \text{ cm}$ širina prereza

$a = 6,5 \text{ cm}$ razdalja med težiščem armature in robom prereza

$h = 30 \text{ cm}$ višina prereza

$d = h - a = 30 - 6,1 = 23,9 \text{ cm}$ statična višina

$$k_h = \frac{M_{ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{59,5 \cdot 100 \text{ kNcm} / \text{m}}{2,67 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (23,9 \text{ cm})^2} = 0,039$$

$$k_s = 1,034 \quad \varepsilon_{cu} / \varepsilon_s = 1,03\text{‰} / 10\text{‰}$$

potrebna armatura

$$A_s = k_s \frac{M_{ed}}{d \sigma_s} = 1,034 \frac{59,5 \cdot 100 \text{ kNcm} / \text{m}}{23,9 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2} = 5,92 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem $4\Phi 14/25 \text{ cm} \rightarrow A_{s,dej} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

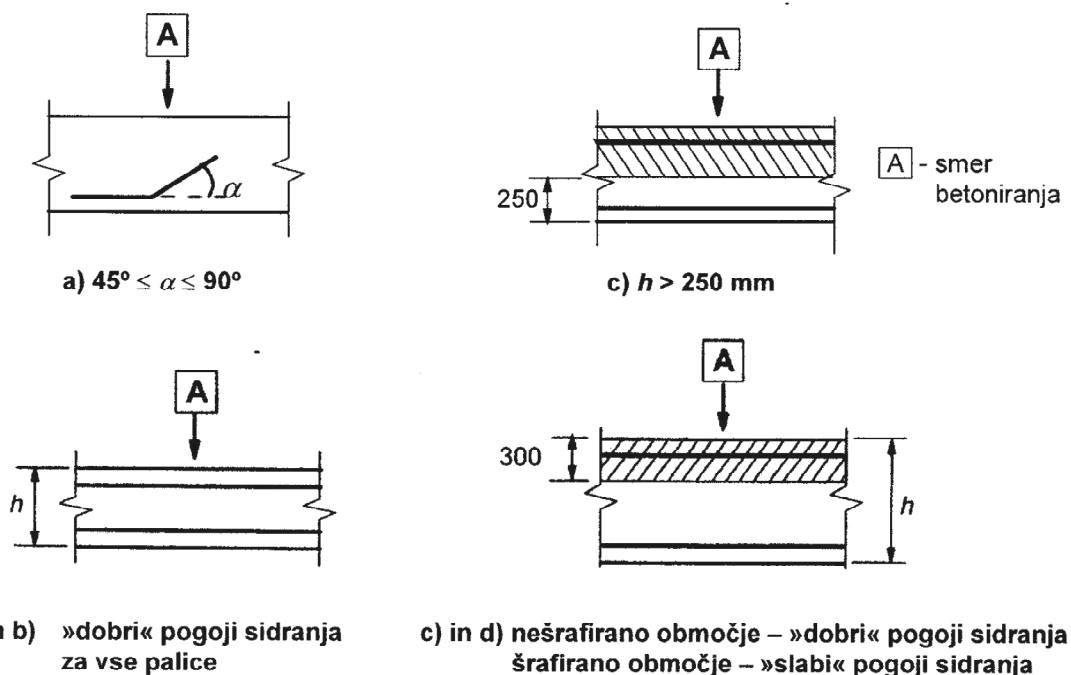
Minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d)$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 23,9 \text{ cm} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$(\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 23,9 \text{ cm} = 3,11 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Sidrna dolžina in dolžina prekrivanja armature



Slika 98: Opis pogojev sidranja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 137)

$\Phi 14$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,376 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{dobri pogoji sidranja}$$

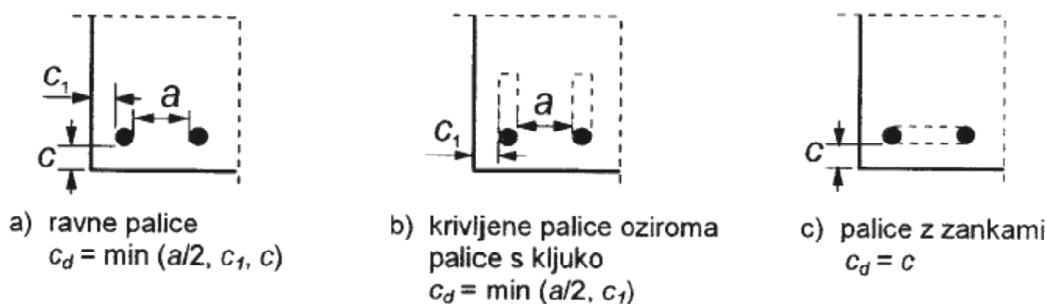
$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\Phi/4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (1,4 \text{ cm}/4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm} / 0,376 \text{ kN/cm}^2) = 40,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina



Slika 99: Vrednost c_d pri nosilcih in ploščah (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 138)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

(način sidranja: ravno, armaturene palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi) / \Phi = 1 - 0,15(4,0 - 1,4) / 1,4 = 0,72 \rightarrow \alpha_2 = 0,72$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 l_{b,rqd}; 10 \Phi; 100 \text{ mm}\}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 405 \text{ mm}; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 14 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 40,5 = 29 \text{ cm} > 14 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 30 \text{ cm}$

Dolžina preklopa

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1,5 \cdot 28 \text{ cm} = 42 \text{ cm}$$

izberem $l_0 = 45 \text{ cm}$

4.2.2 Dimenzioniranje zgornje armature ob robu nosilca

Določitev zgornje armature ob robu nosilca v smeri Y

$$M_{ed} = M_{y,n} = -121 \text{ kNm/m}$$

$b = 100 \text{ cm}$ širina prereza

$a = 4,7 \text{ cm}$ razdalja med težiščem armature in robom prereza

$h = 30 \text{ cm}$ višina prereza

$d = h - a = 30 - 4,7 = 25,3 \text{ cm}$ statična višina

$$k_h = \frac{M_{ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{121 \cdot 100 \text{ kNcm} / \text{m}}{2,67 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (25,3 \text{ cm})^2} = 0,071$$

$$k_s = 1,05 \quad \varepsilon_{cu} / \varepsilon_s = 1,51 \text{ ‰} / 10 \text{ ‰}$$

potrebna armatura

$$A_s = k_s \frac{M_{ed}}{d \sigma_s} = 1,05 \frac{121 \cdot 100 \text{ kNcm} / \text{m}}{25,3 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2} = 11,55 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Izberem } 8\Phi 14 / 12,5 \text{ cm} \rightarrow A_{s,dej} = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN} / \text{cm}^2}{50 \text{ kN} / \text{cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 4,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$(\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 3,29 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Določitev zgornje armature ob robu nosilca v smeri X

V x smeri oziroma v vzdolžni smeri nadvoza, se v plošči med nosilcema ne pojavi velik negativni moment. Zato zadošča konstrukcijska armatura, ki znaša 20% glavne armature.

$$0,2 \cdot 11,55 = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Izberem } 3\Phi 10 / 33 \text{ cm} \rightarrow A_{s,dej} = 2,37 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Sidrna dolžina zgornje armature

$\Phi 14$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,167 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 0,263 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,25 \text{ kN} / \text{cm}^2 / 1,5 = 0,167 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \text{slabi pogoji sidranja } h > 250 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\Phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (1,4 \text{ cm}/4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm} / 0,263 \text{ kN/cm}^2) = 58 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

(način sidranja: ravno, armaturne palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi) / \Phi = 1 - 0,15(4 - 1,4) / 1,4 = 0,72$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10 \Phi; 100 \text{ mm}\}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 580 \text{ mm}; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 17,4 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 58 = 42 \text{ cm} > 17,4 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 45 \text{ cm}$

Dolžina preklopa

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1,5 \cdot 45 \text{ cm} = 67,5 \text{ cm}$$

izberem $l_0 = 70 \text{ cm}$

4.3 Konzola (POZ. 3)

4.3.1 Dimenzioniranje zgornje armature

Določitev zgornje armature ob robu nosilca v smeri Y

$$M_{ed} = -65 \text{ kNm/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{širina prereza}$$

$$a = 4,7 \text{ cm} \quad \text{razdalja med težiščem armature in robom prereza}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{višina prereza}$$

$$d = h - a = 30 - 4,7 = 25,3 \text{ cm} \quad \text{statična višina}$$

$$k_h = \frac{M_{ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{65 \cdot 100 \text{ kNcm/m}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (25,3 \text{ cm})^2} = 0,038$$

$$k_s = 1,034 \quad \varepsilon_{cu}/\varepsilon_s = 1,02\text{‰}/10\text{‰}$$

potrebna armatura

$$A_s = k_s \frac{M_{ed}}{d \sigma_s} = 1,034 \frac{65 \cdot 100 \text{ kNcm/m}}{25,3 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 6,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem armaturo $4\Phi 14/25 \text{ cm} \rightarrow A_{s,dej} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25,3 \text{ cm} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Določitev zgornje razdelilne armature v smeri X

V vzdolžni smeri je potrebna razdelilna armatura, ki pa ne sme biti manjša od 20% glavne armature.

$$A_s = 0,2 \cdot 6,16 = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vendar razmak med palicami $s_{\max, \text{slabs}}$ ne sme biti manjši od 3,5h ali 450 mm

Izberem armaturo $5\Phi 10/40\text{cm} \rightarrow A_{s, \text{dej}} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m}$

Sidranje armature

$\Phi 14$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,263 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk, 0,05} / \gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \text{slabi pogoji sidranja}$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b, \text{rqd}} = (\Phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) = (1,4 \text{ cm} / 4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm} / 0,263 \text{ kN/cm}^2) = 58 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b, \text{rqd}} \geq l_{b, \text{min}}$$

(način sidranja: ravno, armaturne palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi) / \Phi = 1 - 0,15(4 - 1,4) / 1,4 = 0,72$$

$$l_{b, \text{min}} > \max\{0,3l_{b, \text{rqd}}; 10 \Phi; 100\text{mm}\}$$

$$l_{b, \text{min}} > \max\{0,3 \cdot 580 \text{ mm}; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b, \text{min}} = 17,4 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 58 = 42 \text{ cm} > 17,4 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 45 \text{ cm}$

$\Phi 10$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,263 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05}/\gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2/1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \text{slabi pogoji sidranja}$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\Phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (1,0 \text{ cm}/4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm}/0,263 \text{ kN/cm}^2) = 41 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

(način sidranja: ravno, armaturne palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi)/\Phi = 1 - 0,15(5,9 - 1,0)/1,0 = 0,27 \rightarrow \alpha_2 = 0,7$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\Phi; 100 \text{ mm}\}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 410 \text{ mm}; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 12,3 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 41 = 29 \text{ cm} > 12,3 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 30 \text{ cm}$

Dolžina preklopa

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1,5 \cdot 29 \text{ cm} = 43,5 \text{ cm}$$

izberem $l_0 = 45 \text{ cm}$

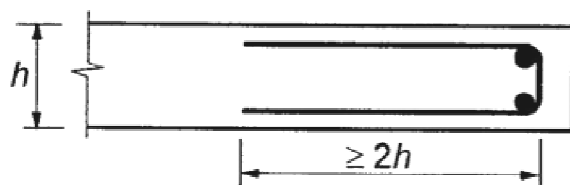
4.3.2 Robna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{toda ne manj kot } 0,0013 b_t d)$$

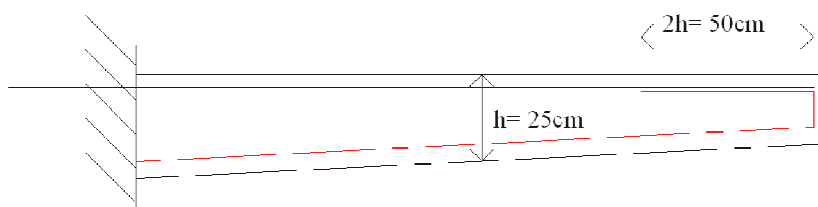
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 3,64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$(\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Izberem Armaturo $4\Phi 12/25\text{cm}$ $A_{s,\text{dej}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$



Slika 100: Robna armatura plošče



Slika 101: Prikaz robne armature

Sidranje armature

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,376 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05}/\gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2/1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{dobri pogoji sidranja}$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,\text{rqd}} = (\Phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (1,2 \text{ cm}/4)/(43,48 \text{ kN/cm}/0,376 \text{ kN/cm}^2) = 35 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,\text{rqd}} \geq l_{b,\text{min}}$$

(način sidranja: ravno, armaturene palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 \quad \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$l_{b,\min} > \max\{0,3l_{b,\text{rqd}}; 10 \Phi; 100\text{mm}\}$$

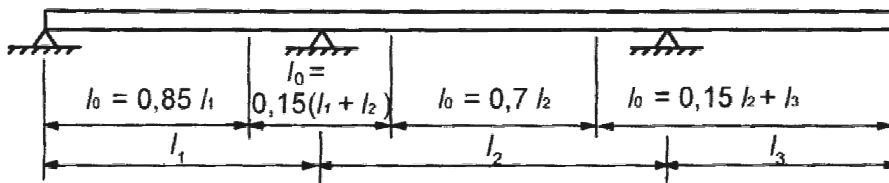
$$l_{b,\min} > \max\{0,3 \cdot 350 \text{ mm}; 10 \cdot 12; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,\min} = 12 \text{ cm}$$

$$l_{\text{bd}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

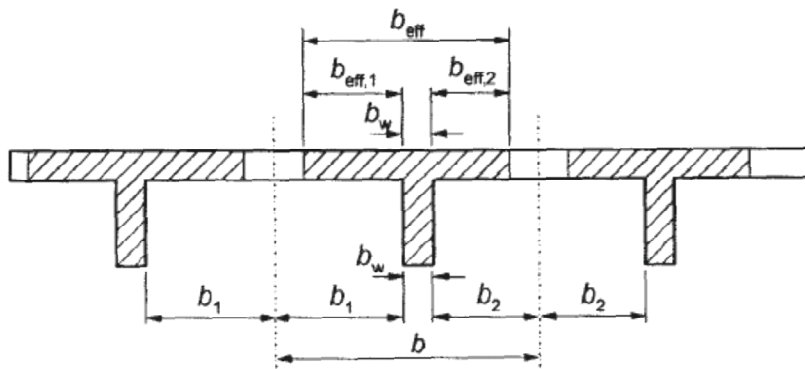
izberem $l_{\text{bd}} = 35 \text{ cm}$

4.4 Kontinuirana mostna konstrukcija (POZ. 2.1, POZ. 2.2)

4.4.1 Sodelujoča širina pasnice



Slika 102: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 60)



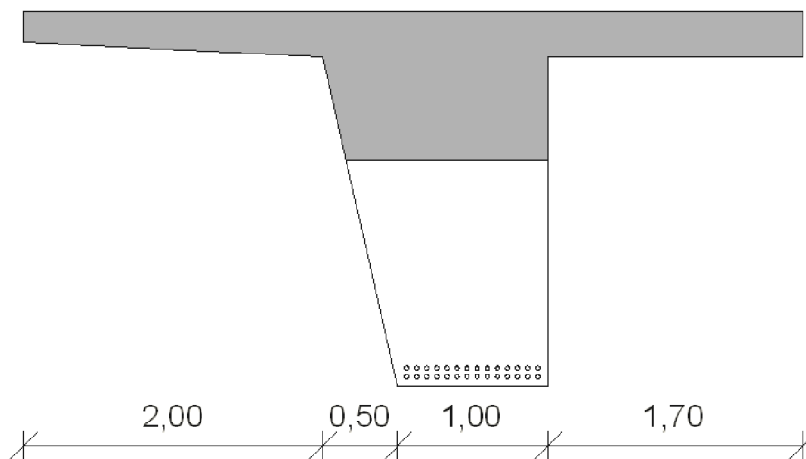
Slika 103: Parametri sodelujoče širine pasnice (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 60)

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i$$

Sodelujoča širina tlačne pasnice v 3. polju:



Slika 104: Prečni prerez sodelujoče širine tlačne pasnice

$$l_0 = 0,7 \cdot 31 = 21,7 \text{ m}$$

$$b = 5,2 \text{ m}$$

$$b_w = 1,5 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 2,0 \text{ m} + 0,1 \cdot 21,7 \text{ m} = 2,57 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 21,7 = 4,34 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 2,57 \text{ m} \leq b_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 2,0 \text{ m (sodeluje celotna širina pasnice na levi strani)}$$

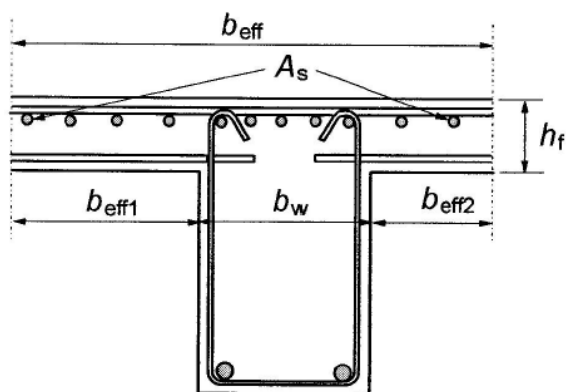
$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 1,7 \text{ m} + 0,1 \cdot 21,7 \text{ m} = 2,51 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 21,7 = 4,34 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 2,17 \text{ m} \leq b_1 = 1,7 \text{ m}$$

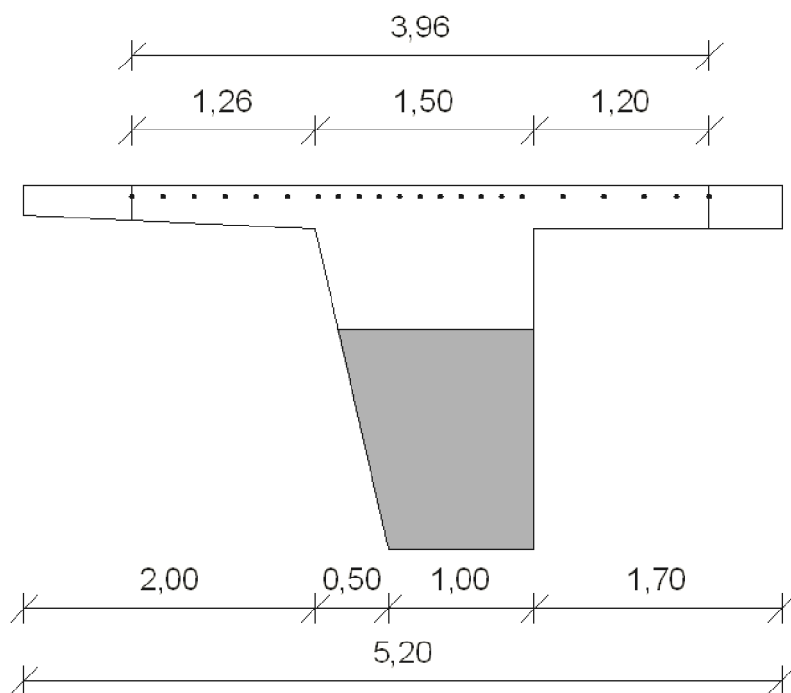
$$b_{\text{eff},2} = 1,7 \text{ m (sodeluje celotna širina pasnice na desni strani)}$$

$$b_{\text{eff}} = 2,0 + 1,5 + 1,7 = 5,4 \text{ m}$$

Celoten prerez natezne armature A_s na mestu kjer je nosilec povezan s ploščo nad stebrom je treba porazdeliti po sodelujoči širini pasnice b_{eff} (slika 105). Del te armature (50%) pa skoncentriramo nad stojino.



Slika 105: Razporeditev natezne armature pri prečnem prerezu s pasnico (Povzeto po: SIST
EN 1992-1-1: 2005, str. 155)



Slika 106: Razporeditev zgornje armature v nosilcu

$$l_0 = 0,15(26 + 31) = 8,55 \text{ m}$$

$$b = 5,2 \text{ m}$$

$$b_w = 1,5 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 2,0 \text{ m} + 0,1 \cdot 8,55 \text{ m} = 1,26 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 8,55 = 1,71 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 1,26 \text{ m} \leq b_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 1,26 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 1,7 \text{ m} + 0,1 \cdot 8,55 \text{ m} = 1,20 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 8,55 = 1,77 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 1,20 \text{ m} \leq b_1 = 1,7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 1,20 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 1,26 + 1,5 + 1,2 = 3,96 \text{ m}$$

4.4.2 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Krovni sloj betona

Priporočen razred konstrukcije za življenjsko dobo 50 let ja S4. Konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XD1 - zmerno vlažno (betonske površine, izpostavljene kloridom, ki jih prenaša zrak).

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

c_{nom} krovni sloj betona

c_{min} najmanjša debelina krovnega sloja betona

Δc_{dev} dovoljeno projektno odstopanje

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

$$c_{\text{min}} = \max\{28 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 30 \text{ mm}$$

$c_{\text{min},b} = 28 \text{ mm}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve
sprijemnosti, za posamično razvrstitev palice je enaka premeru
palice.

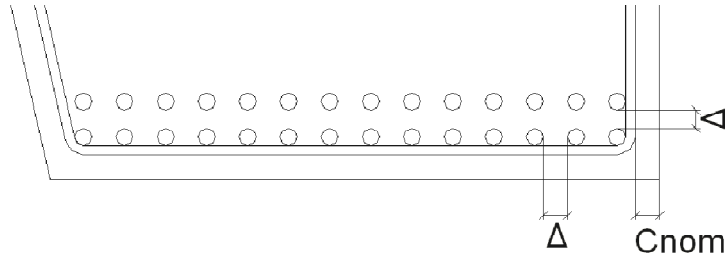
$$c_{\text{min},\text{dur}} = 30 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dur},\gamma} = \Delta c_{\text{dur},\text{st}} = \Delta c_{\text{dur},\text{add}} = 0$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} \quad \text{priporočena vrednost}$$

$$c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

Medsebojna oddaljenost palic



Slika 107: Medsebojna oddaljenost palic

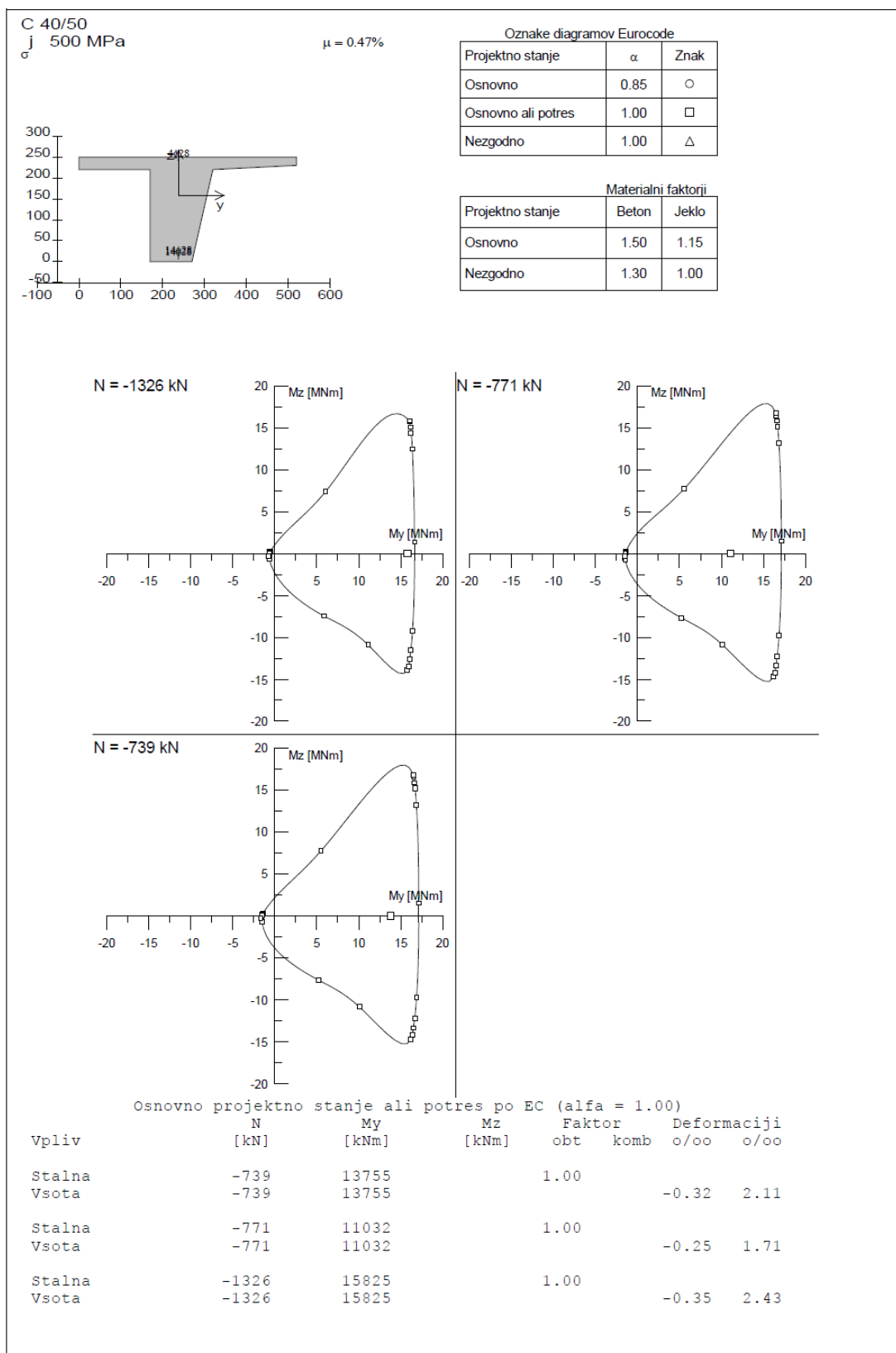
$$\Delta = \max \{k_1 \cdot \Phi_{\text{palice}}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$$

$$\Delta = \max \{1 \cdot 28; 20 + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = 28 \text{ mm}$$

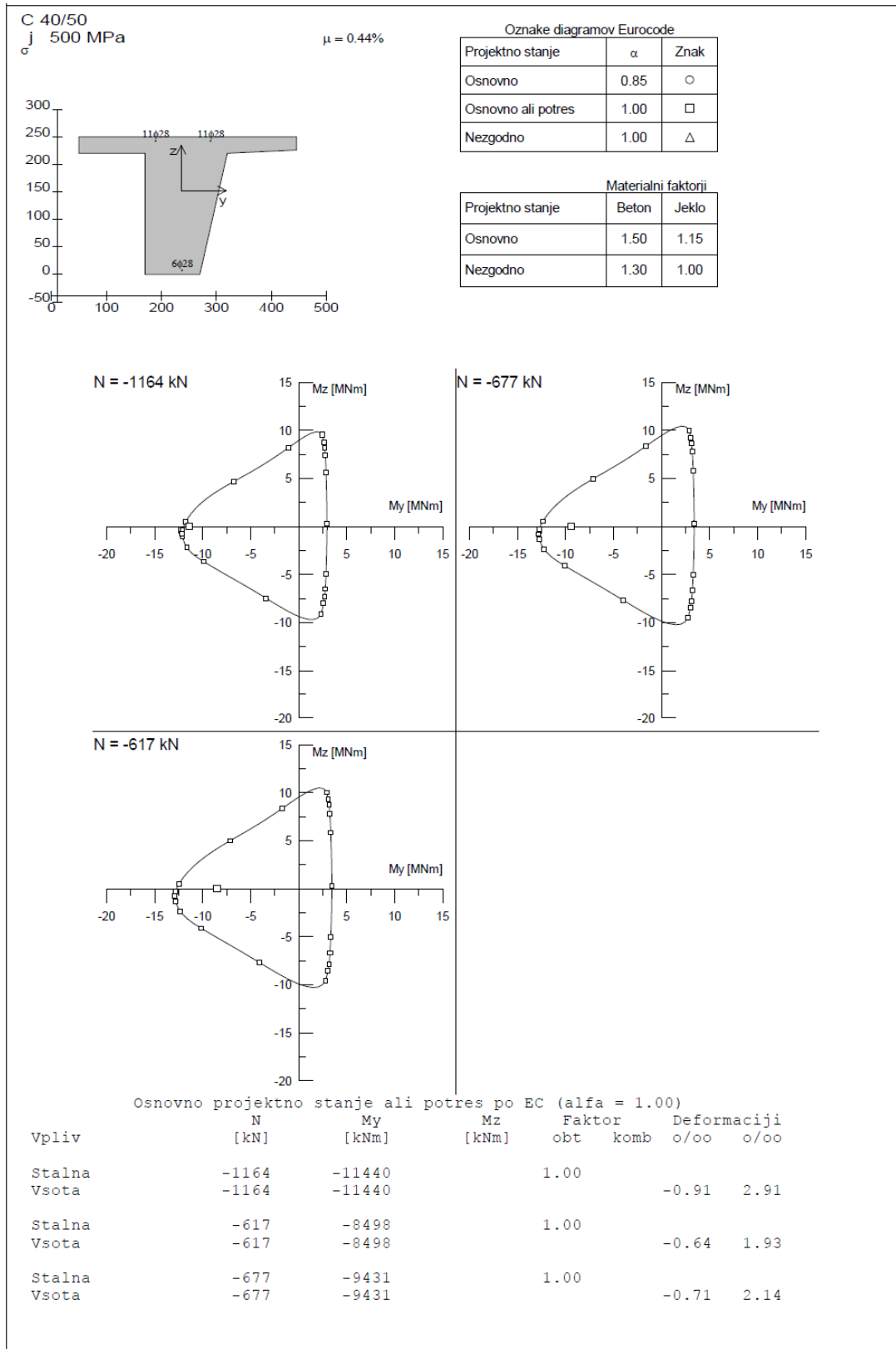
Za dimenzioniranje pozitivne armature v poljih je merodajen pozitiven moment v tretjem polju, ki je največji. V prvem in drugem polju sta momenta manjša kot v tretjem polju vendar pa razlika ni tako velika, da bi bilo potrebno dimenzionirati vsako polje posebej.

V nadaljevanju so prikazani izpisi iz programa DIAS. Izpisi so prikazani kot, da imamo dvoosni upogib, vendar prihaja do tega zaradi nesimetričnega prereza.

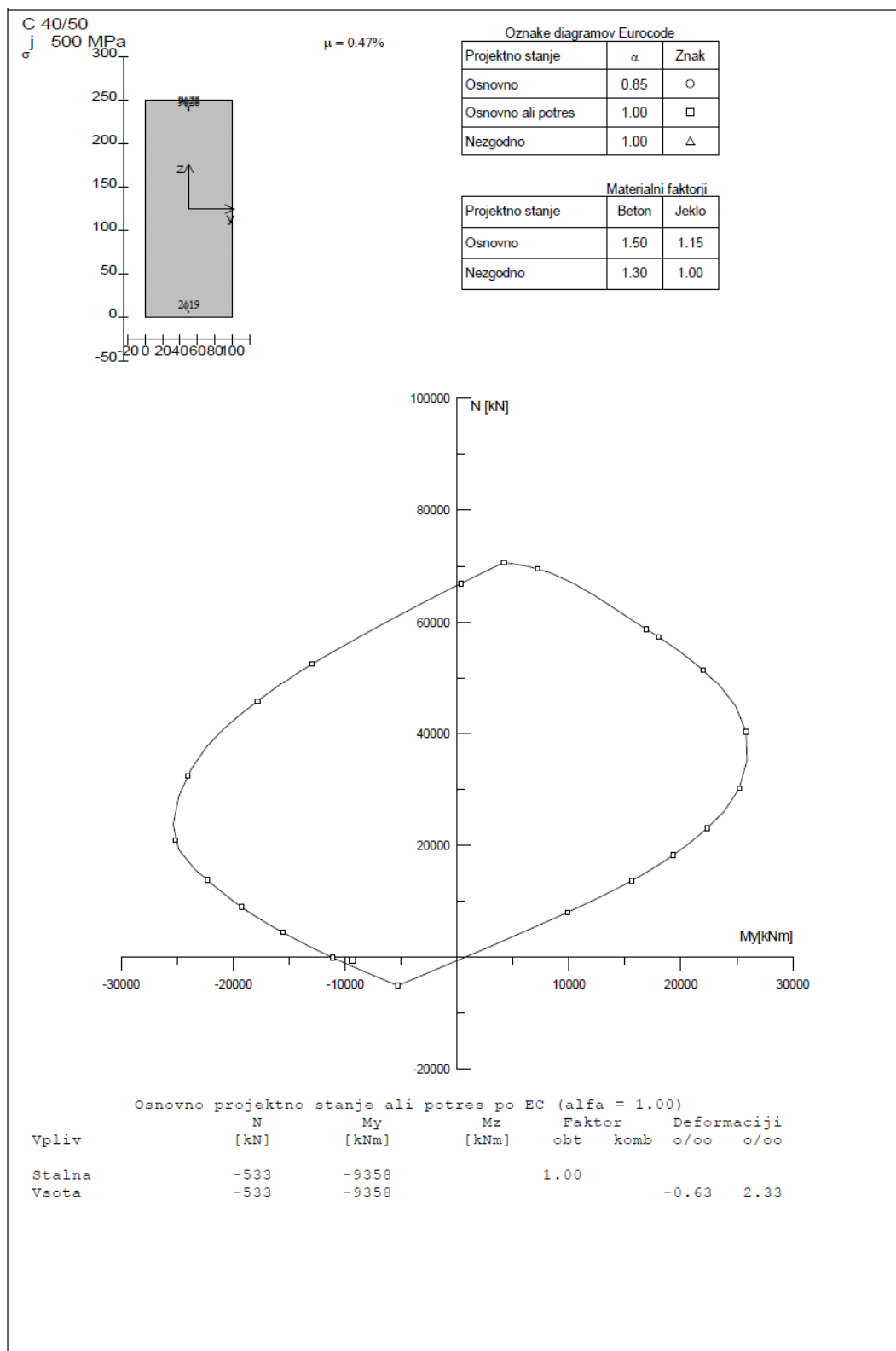
3. polje – poz 2.1 (spodnja armatura) v dveh vrstah, $2 \times 14\Phi 28 \rightarrow A_s = 172,48 \text{ cm}^2$



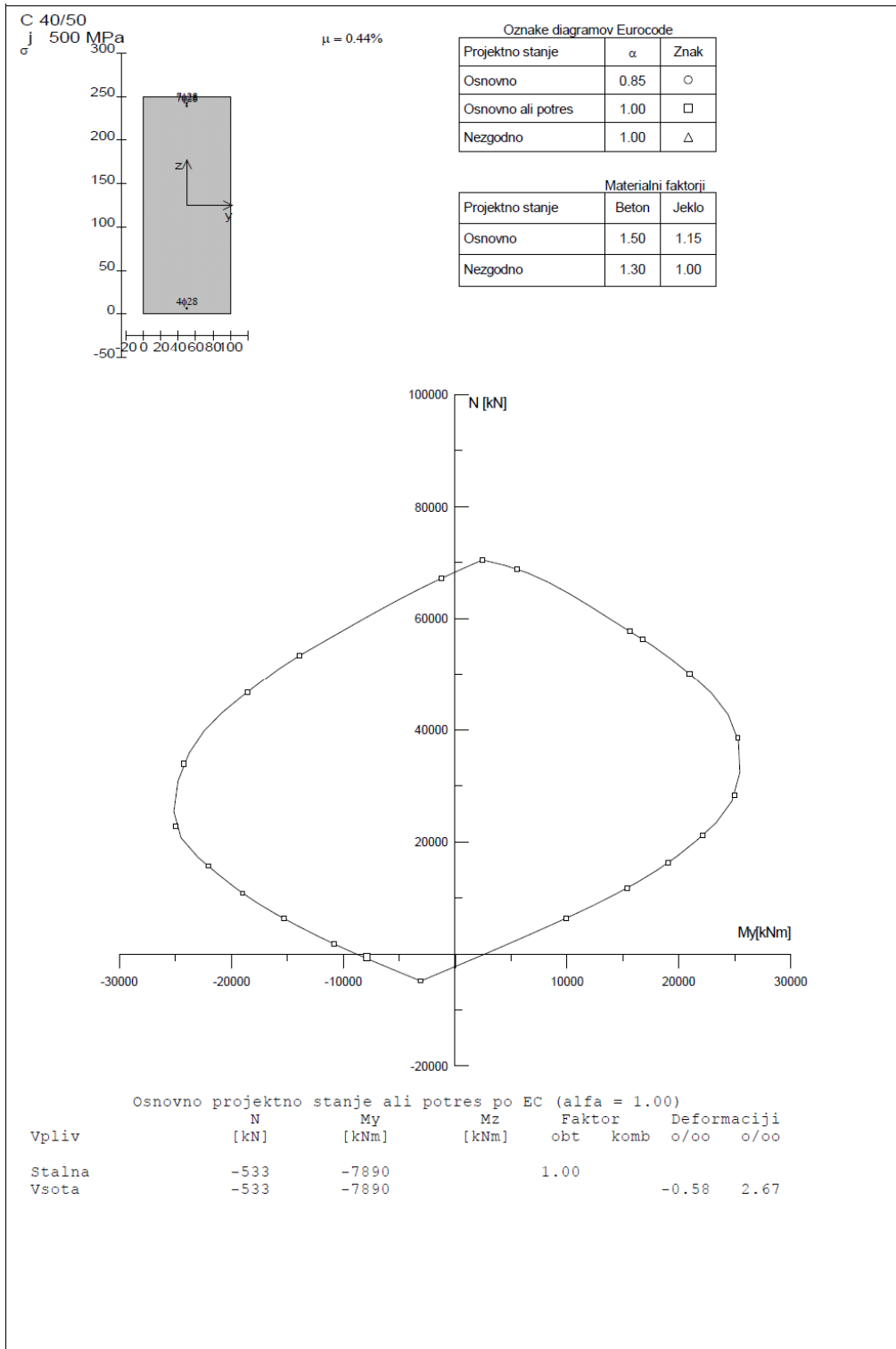
3. polje–poz 2.1(zgornja armatura pri priključku nosilca na ploščo) $22\Phi 28 \rightarrow A_s = 135,52 \text{ cm}^2$



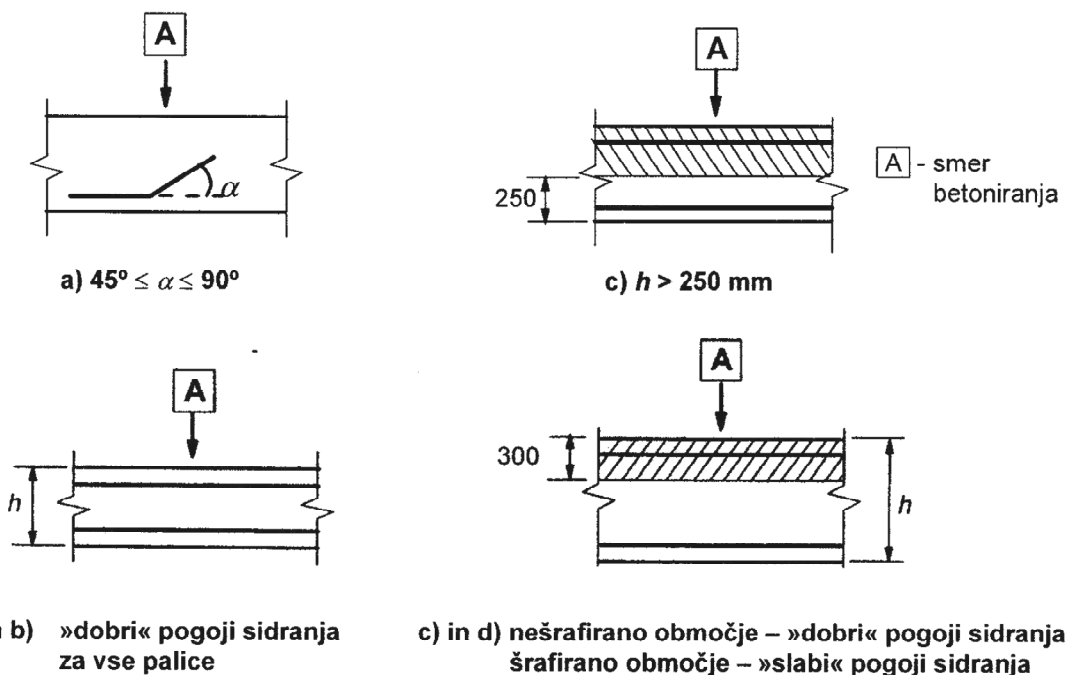
Poz 2.2 - zgornja armatura v plošči nad stebrom v vzdolžni smeri nadvoza, zgoščena armatura direktno nad stebrom $2 \times 9\Phi 28/m^1 \rightarrow A_s = 110,88 \text{ cm}^2$



Poz 2.2 - zgornja armatura v plošči nad stebrom v vzdolžni smeri nadvoza. Na preostalem delu, kjer armaturo ne zgostim, vzamem povprečje ostalih dveh momentov $(8788+6991)/2 = 7890 \text{ 2 x 7}\Phi\text{28/m}^1 \rightarrow A_s = 86,24 \text{ cm}^2$



Sidrna dolžina vzdolžne spodnje armature



Slika 108: Opis pogojev sidranja (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 137)

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,376 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{dobri pogoji sidranja (slika 108 opis pogojev sidranja)}$$

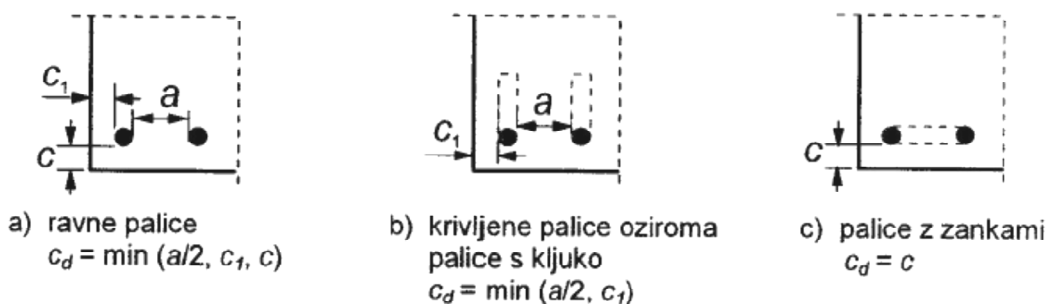
$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{za } \Phi \leq 32$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\Phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (2,8 \text{ cm} / 4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm} / 0,376 \text{ kN/cm}^2) = 80,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina



Slika 109: Vrednost c_d pri nosilcih in ploščah (Povzeto po: SIST EN 1992-1-1: 2005, str. 138)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

(način sidranja: ravno, armaturne palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi) / \Phi = 1 - 0,15(1,95 - 2,8) / 2,8 = 1,05 \rightarrow \alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\Phi; 100 \text{ mm}\}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 809; 10 \cdot 28; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 28 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 80,9 = 80,9 \text{ cm} > 28 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 85 \text{ cm}$

Dolžina prekrivanja

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1,4 \cdot 80,9 \text{ cm} = 113,3 \text{ cm}$$

$$\alpha_6 = 1,4 \quad \text{delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez ne preseže 50\%}$$

izberem $l_0 = 115 \text{ cm}$

Prerez spodnje armature ob podporah mora znašati najmanj 25% prereza armature v polju.

$$A_{s,pod} = 0,25 A_{s,polje} = 0,25 \cdot 172,48 \text{ cm}^2 = 43,12 \text{ cm}^2$$

Izberem 8 palic $\Phi 28 \rightarrow A_s = 49,3 \text{ cm}^2$

Sidrna dolžina vzdolžne zgornje armature

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,167 \text{ kN/cm}^2 = 0,263 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,25 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,167 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{projektna vrednost natezne trdnosti betona}$$

$\eta_1 = 0,7$ slabi pogoji sidranja (slika 45 opis pogojev sidranja)

$\eta_2 = 1,0$ za $\Phi \leq 32$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\Phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (2,8 \text{ cm} / 4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm} / 0,263 \text{ kN/cm}^2) = 115,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

(način sidranja: ravno, armaturne palice: v nategu)

$$0,7 \leq \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \Phi) / \Phi = 1 - 0,15(5,5 - 2,8) / 2,8 = 0,86$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\Phi; 100 \text{ mm}\}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 1157 \text{ mm}; 10 \cdot 28 \text{ mm}; 100 \text{ mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 34,7 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,86 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 115,7 = 99,5 \text{ cm} > 34,7 \text{ cm}$$

izberem $l_{bd} = 100 \text{ cm}$

Dolžina prekrivanja

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1,4 \cdot 100 \text{ cm} = 140 \text{ cm}$$

$$\alpha_6 = 1,4$$

izberem $l_0 = 140 \text{ cm}$

KONTROLE:**Minimalna vzdolžna armatura**

Prerez v polju

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 125 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm} = 54,6 \text{ cm}^2$$

$b_t = 125 \text{ cm}$ srednja širina natezne cone

$d = 240 \text{ cm}$ statična višina; (statična višina se spreminja zato prevzamem neko srednjo vrednost, ki jo upoštevam pri vseh nadaljnjih izračunih)

$f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$ srednja vrednost osne natezne trdnosti betona

Prerez nad stebrom

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 590 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm} = 257,7 \text{ cm}^2$$

$b_t = 590 \text{ cm}$

Maximalna vzdolžna armatura

Prerez v polju

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 32000 \text{ cm}^2 = 1280 \text{ cm}^2$$

$A_c = 32000 \text{ cm}^2$ prečni prerez

Prerez nad stebrom

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 149000 = 5960 \text{ cm}^2$$

$A_c = 149000 \text{ cm}^2$ prečni prerez

Stopničenje vzdolžne armature

Premik momentne črte:

$$a_1 = z(\cot\theta - \cot\alpha)/2$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 240 = 216$$

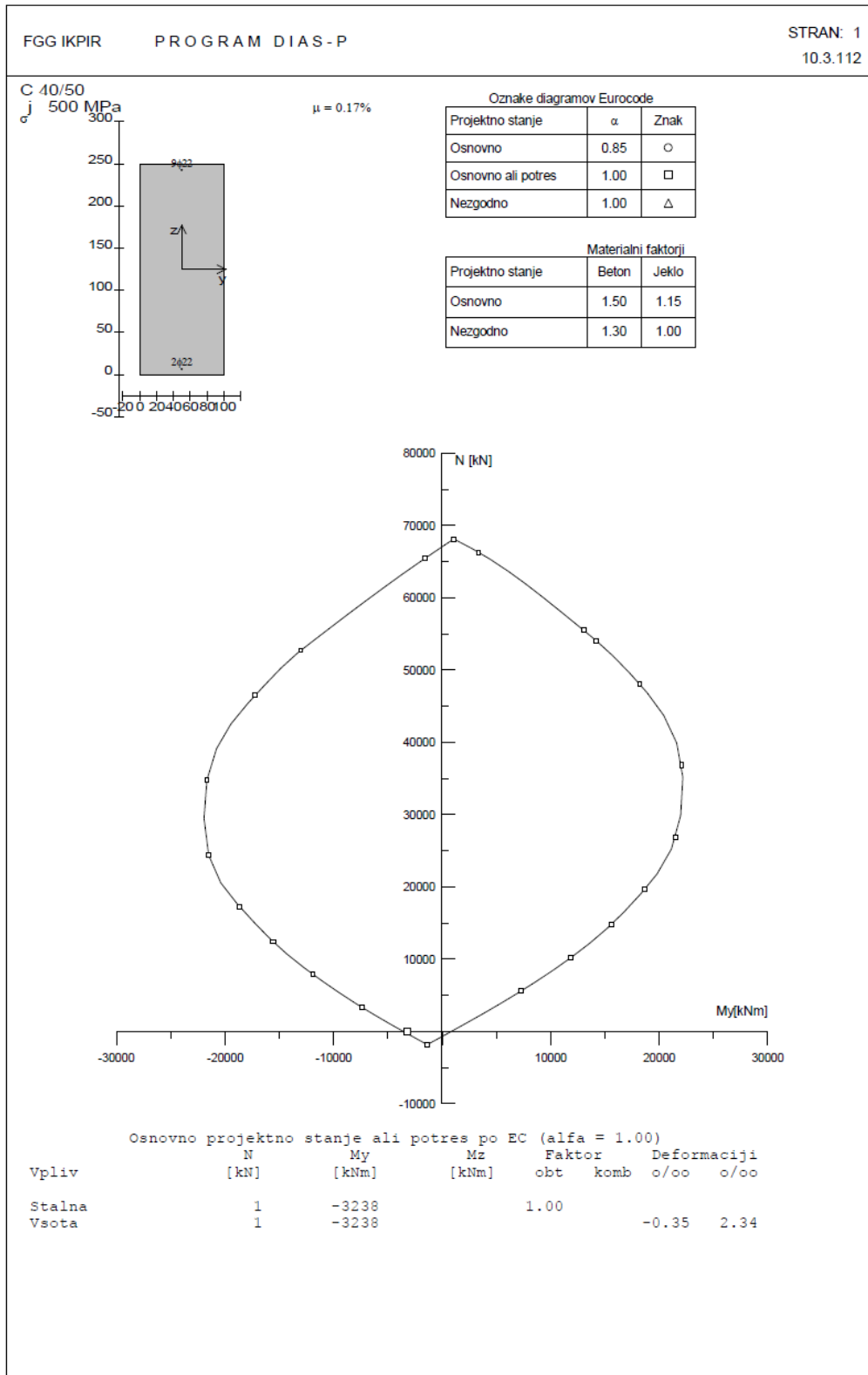
$$\theta = 45^\circ \quad \text{naklon tlačne diagonale}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{naklon stremen}$$

$$a_1 = 216 \text{ cm}(1-0)/2 = 108 \text{ cm}$$

4.4.3 Dimenzioniranje upogibne armature plošče nad stebrom v prečni smeri nadvoza

$$9\Phi 22/m^1 \rightarrow A_s = 34,2 \text{ cm}^2$$



Minimalna armatura:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm} = 43,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

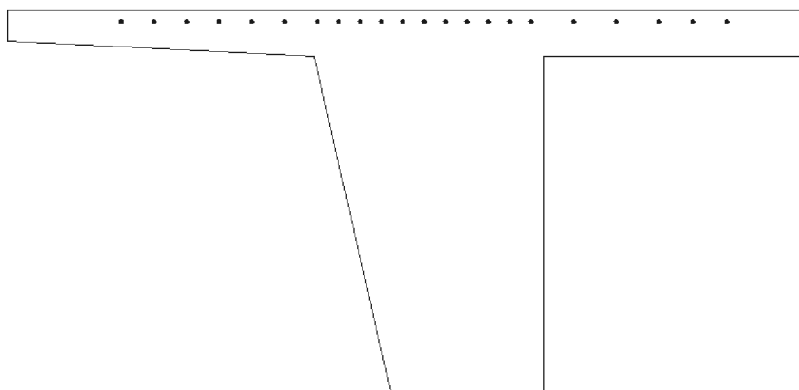
$$b_t = 100 \text{ cm}$$

Potrebna oziroma zadostna prečna armatura znaša $43,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Izberem $9\Phi 25$ $A_{s,\text{dej}} = 44,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.4.4 Dimenzioniranje strižne in torzijske armature

PREREZ 1



$$A_c = 32000 \text{ cm}^2$$
$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Slika 110: Prečni prerez strižnega prereza 1

Nosilnost betonskega prereza brez strižne armature

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

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,29 \cdot (100 \cdot 0,0056 \cdot 40 \text{ MPa})^{1/3}] \cdot 1000 \cdot 2400 = 1047285 \text{ N} = 1047 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2400}} = 1,29 (\leq 2,0)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{135,5 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm}} = 0,0056 (\leq 0,02)$$

$$A_{sl} = 135,5 \text{ cm}^2 (22\Phi 28)$$

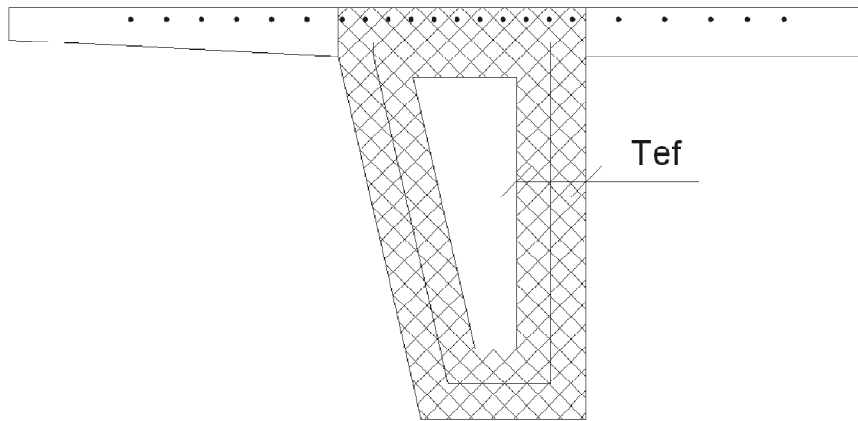
z minimalno vrednostjo

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd,c} = (0,324) 1000 \cdot 2400 = 777600 \text{ N} = 778 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,29^{3/2} \cdot (40 \text{ MPa})^{1/2} = 0,324$$

Kombinacija vpliva prečne sile in torzije



Podatki:

$$A = 32000 \text{ cm}^2$$

$$u = 756$$

$$t_{ef} = A/u = 42 \text{ cm}$$

$$A_k = 17870 \text{ cm}^2$$

$$u_k = 591 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ naklon}$$

stremen

$$\theta = 45^\circ \text{ naklon}$$

tlačne diagonale

Slika 111: Prečni prerez 1- učinkovita debelina stene pri torziji

Nosilnost betonske tlačne diagonale

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0$$

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 0,504 \cdot 1 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 17870 \text{ cm}^2 \cdot 42 \text{ cm} \cdot \sin 45 \cdot \cos 45 = 10100 \text{ kNm}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{40 \text{ MPa}}{250} \right] = 0,504$$

$\alpha_{cw} = 1,0$; za konstrukcije brez prednapetja

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 216 \text{ cm} \cdot 0,6 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2 / (\cot 45 + \tan 45) = 17302 \text{ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 240 \text{ cm} = 216 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \text{ za } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 40 \text{ MPa}/1,5 = 26,67 \text{ MPa} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

Preglednica 4: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 1

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]			
$V_{Ed,max}/V_{Rd,max} + T_{ed,prp}/T_{Rd,max}$	3342	1123	0,3	<	1
$V_{Ed,min}/V_{Rd,max} + T_{ed,prp}/T_{Rd,max}$	-3346	-1181	0,31	<	1
$T_{Ed,max}/T_{Rd,max} + V_{ed,prp}/V_{Rd,max}$	2627	1181	0,27	<	1
$T_{Ed,min}/T_{Rd,max} + V_{ed,prp}/V_{Rd,max}$	-2790	-1207	0,28	<	1

Ali je računsko potrebna strižna armatura

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0$$

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} t_{ef} 2 A_k$$

$$T_{Rd,c} = 0,233 \text{ kN/cm}^2 \cdot 42 \text{ cm} \cdot 2 \cdot 17870 \text{ cm}^2 = 349752 \text{ kNcm} = 3498 \text{ kNm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma} = \frac{3,5 \text{ MPa}}{1,5} = 2,33 \text{ MPa} = 0,233 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd,c} = 1047 \text{ kN}$$

Preglednica 5: Kontrola ali je potrebna računsko armatura pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 1

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]			
$V_{Ed,max}/V_{Rd,c} + T_{ed,prp}/T_{Rd,c}$	3342	1123	3,51	>	1
$V_{Ed,min}/V_{Rd,c} + T_{ed,prp}/T_{Rd,c}$	-3346	-1181	3,53	>	1
$T_{Ed,max}/T_{Rd,c} + V_{ed,prp}/V_{Rd,c}$	2627	1181	2,85	>	1
$T_{Ed,min}/T_{Rd,c} + V_{ed,prp}/V_{Rd,c}$	-2790	-1207	3,01	>	1

Potrebna je strižna armatura!

Račun strižne in torzijske armature

Potrebno prečno armaturo za prevzem učinkov torzije in potrebno prečno armaturo za prevzem prečne sile, lahko dodamo eno k drugi. Vendar obakrat privzamemo isto vrednost naklona diagonal $\theta = 45^\circ$.

Stremenska armatura:

$$V_{Ed} = -3346 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = -1181 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{(z f_{ywd} \cot \theta)}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 240 = 216 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{3346 \text{ kN}}{(216 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45)} = 0,356 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Potrebna strižna armatura v steni prereza, zaradi torzijskega momenta

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{(T_{Ed} \tan \theta)}{(2 A_k f_{ywd})}$$

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{(1181 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45)}{(2 \cdot 17870 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2)} = 0,076 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

SKUPAJ:

$$\sum A_{sw} = 0,508 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$6 \text{ strižno streme} \rightarrow \frac{0,508 \text{ cm}^2 / \text{cm}}{6} = 0,085 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\text{Izberem } \Phi 16 \rightarrow s \leq \frac{2,01 \text{ cm}^2}{0,085 \text{ cm}^2 / \text{cm}} = 23,6 \text{ cm}$$

IZBEREM 6 STRIŽNO STREME $\Phi 16/23 \text{ cm}$

Dodatna vzdolžna armatura za prevzem torzije

$$\sum A_{sl} = \frac{(T_{Ed} u_k \cot \theta)}{(2 A_k f_{yd})}$$

$$\sum A_{sl} = \frac{(1181 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 591 \text{ cm} \cdot \cot 45)}{(2 \cdot 17870 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2)} = 44,9 \text{ cm}^2$$

IZBEREM 19 $\Phi 18$ (dodam po prerezu) $A_{s,dej} = 48,26 \text{ cm}^2$

Vzdolžne palice je treba razporediti tako da je najmanj po ena palica v vsakem vogalu, ostale palice pa so enakomerno porazdeljene po notranjem obodu stremen, v medsebojni oddaljenosti, ki niso večje od 35 cm.

Kontrole

Maximalna vzdolžna razdalja med stremeni:

$$s_{l,\min} = 0,75 d (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,\min} = 0,75 \cdot 240 \text{ cm} (1 + \cot 90) = 180 \text{ cm}$$

Minimalna strižna armatura:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0,08 \sqrt{40 \text{ MPa}}) / 500 \text{ MPa} = 0,0011$$

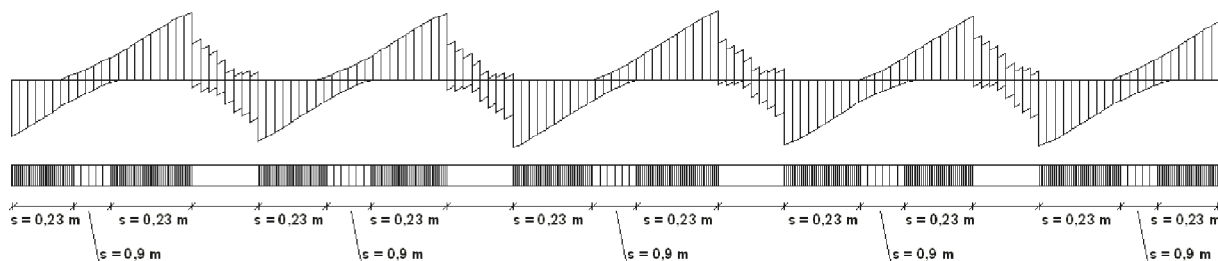
$$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$$

$$s_{\max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\min} b_w \sin \alpha} = \frac{12,06 \text{ cm}^2}{0,0011 \cdot 100 \text{ cm} \cdot \sin 90} = 110 \text{ cm}$$

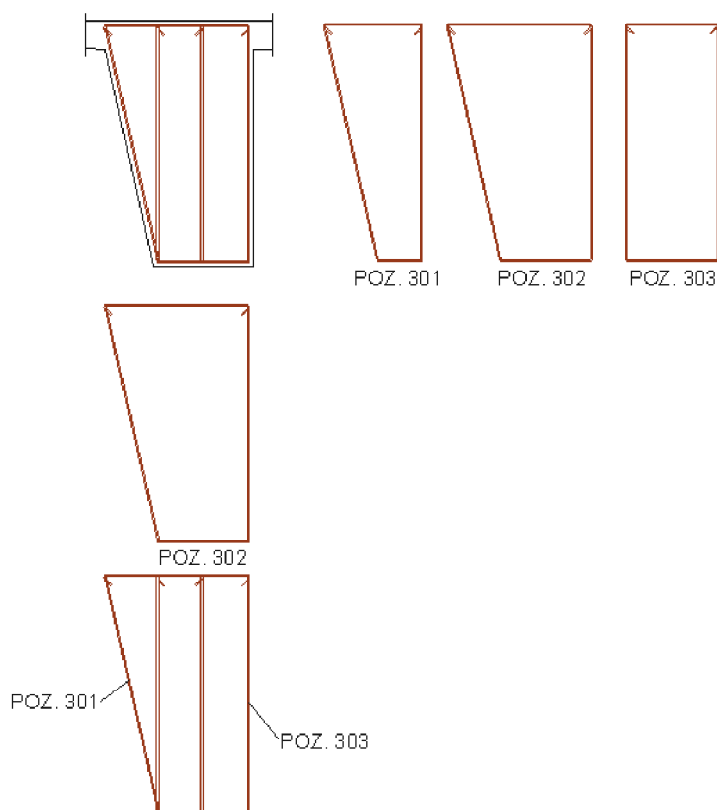
$$u/8 = 756 \text{ cm} / 8 = 94,5 \text{ cm}$$

Izberem stremena, ki so na medsebojni razdalji 90 cm.

$$V_{rd,\min} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = \frac{12,06 \text{ cm}^2}{90 \text{ cm}} 216 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 = 1258 \text{ kN}$$



Slika 112: Razpored strižne armature v nosilcu

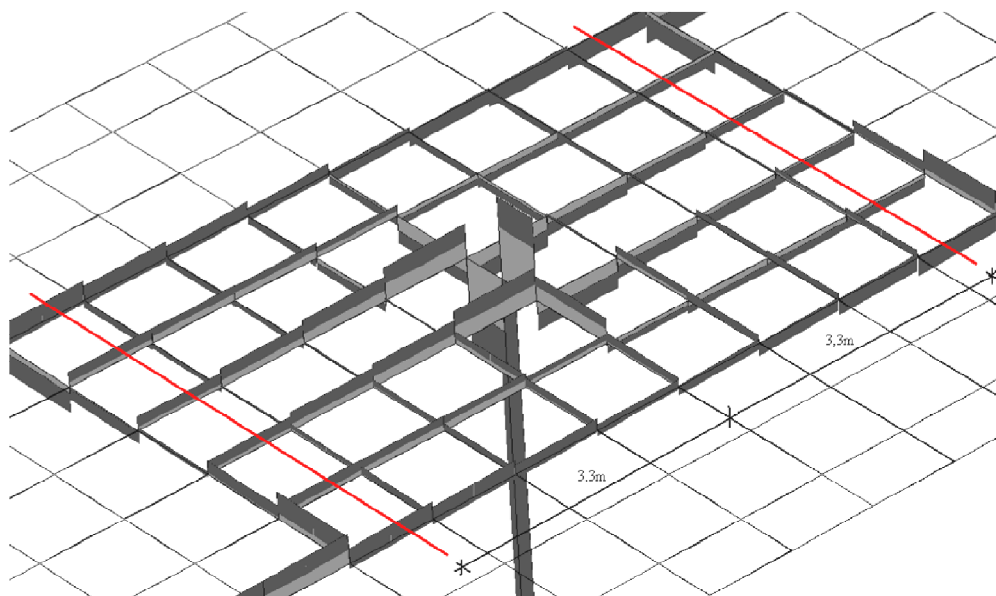


Slika 113: Razporeditev stremen v nosilcu

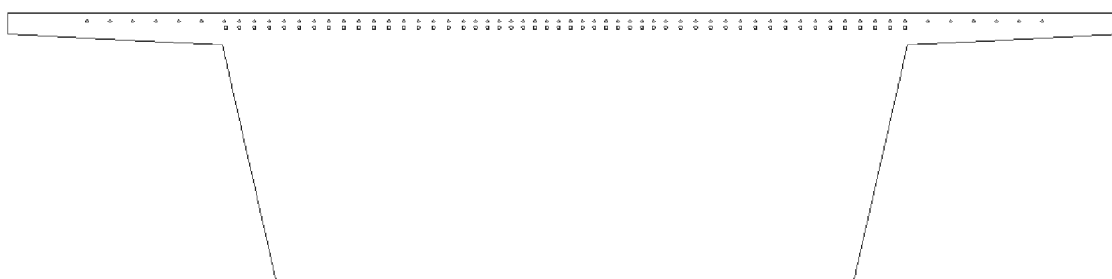
PREREZ 2

Prečne sile, kjer je podpora oziroma stebri, ne odčitam direktno nad podporo (stebrom) ampak na oddaljenosti $b_{\text{pod}}/2 + d$ od stebra. b_{pod} je širina oziroma premer stebra. $b_{\text{pod}} + d = 180 \text{ cm} / 2 + 240 \text{ cm} = 330 \text{ cm}$.

Rdeča črta kaže mesto, kjer odčitam notranje sile v posameznih linijskih elementih, ki jih seštejem in dobim prečno silo na celotnem prečnem prerezu.



Slika 114: Prikaz mesta odčitavanja prečne sile



Slika 115: Prečni prerez strižnega prereza 2

$$A_c = 149000 \text{ cm}^2$$

Nosilnost betonskega prereza brez strižne armature

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

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,29 \cdot (100 \cdot 0,00456 \cdot 40 \text{ MPa})^{1/3}] \cdot 5400 \text{ mm} \cdot 2400 \text{ mm} = 5281017 \text{ N} = 5281 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2400}} = 1,29 (\leq 2,0)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{591,4 \text{ cm}^2}{540 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm}} = 0,00456 (\leq 0,02)$$

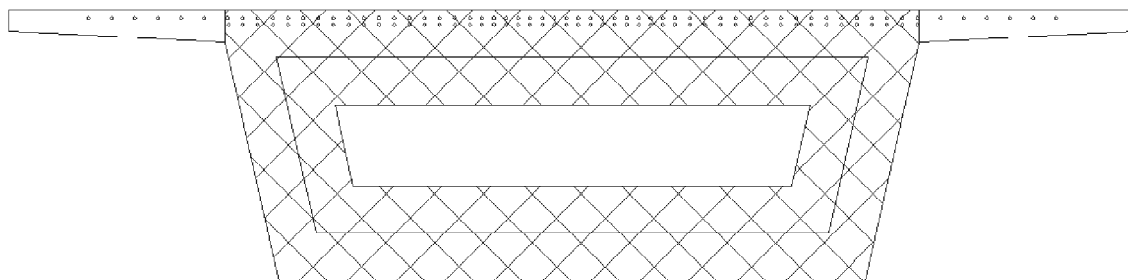
z minimalno vrednostjo

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{rd,c} = (0,324) 5400 \cdot 2400 = 4199040 \text{ N} = 4199 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,29^{3/2} \cdot (40 \text{ MPa})^{1/2} = 0,324$$

Kombinacija vpliva prečne sile in torzije



Slika 116: Prečni prerez 2 - učinkovita debelina stene pri torziji

- Podatki:
- $A = 149000 \text{ cm}^2$
 - $u = 1691$
 - $t_{ef} = A/u = 88 \text{ cm}$
 - $A_k = 82429 \text{ cm}^2$
 - $u_k = 1350 \text{ cm}$
 - $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - $\alpha = 90^\circ$ naklon stremen
 - $\theta = 45^\circ$ naklon tlačne diagonale

Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0$$

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 0,504 \cdot 1 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 82429 \text{ cm}^2 \cdot 88 \text{ cm} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = 97612,3 \text{ kNm}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{40 \text{ MPa}}{250} \right] = 0,504$$

$\alpha_{cw} = 1,0$; za konstrukcije brez prednapetja

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 540 \text{ cm} \cdot 216 \text{ cm} \cdot 0,6 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2 / (\cot 45 + \tan 45) = 93428,6 \text{ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 240 \text{ cm} = 216 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \text{ za } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 40 \text{ MPa} / 1,5 = 26,67 \text{ MPa} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

Preglednica 6: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 2

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]			
$V_{Ed,max} / V_{Rd,max} + T_{ed,prp} / T_{Rd,max}$	8982	2158	0,119	<	1
$V_{Ed,min} / V_{Rd,max} + T_{ed,prp} / T_{Rd,max}$	-8746	-2611	0,12	<	1
$T_{Ed,max} / T_{Rd,max} + V_{ed,prp} / V_{Rd,max}$	7320	2419	0,103	<	1
$T_{Ed,min} / T_{Rd,max} + V_{ed,prp} / V_{Rd,max}$	-8746	-2611	0,12	<	1

Ali je računsko potrebna strižna armatura

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0$$

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} t_{ef} 2 A_k$$

$$T_{Rd,c} = 0,233 \text{ kN/cm}^2 \cdot 88 \text{ cm} \cdot 2 \cdot 82429 \text{ cm}^2 = 33802,5 \text{ kNm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma} = \frac{3,5 \text{ MPa}}{1,5} = 2,33 \text{ MPa} = 0,233 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd,c} = 5281 \text{ kN}$$

Preglednica 7: Kontrola ali je potrebna računaska armatura pri kombinaciji prečnih sil in torzijskih momentov - prerez 2

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]			
$V_{Ed,max}/V_{Rd,c}+T_{ed,prjp}/T_{Rd,c}$	8982	2158	1,76	>	1
$V_{Ed,min}/V_{Rd,c}+T_{ed,prjp}/T_{Rd,c}$	-8746	-2611	1,73	>	1
$T_{Ed,max}/T_{Rd,c}+V_{ed,prjp}/V_{Rd,c}$	7320	2419	1,46	>	1
$T_{Ed,min}/T_{Rd,c}+V_{ed,prjp}/V_{Rd,c}$	-8746	-2611	1,73	>	1

Potrebna je strižna armatura!

Račun strižne in torzijske armature

Stremenska armatura:

$$V_{Ed} = 8982 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = -2611 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{(z f_{ywd} \cot \theta)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{8982 \text{ kN}}{(216 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45)} = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Potrebna strižna armatura v steni prereza, zaradi torzijskega momenta

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{(T_{Ed} \tan \theta)}{(2 A_k f_{ywd})}$$

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{(2611 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45)}{(2 \cdot 82429 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2)} = 0,036 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

SKUPAJ:

$$\sum A_{sw} = 1,032 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$14 \text{ strižno streme} \rightarrow \frac{1,032 \text{ cm}^2 / \text{cm}}{14} = 0,074 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\text{Izberem } \Phi 16 \rightarrow s \leq \frac{2,01 \text{ cm}^2}{0,074 \text{ cm}^2 / \text{cm}} = 27,2 \text{ cm}$$

IZBEREM 14 STRIŽNO STREME $\Phi 16/27$ cm

Dotatna vzdolžna armatura za prevzem torzije

$$\sum A_{sl} = \frac{(T_{Ed} u_k \cot \theta)}{(2 A_k f_{yd})}$$

$$\sum A_{sl} = \frac{(2611 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 1350 \text{ cm} \cdot \cot 45)}{(2 \cdot 82429 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2)} = 49,2 \text{ cm}^2$$

IZBEREM 27 $\Phi 18$ (dodam po obodu) $A_{s,dej} = 68,6 \text{ cm}^2$

Vzdolžne palice je treba razporediti tako, da je najmanj po ena palica v vsakem vogalu, ostale palice pa so enakomerno porazdeljene po notranjem obodu stremen, v medsebojni oddaljenosti, ki niso večje od 35 cm.

Kontrole

Maximalna vzdolžna razdalja med stremeni:

$$s_{l,min} = 0,75 d (1 + \cot \alpha)$$

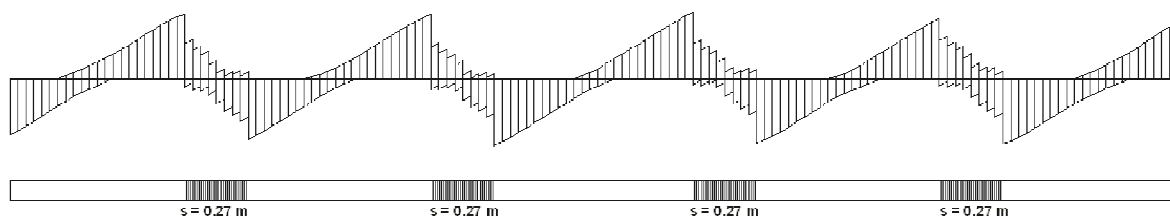
$$s_{l,min} = 0,75 \cdot 240 \text{ cm} (1 + \cot 90) = 180 \text{ cm}$$

Minimalna strižna armatura:

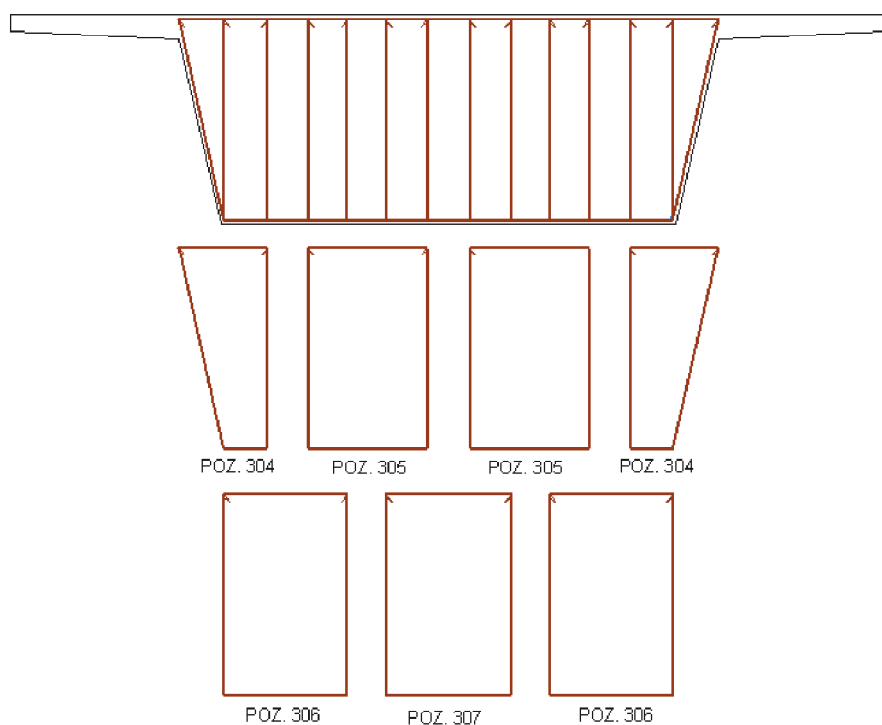
$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0,08 \sqrt{40 \text{ MPa}}) / 500 \text{ MPa} = 0,0011$$

$$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$$

$$s_{max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} b_w \sin \alpha} = \frac{28,14 \text{ cm}^2}{0,0011 \cdot 540 \text{ cm} \cdot \sin 90} = 47,4 \text{ cm}$$



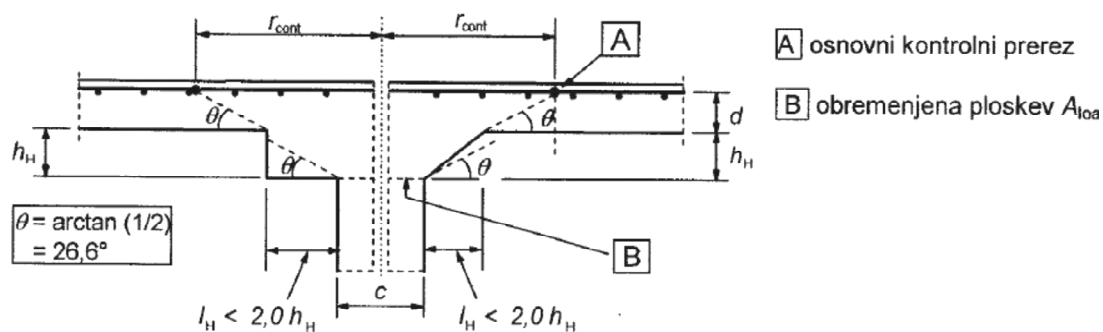
Slika 117: Razporeditev strižne armature v plošči nad stebrom



Slika 118: Razporeditev stremen v plošči nad stebrom

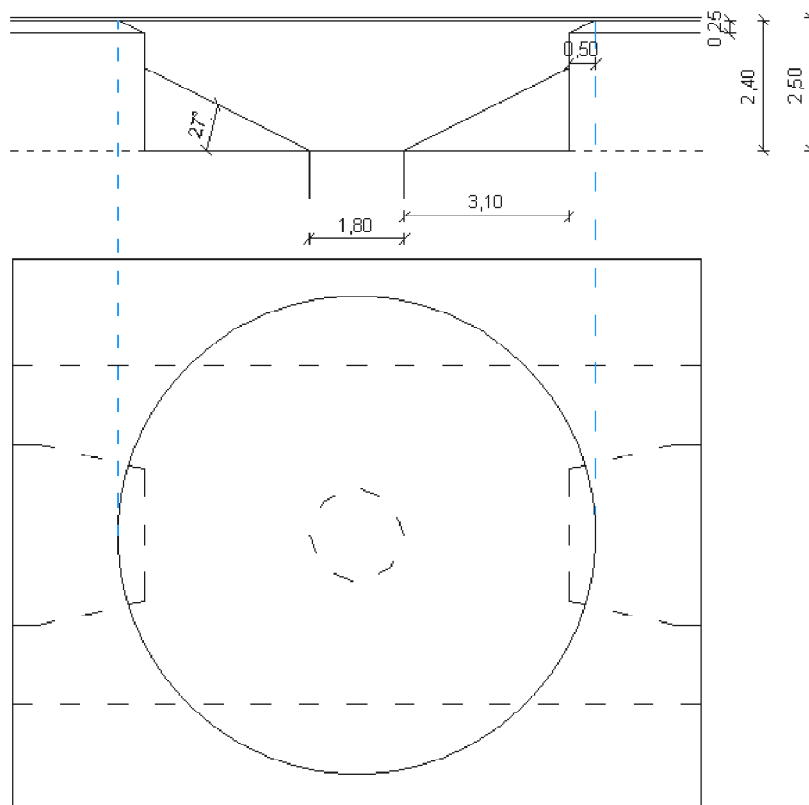
4.4.5 Račun preboja

Pri preboju je potrebno preveriti strižno odpornost ob robu stebra in osnovnem kontrolnem obsegu u_1 .



Slika 119: Plošča s kapitelom stebra, kjer je $l_h < 2,0 h_H$ (Povzeto po SIST EN 1991-1-1: 2005, str. 102)

$$l_h = 310 \text{ cm} < 2,0 \cdot 220 \text{ cm} = 440 \text{ cm}$$



Slika 120: Določitev kontrolnega obsega u_1

u_1 (slika 120) je v področju, kjer ploščo podpirajo nosilci. Preboj zato ni problematičen, ker na tem mestu prečno silo prevzamejo nosilci. Kontroliramo samo obseg ob stebra.

Projektna strižna sila ob obsegu stebra

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{ed}}{u_0 \cdot d} = 1,15 \frac{15920 \text{ kN}}{565 \text{ cm} \cdot 240 \text{ cm}} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$\beta = 1,15$ koeficient odvisen od lokacije podpore, za notranji steber 1,15

$V_{Ed} = 15920 \text{ kN}$ največja osna sila v stebra

$u_0 = 2 \cdot \pi \cdot 90 \text{ cm} = 565 \text{ cm}$ dolžina obravnavanega kontrolnega prereza

$d = 240 \text{ cm}$ statična višina

Ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve, največja prebojna strižna odpornost ne sme biti prekoračena

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \quad v \quad f_{cd} = 0,5 \cdot 0,504 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{40 \text{ MPa}}{250} \right] = 0,504$$

$$f_{cd} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

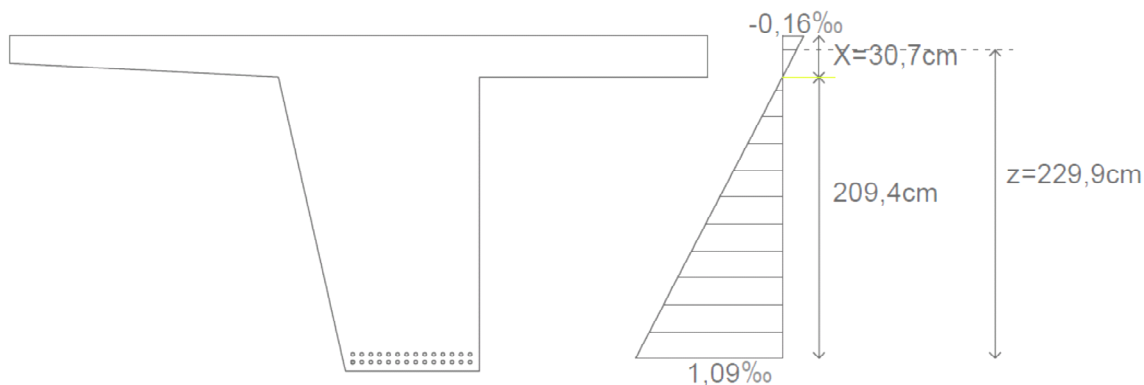
$$0,14 \text{ kN/cm}^2 < 0,67 \text{ kN/cm}^2$$

5 DIMENZIONIRANJE – mejna stanja uporabnosti (MSU)

5.1 Razpoke

Razpoke je potrebno omejiti do mere, ki ne poslabšajo trajnosti in normalne funkcije konstrukcije. Največjo računsko dovoljeno širino razpok w_{\max} je potrebno določiti z upoštevanjem predvidene funkcije in narave konstrukcije. Priporočena vrednost w_{\max} za armiranobetonske elemente in razredu izpostavljenosti XD1 je 0,3 mm.

Nevtralno os določimo s pomočjo programa DIAS, kjer pri momentu navidezno stalne kombinacije dobimo izpis deformacij v betonu (tlak) in deformacije v armaturi (nateg). S tem je enostavno določiti nevtralno os v nosilcu (slika 121).



Slika 121: Določitev nevtralne osi v nosilcu

Račun širine razpok

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

pri tem je

- $s_{r,\max}$ razdalja med razpokami
- ε_{sm} srednje deformacije betona pod vplivom ustrezne kombinacije obtežb
- ε_{cm} povprečne deformacije betona med razpokami

vrednost $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ izračunamo z izrazom

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Pri tem je

- σ_s napetost v natezni armaturi v predpostavki, da je beton razpokan
- α_e razmerje E_s/E_{cm}
- $\rho_{p,eff}$ procent armiranja efektivne natezne cone v prerezu $(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$
 ξ_1 in A_p' vpliv prednapetja
- $A_{c,eff}$ efektivna površina betona v nategu, ki obdaja armaturo
- k_t faktor, ki je odvisen od trajanja obtežbe
 $k_t = 0,4$ za kratkotrajno obtežbo
 $k_t = 0,6$ za dolgotrajno obtežbo
- $f_{ct,eff}$ srednja vrednost natezne trdnosti betona ob prvem nastanku razpok

Razlika med povprečno deformacijo armature in betona $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

Napetost v natezni armaturi:

$$\sigma_s = M_{ed}/z \cdot A_s = 6945 \cdot 100 \text{ kNcm} / (229,9 \text{ cm} \cdot 172,48 \text{ cm}^2) = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

Razmerje togosti betona in armature

$$\alpha_e = E_s/E_{cm} = 20000 \text{ kN/cm}^2 / 3500 \text{ kN/cm}^2 = 5,71$$

faktor $\rho_{p,eff}$

$$A_{c,eff} = b_w \cdot \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)$$

$$A_{c,eff} = 100 \cdot \min(2,5(250-240,1); (250-30,7)/3; 250/2)$$

$$A_{c,eff} = 100 \cdot \min(24,8; 73,1; 125) = 2480 \text{ cm}^2$$

$$A_p' = 0$$

$$A_s = 172,48 \text{ cm}^2 \quad 28\Phi 28$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = (172,48 \text{ cm}^2) / 2480 \text{ cm}^2 = 0,0695$$

$$k_t = 0,4 \quad \text{dolgotrajna obtežba}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{17,5 \text{ kN/cm}^2 - 0,4 \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{0,0695} (1 + 5,71 \cdot 0,0695)}{20000 \text{ kN/cm}^2} \geq 0,6 \frac{17,5 \text{ kN/cm}^2}{20000 \text{ kN/cm}^2}$$
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 7,35 \cdot 10^{-4} \geq 5,25 \cdot 10^{-4}$$

Največja razdalja med razpokami $s_{r,max}$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 k_2 k_4 \Phi / \rho_{p,eff} \quad (\text{če je razmak med armaturnimi palicami manjši kot } 5(c + \Phi / 2))$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 5,6 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 2,8 / 0,0695 = 25,9 \text{ cm}$$

$$5(c + \Phi / 2) = 5(5,6 + 2,8 / 2) = 35 \text{ cm (dejanska razdalja med palicami je 6,7 cm)}$$

$c = 5,6$ cm krovni sloj betona vzdolžne armature

$k_1 = 0,8$ za palice z dobro sprijemnostjo

$k_2 = 0,5$ za upogib

$k_3 = 3,4$ priporočena vrednost

$k_4 = 0,425$ priporočena vrednost

Kontrola razpok

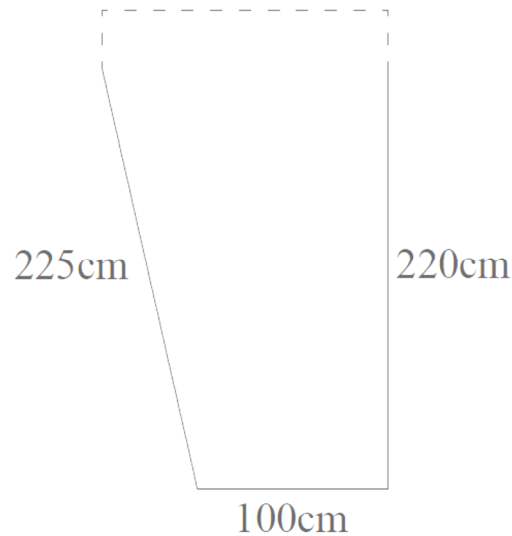
$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max}$$

$$w_k = 259 \text{ mm} \cdot 7,35 \cdot 10^{-4} = 0,19 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

5.2 Račun povosov

Deformacija konstrukcije ne sme biti takšna, da neugodno vpliva na uporabo ali videz. Videz in splošna uporabnost se lahko poslabšata, če računski povos konstrukcije preseže 1/250 razpetine. Pri izračunu povosov prečni prerez poenostavimo in ne upoštevamo plošče (slika 123). Vztrajnostni moment je manjši od dejanskega in s tem smo na varni strani.

Direktna kontrola pomikov



Slika 122: Obseg prereza, izpostavljen sušenju

$u = 225 + 100 + 220 = 545$ cm – obseg prereza, ki je izpostavljen sušenju

Lezenje upoštevamo tako, da reduciramo elastični modul betona

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{3500 \text{ kN/cm}^2}{1 + 1,2} = 1591 \text{ kN/cm}^2$$

$\varphi(\infty, t_0) = 1,2$ koeficient lezenje, ki ustreza obtežbi in časovnemu intervalu
(zunanje okolje – relativna vlažnost RH = 80%)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3200000 \text{ mm}^2}{5450 \text{ mm}} = 1174 \text{ mm}$$

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

Dejanski pomiki

$$u = \zeta u_{\text{razpokan}} + (1 - \zeta) u_{\text{nerazpokan}}$$

α obravnavan deformacijski parameter (upogib)

$u_{\text{nerazpokan}}$ upogib ob predpostavki da je prerez nerazpokan

u_{razpokan} upogib ob predpostavki da je prerez razpokan

$\zeta = 1 - \beta(\sigma_{st}/\sigma_s)^2$ razdelitveni koeficient (omogoča upoštevanje sodelovanja betona pri prevzemu nateznih napetosti)

$\beta = 0,5$ za trajno obtežbo ali za več ciklov ponavljajoče se obtežbe

σ_s napetost natezne armature, izračunane na podlagi razpokanega prereza
 σ_{sr} napetost natezne armature, izračunane na podlagi razpokanega prereza
 pri obtežbi, ki povzroča prvo razpoko

Prerez prvič razpoka takrat, ko se pojavi natezna napetost v betonu, ki je enaka natezni trdnosti betona.

$$\frac{M_{cr} y}{I_{nerazpokan}} = f_{ctm}$$

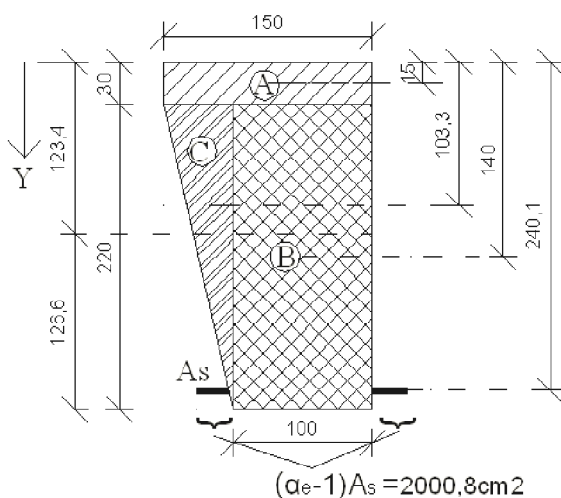
M_{cr} upogibni moment pri katerem se pojavijo prve razpoke

y oddaljenost od težišča do roba prereza, ki je v nategu

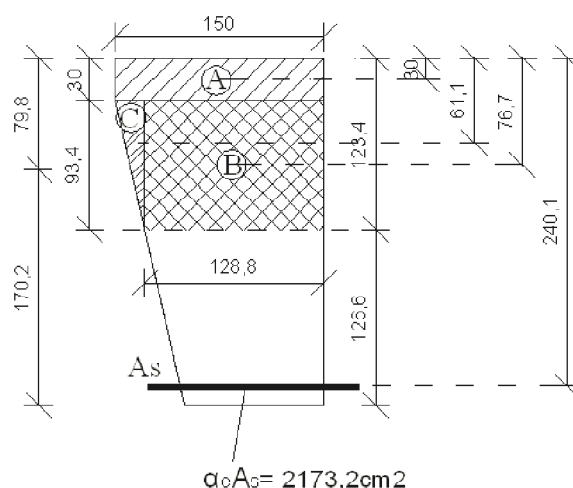
$I_{nerazpokan}$ vztrajnostni moment nerazpokanega prereza

$f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$ natezna trdnost betona C40/50

$$\alpha_e = E_s/E_{c,eff} = 20000 \text{ kN/cm}^2/1591 \text{ kN/cm}^2 = 12,6$$



Slika 123: Nerazpokan prerez



Slika 124: Razpokan prerez

$$y_t = \frac{S_y}{A_{\text{prezeza}}} = \frac{A_a y_a + A_b y_b + A_c y_c + (\alpha_e - 1) A_{as} y_{as}}{A_a + A_b + A_c + (\alpha_e - 1) A_{as}}$$

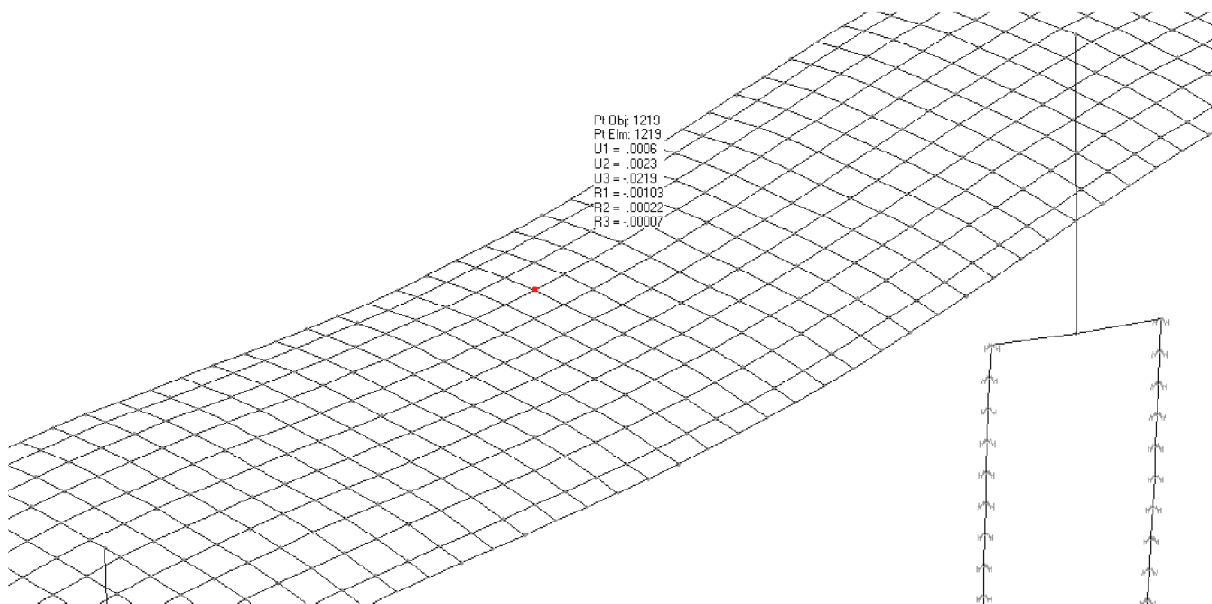
$$y_{t,nerazpokan} = \frac{30 \cdot 150 \cdot 15 + 220 \cdot 100 \cdot 140 + \frac{50 \cdot 220}{2} \cdot 103,3 + 2000,8 \cdot 240,1}{30 \cdot 150 + 220 \cdot 100 + \frac{50 \cdot 220}{2} + 2000,8} = 123,4 \text{ cm}$$

$$y_{t, \text{razpokan}} = \frac{30 \cdot 150 \cdot 15 + 93,4 \cdot 128,8 \cdot 76,6 + \frac{21,2 \cdot 93,4}{2} \cdot 61,1 + 2173,2 \cdot 240,1}{30 \cdot 150 + 93,4 \cdot 128,8 + \frac{21,2 \cdot 93,4}{2} + 2173,2} = 79,8 \text{ cm}$$

$$I_{\text{nerazpokan}} = \frac{150 \cdot 30^3}{12} + (150 \cdot 30)(123,4 - 15)^2 + \frac{5500 \cdot 220^2}{18} + (5500)(123,4 - 103,3)^2 +$$

$$+ \frac{100 \cdot 220^3}{12} + (100 \cdot 220)(140 - 123,4)^2 + (2000,8)(126,6 - 9,9)^2$$

$$I_{\text{nerazpokan}} = 192270292 \text{ cm}^4$$



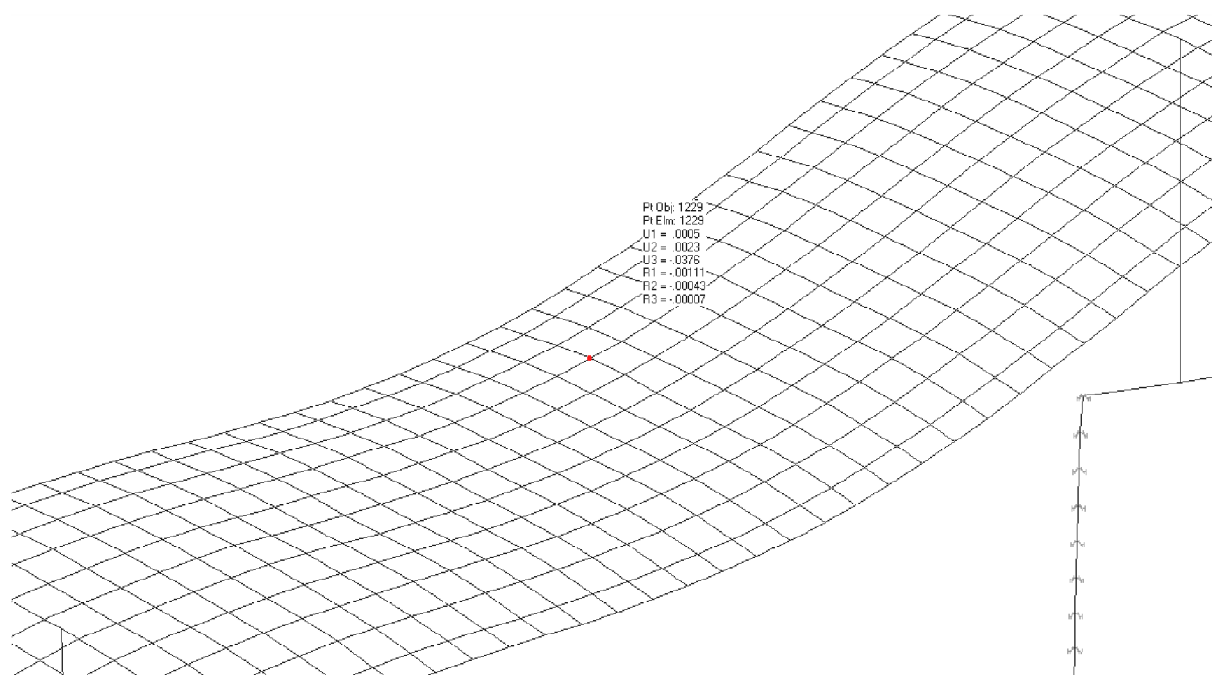
Slika 125: Pomik nosilca - nerazpokan prerez

$$u_{\text{nerazpokan}} = 2,19 \text{ cm}$$

$$I_{\text{razpokan}} = \frac{150 \cdot 30^3}{12} + (150 \cdot 30)(79,8 - 15)^2 + \frac{990 \cdot 93,4^2}{18} + (990)(79,8 - 61,1)^2 +$$

$$+ \frac{128,8 \cdot 93,4^3}{12} + (128,8 \cdot 93,4)(79,8 - 76,7)^2 + (2173,2)(170,2 - 9,9)^2$$

$$I_{\text{razpokan}} = 84770409 \text{ cm}^4$$



Slika 126: Pomik nosilca - razpokan prerez

$$u_{\text{razpokan}} = 3,76 \text{ cm}$$

$$M_{\text{cr}} = \frac{f_{\text{ctm}} I_{\text{nerazpokan}}}{Y_{\text{t, nerazpokan}}} = \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2 \cdot 192270292 \text{ cm}^4}{126,6 \text{ cm}} = 531552 \text{ kNcm} = 5316 \text{ kNm}$$

$$y = 250 \text{ cm} - 123,4 \text{ cm} = 126,6 \text{ cm}$$

Napetost v natezni armaturi razpokanega prereza

$$\sigma_{\text{sr}} = \frac{\alpha_e M_{\text{cr}} y_s}{I_{\text{razpokan}}} = \frac{12,6 \cdot 531552 \text{ kNcm} \cdot 160,3 \text{ cm}}{84770409 \text{ cm}^4} = 12,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$y_s = 170,2 - 9,9 = 160,3 \text{ cm} \quad \text{razdalja od težišča prereza do natezne armature}$$

Napetost v natezni armaturi pri razpokanem prerezu in pogosti kombinaciji

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{\text{cr}} y_s}{I_{\text{razpokan}}} = \frac{12,6 \cdot 974100 \text{ kNcm} \cdot 160,3 \text{ cm}}{84770409 \text{ cm}^4} = 23,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\xi = 1 - \beta(\sigma_{st}/\sigma_s)^2$$

$$\xi = 1 - 0,5(12,7 \text{ kN/cm}^2/23,2 \text{ kN/cm}^2)^2 = 0,85$$

Dejanski pomik

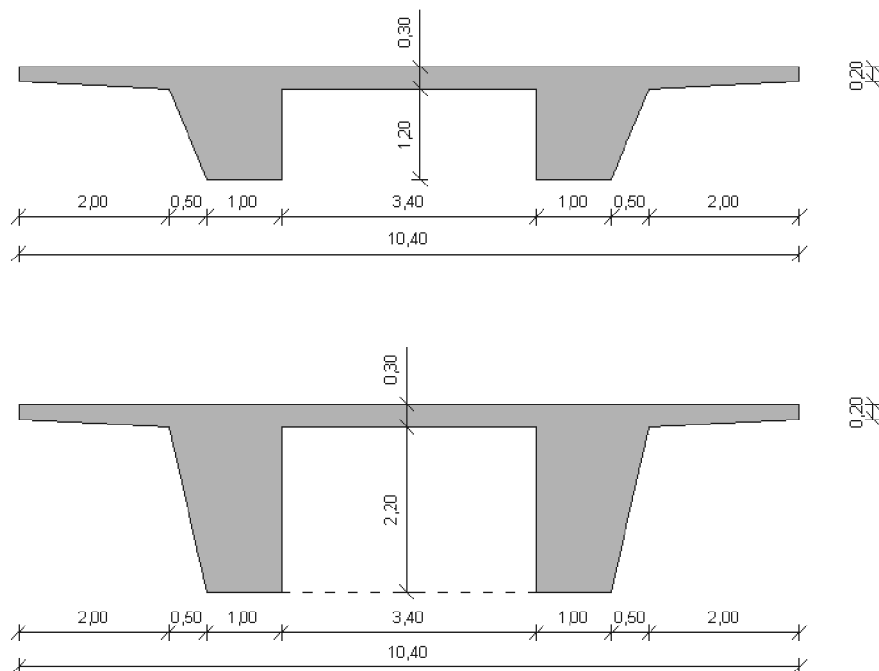
$$u = \xi u_{\text{razpokan}} + (1 - \xi) u_{\text{nerazpokan}}$$

$$u = 0,85 \cdot 3,76 \text{ cm} + (1 - 0,85)2,19 \text{ cm} = 3,5 \text{ cm}$$

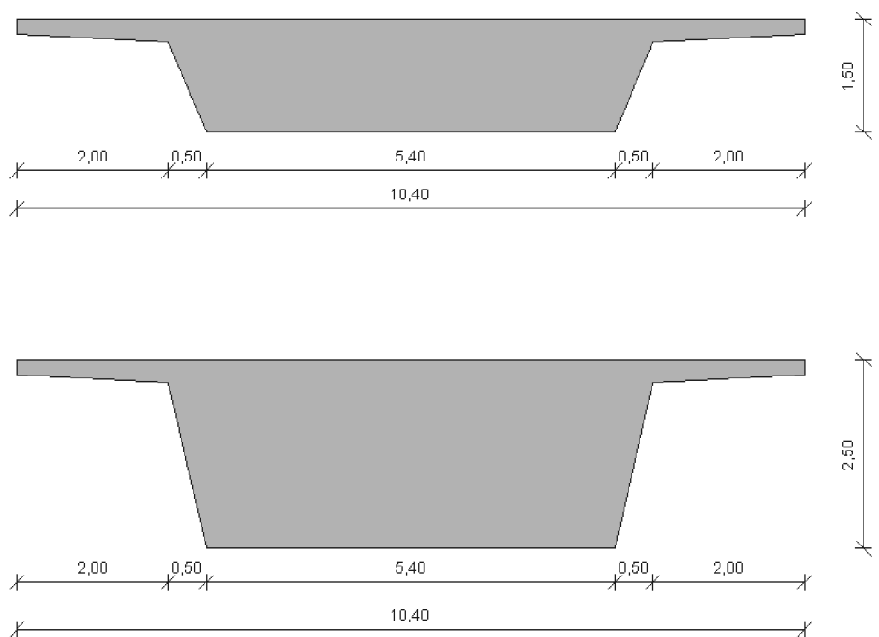
Dovoljen pomik

$$L/250 = 3300 \text{ cm}/250 = 13,2 \text{ cm}$$

6 PRIMERJAVA ARMIRANOBETONSKE IN PREDNAPETE KONSTRUKCIJE



Slika 127: Primerjava prerezov v polju



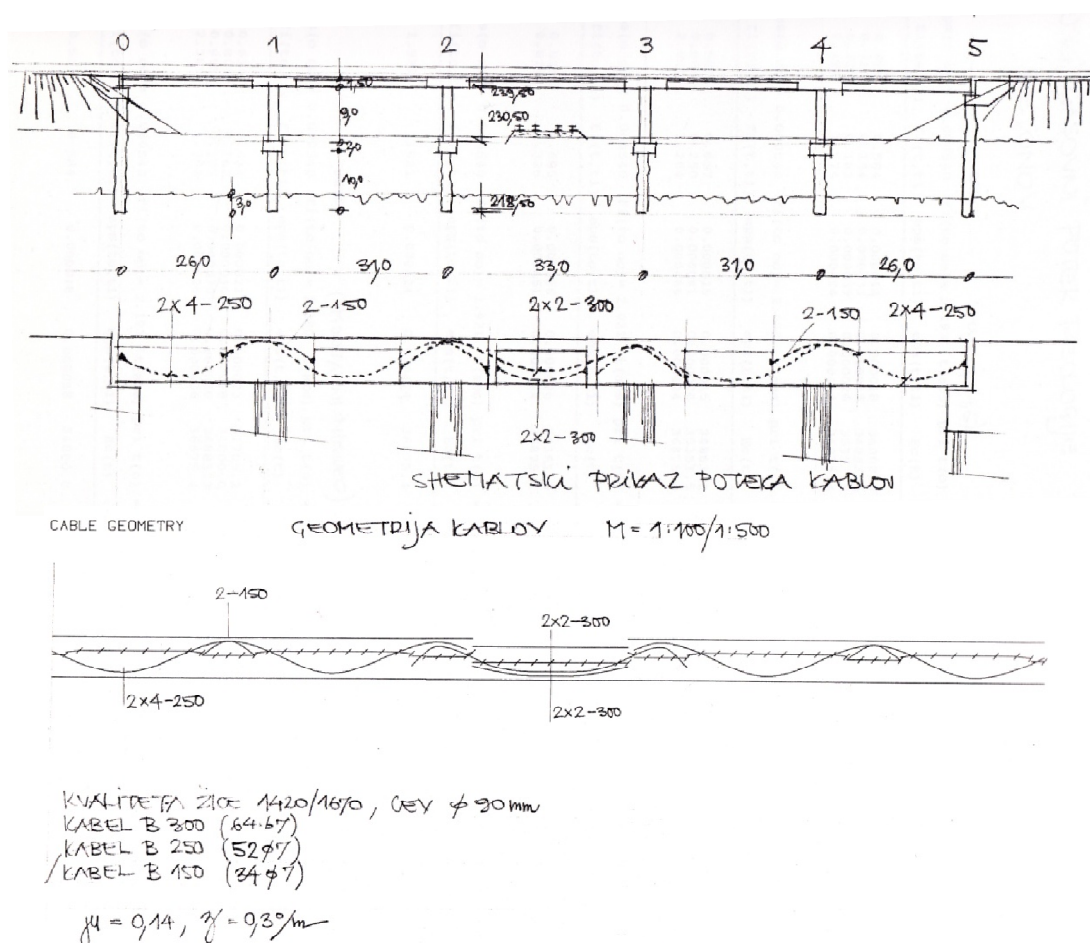
Slika 128: Primerjava prerezov nad stebrom

Kot je razvidno iz slik 127 in 128 prerezu povečam višino iz obstoječih 1,5 m na 2,5 m. V nadaljevanju primerjam porabo betona v obeh primerih.

Preglednica 8: Primerjava porabe betona obeh variant v prekladni konstrukciji

	prerez	površina prereza [m ²]	Dolžina prereza [m ¹]	Količina vgrajenega betona [m ³]	
Primer 1	v polju	5,92	113	669	
	nad stebrom	10	34	340	$\Sigma = 1009 \text{ m}^3$
Primer 2	v polju	8,42	113	952	
	nad stebrom	15,9	34	540,6	$\Sigma = 1493 \text{ m}^3$

Geometrija kablov v obstoječi prednapeti konstrukciji



Slika 129: Shematski prikaz poteka kablov + geometrija kablov (povzeto po: Mapa II - statični račun)

Kabli:

B 300 (64 Φ 7) L = 25 m · 4 + 33 m · 4 = 232 m	232 m · 0,3 kg/m · 64 = 4454 kg
B 250 (52 Φ 7) L = (61 m · 8) · 2 = 976 m	976 m · 0,3 kg/m · 52 = 15226 kg
B 150 (34 Φ 7) L = (8 m · 2) · 2 = 32 m	32 m · 0,3 kg/m · 34 = 326 kg
	$\Sigma = 20006$ kg

Količina vgrajenega betona se v obravnavanem primeru poveča za skoraj 50%, kar poveča stroške projekta. Izvlečka armature obstoječega nadvoza (varianta 1 – prednapeta konstrukcija) nimam na razpolago. Iz slike 129 lahko približno izračunam količino kableske armature (20006 kg), seveda pa je v konstrukciji poleg kableske armature tudi nekaj mehke armature. V varianti 2 – AB konstrukcija dobim 111834 kg mehke armature, to je armatura v nosilcih in v plošči nad stebrom. Kableska armatura je dražja približno za faktor 3,5. Če sklepam, da je v prednapeti konstrukciji tudi nekaj mehke armature, lahko povzamem, da je cena vgrajene armature v obeh primerih približno enaka.

7 ZAKLJUČEK

Originalni objekt ima prednapeto prekladno konstrukcijo. V nalogi sem nadvoz zasnoval na novo in sicer tako, da ima preklado armiranobetonsko. Analiziral sem le zgornjo konstrukcijo, s podpornim sistemom se nisem ukvarjal.

Nadvoz sem projektiral v skladu z EVROKOD standardi. Pri analizi in dimenzioniranju sem upošteval tako mejna stanja nosilnosti kot tudi mejna stanja uporabnosti. Upošteval sem le osnovne projektne situacije, vpliva izrednih obtežnih primerov nisem obravnaval.

Analizo konstrukcije sem naredil z različnimi numeričnimi modeli, s katerimi sem dobil zelo podobne rezultate. Analizo sem naredil s programom SAP2000. Pri izdelavi naloge sem tako tudi razširil svoje zanje s tem programom.

Obravnavano konstrukcijo sem primerjal z originalno. Ugotovil sem, da je zaradi večje višine prereza, poraba betona v armiranobetonski varianti bistveno večja, za približno 50%. Višina prereza v prednapeti varianti znaša 1,5 m, v armiranobetonski pa 2,5 m. S podrobnejšo analizo sem sicer ugotovil, da bi armiranobetonsko varianto lahko naredil tudi z manjšo višino prereza nosilcev, vendar bi količina vgrajenega betona bila še vedno večja od tiste v originalni konstrukciji. Količina kablov in mehke armature je v originalni konstrukciji bistveno manjša, kot je količina mehke armature v armiranobetonski varianti. Vendar če upoštevamo, da so kabli tudi bistveno dražji od mehke armature, lahko sklepamo, da je cena jekla v obeh variantah podobna.

VIRI

Ponting. 1992. Mapa II – statični račun, Maribor, 1992: loč. pag.

Anclin, M. 2008. Osnove masivnih konstrukcij, predavanja prof. dr. Matej Fischinger v š. l. 2007/08: loč. pag.

Anclin, M. 2010. Masivni mostovi, predavanja izr. prof. dr. Franc Saje v š.l. 2009/2010: loč.pag.

Anclin, M. 2010. Masivni mostovi, vaje izr. prof. dr. Jože Lopatič v š.l. 2009/10: loč. pag.

Anclin, M. 2010. Računalniško projektiranje konstrukcij, predavanja prof. dr. Tatjana Isaković v š.l. 2009/2010: loč.pag.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077str.

http://www.dars.si/Dokumenti/O_avtocestah/Objekti_na_AC_in_HC/Viadukti_in_mostovi_466.aspx (pridobljeno april 2012.)

SIST EN 1990. Evrokod – osnove projektiranja konstrukcij (istoveten EN 1990:2000): september 2004.

EUROCODES. 2008. Dissemination of information for training workshop. 18-20 february 2008, Brussels EN 1990; Eurocode: Basis of structural design.

<http://www.eurocodes.fi/1990/paasivu1990/sahkoinen1990/EN%201990.pdf> (pridobljeno januar 2012.)

prEN 1991-1-5. Eurocode 1: Actions on structures – part 1-5: General actions – Thermal actions: maj 2003.

EUROCODES. 2008. Dissemination of information for training workshop. 18-20 february 2008, Brussels EN 1991; Eurocode 1: Actions on structures.

<http://www.eurocodes.fi/1991/paasivu1991/sahkoinen1991/EN%201991.pdf> (pridobljeno januar 2012.)

EN 1991-2. Eurocode 1: Actions on structures – part 2: Traffic loads on bridges; september 2003.

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

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2 del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje: december 2005.

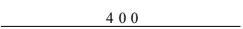
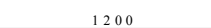
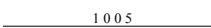
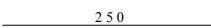
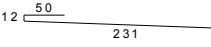
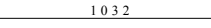
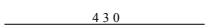

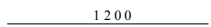
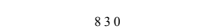
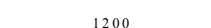
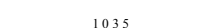
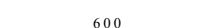
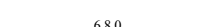
Muženič U. 2006. Projektiranje tipičnih armiranobetonskih konstrukcij in elementov v skladu z standardom EC2. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer. (samozaložba Muženič U.): 134 str.

PRILOGE

- A Izvleček armature
- B Opažni načrt
- C Armaturni načrt voziščne plošče
- D Armaturni načrt mostne konstrukcije (tloris)
- E Armaturni načrt mostne konstrukcije (prerezi)
- F Armaturni načrt (strižna armatura)

Priloga A: Izvleček armature

Izvleček armature –voziščne plošče

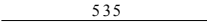
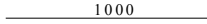
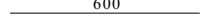
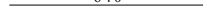
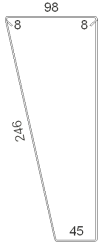
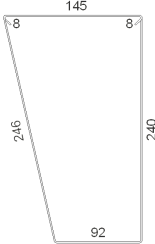

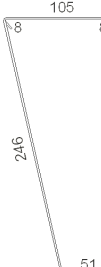
POZ	Φ [mm]	Št. palic	Oblika	Dolžina [cm]	Skupna dolžina [m]		
					Φ10	Φ12	Φ14
101	14	678		400			2712
102a	14	104		1200			1248
102b	14	26		1005			261
102c	14	13		250			33
103	12	1176		293		3346	
104	14	460		1032			4747
105	14	452		430			1944
106	14	256		241			617
107a	10	120		1200	1440		
107b	10	10		830	83		
108a	14	45		1200	540		
108b	14	18		1035	186		
108c	14	27		600	162		
108d	14	18		680	122		

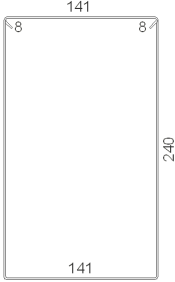
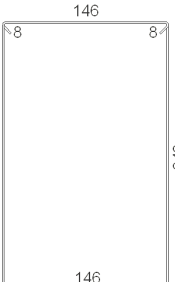
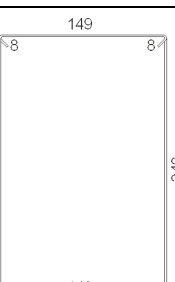
108e	14	9	<u>880</u>	880	79		
				Skupaj [m]	2612	3346	11562
				[kg/m]	0,62	0,89	1,21
				Skupaj [kg]	1619	2978	13990
				Skupaj do $\Phi 12$	4597 kg		
				Skupaj nad $\Phi 12$	13990 kg		

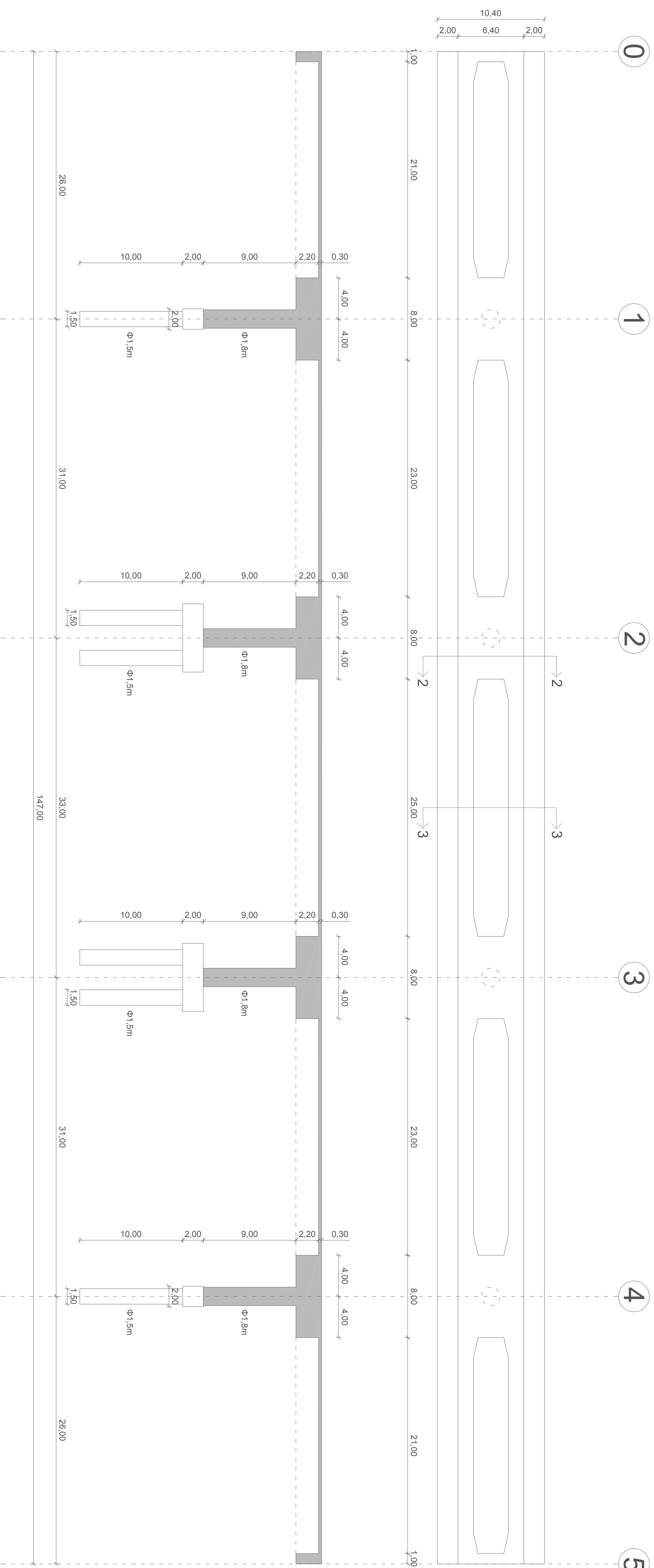
Izveček armature – kontinuirana mostna konstrukcija

POZ	Φ[mm]	Št. palic	Oblika	Dolžina [cm]	Skupna dolžina [m]		
					Φ16	Φ25	Φ28
201a	28	32	_____600_____	600			192
201b	28	192	_____1200_____	1200			2304
201c	28	16	_____710_____	710			114
202a	28	36	_____900_____	900			324
202b	28	60	_____1200_____	1200			720
202c	28	24	_____386_____	386			93
202d	28	24	_____800_____	800			192
202e	28	24	_____639_____	639			153
202f	28	12	_____603_____	603			72
203a	28	80	_____1200_____	1200			960
203b	28	32	_____786_____	786			252
203c	28	32	_____853_____	853			273
203d	28	16	_____973_____	973			156
204a	28	24	_____1129_____	1129			271
204b	28	24	_____1140_____	1140			274
204c	28	12	_____1200_____	1200			144
204d	28	12	_____318_____	318			38

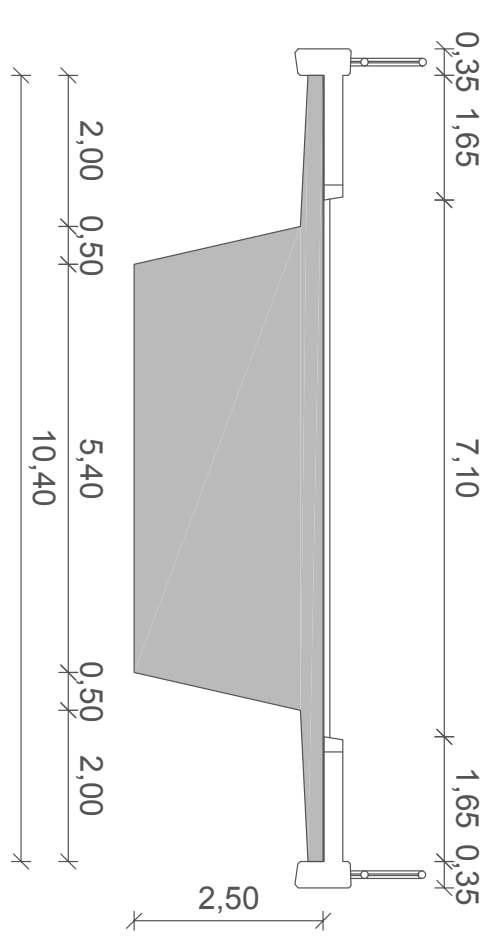
205a	28	36	<u>1200</u>	1200			432
205b	28	8	<u>1080</u>	1080			86
205c	28	8	<u>1120</u>	1120			90
205d	28	4	<u>860</u>	860			34
205e	28	4	<u>600</u>	600			24
206	28	272	<u>800</u>	800			2176
207a	28	16	<u>800</u>	800			128
207b	28	32	<u>1200</u>	1200			384
207c	28	16	<u>944</u>	944			151
207d	28	16	<u>1050</u>	1050			168
207e	28	16	<u>790</u>	790			126
208a	28	20	<u>1095</u>	1095			219
208b	28	40	<u>1200</u>	1200			480
208c	28	20	<u>500</u>	500			100
208d	28	20	<u>816</u>	816			163
209a	28	24	<u>1200</u>	1200			288
209b	28	24	<u>685</u>	685			164
209c	28	24	<u>1100</u>	1100			264
209d	28	24	<u>857</u>	857			206

210a	28	20		535			107
210b	28	40		1000			400
210c	28	20		600			120
211	25	288		640		1843	
301	16	840		743	6241		
302	16	840		884	7426		
303	16	840		772	6449		
304	16	224		763	1709		

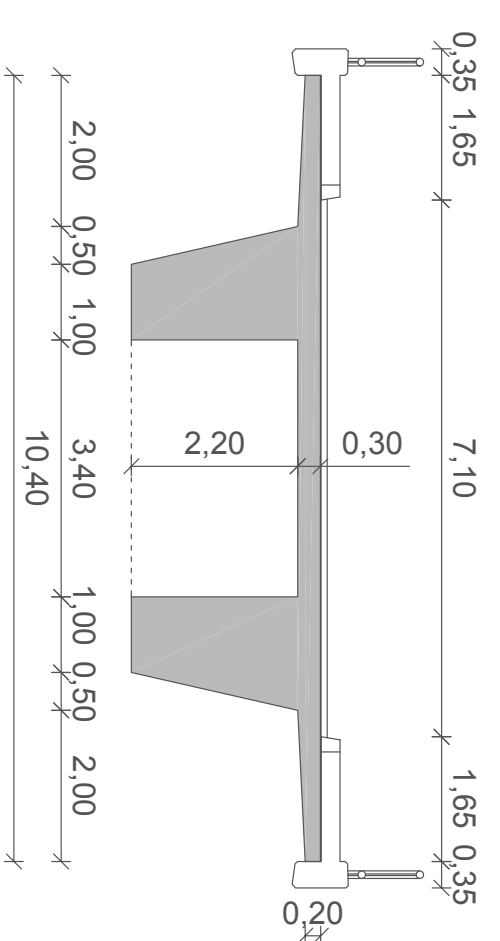
305	16	224		919	2059		
306	16	224		934	2092		
307	16	112		943	1056		
				Skupaj [m]	27032	1843	12842
				[kg/m]	1,58	3,85	4,83
				Skupaj [kg]	42711	7096	62027
				Skupaj do Φ12	0 kg		
				Skupaj nad Φ12	111834 kg		



PREREZ 2-2 M1:100



PREREZ 3-3 M1:100



Diplomska naloga:
Projekt AB nadvoza

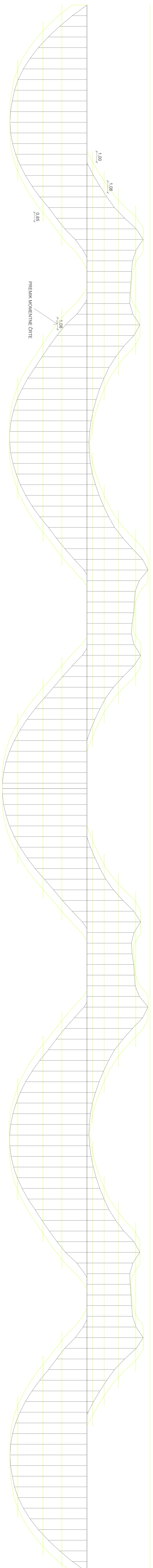
načrt:
Priloga B: opažni načrt
(tloris + prerez)

mentor:
prof. dr. Tatjana Isaković

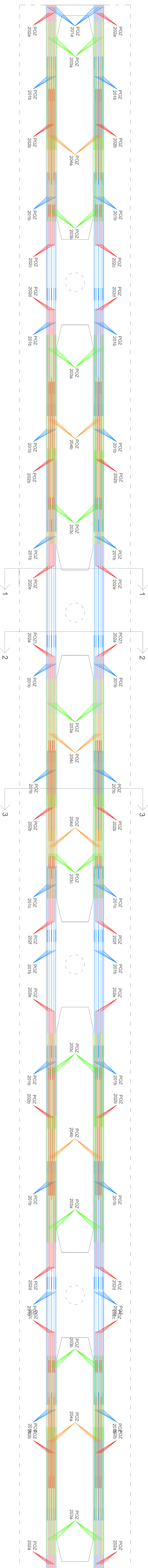
autor:
Marko Anclin

datum:
1. aprila 2012

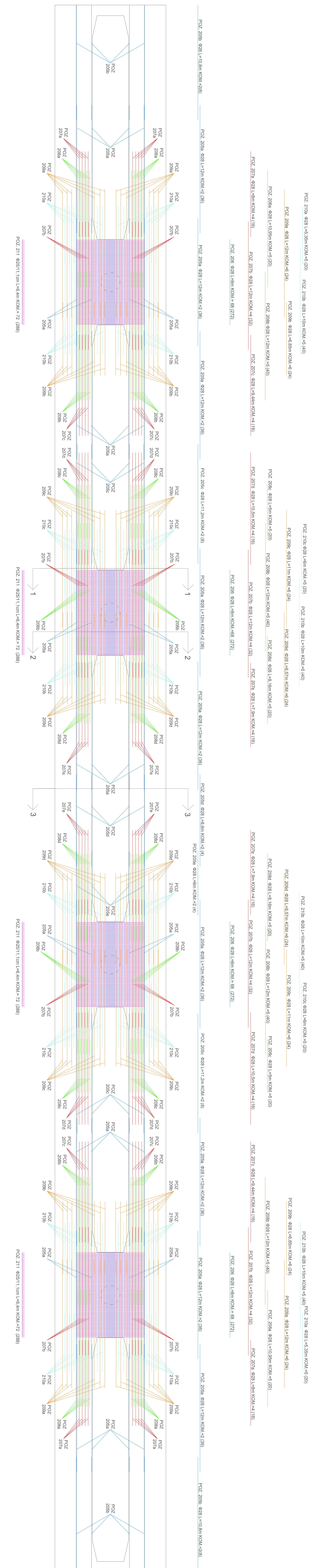
št. načrta:
1



ARMATURA V MOSTNI KONSTRUKCiji - SPODAJ M1:100



ARMATURA V MOSTNI KONSTRUKCiji - ZGORAJ M1:100



Diplomska naloga:
Projekt AB nadvoza
 inžinir prof. dr. Tatjana Isaković
 konstrukcije (tloris)
 Marko Ančin

datum: April 2012

str. nacrt: 3

