

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:

Belak, U. S., 2013. Projektiranje integralnega cestnega nadvoza. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 144 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:

Belak, U. S., 2013. Projektiranje integralnega cestnega nadvoza. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 144 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

UROŠ SEBASTJAN BELAK

**PROJEKTIRANJE INTEGRALNEGA CESTNEGA
NADVOZA**

Diplomska naloga št.: 3313/KS

DESIGN OF THE INTEGRAL CONCRETE BRIDGE

Graduation thesis No.: 3313/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

doc. dr. Živa Kristl

asist. dr. Mitja Košir

Ljubljana, 26. 06. 2013

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Uroš Sebastjan Belak izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje integralnega cestnega nadvoza«.

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

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

Ljubljana, 14. 6. 2013

Uroš Sebastjan Belak

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	519.61/.64:624.071.3:625.745.1(043.2)
Avtor:	Uroš Sebastjan Belak
Mentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje integralnega cestnega nadvoza
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	144 str., 38 pregl., 149 sl.
Ključne besede:	integralni betonski most, dimenzioniranje, vplivi na konstrukcijo

Izvleček

V prvem delu diplomske naloge opišem različne tipe mostnih konstrukcij s poudarkom na integralnih mostnih konstrukcijah. Glavna značilnost slednjih je ta, da imajo togo povezavo med prekladno konstrukcijo in vmesnimi stebri ter krajnimi oporniki. To so torej betonski mostovi z okvirnim nosilnim sistemom brez dragih ležišč in dilatacij. Posledično so tudi stroški vzdrževanja bistveno nižji, saj je ravno menjava dotrajanih ležišč in dilatacij zelo drag poseg. Ker je pa ravno denar tisti, ki v današnjih časih igra pomembno vlogo, so take integralne mostne konstrukcije z ekonomičnega vidika zelo zanimive.

V nadaljevanju diplomske naloge projektiram integralno mostno konstrukcijo temeljeno na pilotih. Naredim ločena modela za globalno in lokalno analizo. Pri lokalni analizi obravnavam le dimenzioniranje konzolnega dela prekladne konstrukcije. Model, ki ga naredim v programu Sofistik, je iz ploskovnih elementov. V okviru globalne analize naredim deloma izvedeno dimenzioniranje, pri čemer dimenzioniram prekladno konstrukcijo ter izbrani steber. Model v programu Sofistik je sestavljen iz linijskih elementov povezanih v prostorsko konstrukcijo. Izredno velik vpliv na obremenitve ima togost temeljnih tal, zato zemljino v globalni analizi modeliram z vzmetmi, ki so povezane s piloti. Obremenitve v konstrukciji določim z linearno elastično analizo, pomike pa z nelinearno analizo. Za rezultate dinamične analize za potresno projektno stanje se je v večji meri izkazalo, da niso merodajni, razen v primeru horizontalnega pomika krajnega opornika. Na koncu prikažem tudi shemo potrebne armature v najbolj obremenjenem prečnem prerezu stebra in prekladne konstrukcije. Glavni namen diplomske naloge je ugotoviti, ali bi se omenjeni nadvoz lahko projektiral kot integralna mostna konstrukcija. Dejanska konstrukcija se namreč projektira kot kvazi integralna mostna konstrukcija. Zanimiva pa je tudi primerjava rezultatov potrebne količine armature iz programa Sofistik s kontrolnimi izračuni, ki jih izvedem ročno po navodilih standarda.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	519.61/.64:624.071.3:625.745.1(043.2)
Author:	Uroš Sebastjan Belak
Supervisor:	Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title:	Design of the integral concrete bridge
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Scope and tools:	144 p., 38 tab., 149 fig.
Key words:	integral concrete bridge, design of elements, actions on bridges

Abstract

The first part of the thesis describes in general the many different types of bridge constructions with emphasis on integral concrete bridge constructions. The main characteristic of the latter is a rigid link between superstructure, intermediate piers and abutments at the end of superstructure. These concrete bridges therefore have no expansion joints and bearings at the end of superstructure, which would otherwise render them very expensive. Consequently the post-construction maintenance cost is significantly lower, since there is no need to replace frayed expansion joints, the usual high maintenance cost at conventional bridges. The current global economic state calls for radical low cost solutions and for these reasons the integral concrete bridges make a very interesting choice.

In the second part of the thesis an integral concrete bridge is designed. Separate models for global and local analysis of the structure are made. Local analysis is used to design the overhang of the bridge deck. The model I have created with the Sofistik computer program is made of surface elements. In global analysis structure elements like the bridge deck and piers are dimensioned. The model is made of linear beams as a 3D frame. The foundation ground rigidity has an extremely high influence on internal forces of the structure, therefore I model the soil behavior in global analysis with springs, attached to the piers. The results of internal forces are calculated with linear-elastic analysis and deformations with nonlinear static analysis. The modal analysis results have proven to be insignificant for the most part, except in the case of horizontal shift of the bridge deck. At the end of the thesis reinforced cross-sections in selected nodes are shown for the bridge deck and pier. The main purpose of the thesis is to demonstrate the possibility of designing the fore mentioned bridge as an integral concrete bridge construction, instead of semi-integral bridge construction. The actual construction is in fact being designed as semi-integral bridge construction. What I also found interesting in the thesis is comparison between design reinforcements results calculated with the Sofistik computer program and calculations made by following the eurocode guidelines.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču ter podjetju SOFiSTiK AG za uporabo programa. Podjetju DRI upravljanje investicij, d.o.o. se zahvaljujem za štipendijo tekom študija in opravljanje izredno zanimive prakse na področju mostov in predorov. Ravno v tem podjetju je tudi nastala ideja o diplomski nalogi, pri tem pa mi je bil v pomoč prof. dr. Milenko Pržulj, ki mi je priskrbel literaturo in delavniške načrte objekta, zato se mu iskreno zahvaljujem. Zahvaljujem se tudi izr. prof. dr. Janku Logarju in mag. Alenki Robas, ki sta mi bila v pomoč pri modeliranju zemljine.

Mami Jožici, očetu Marjanu in partnerici Tjaši se iskreno zahvaljujem za spodbujanje tekom celotnega študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SPLOŠNO O MOSTOVIH	2
2.1	Tehnologija gradnje.....	2
2.2	Poškodbe betonskih mostov	5
2.3	Gredni in okvirni nosilni sistemi mostov	5
3	INTEGRALNI MOSTOVI	8
3.1	Prednosti in slabosti integralnih mostov	8
3.2	Koncepti integralnih mostov	8
3.3	Prečni prerezi integralnih mostov.....	12
3.4	Konstruktivne rešitve integralnih mostov	14
4	TEHNIČNI OPIS OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE	17
4.1	Opis konstrukcije.....	17
4.2	Prekladna konstrukcija	18
4.3	Stebri, piloti in grede.....	20
4.4	Model konstrukcije.....	22
4.4.1	Modul reakcije tal v vertikalni smeri	23
4.4.2	Modul reakcije tal v horizontalni smeri	24
4.5	Lastnosti materialov	27
4.6	Predpisi.....	28
4.7	Krovni sloj betona	29
4.8	Sidrna dolžina.....	30
5	ANALIZA OBTEŽBE	32
5.1	Lastna teža in preostala stalna obtežba.....	32
5.2	Prometna obtežba	33
5.2.1	Obtežni model LM1	34
5.2.2	Obtežni model LM2	35
5.2.3	Obtežne skupine	35
5.2.3.1	Skupina GR1A	39
5.2.3.2	Skupina GR2	39
5.2.3.3	Skupina GR3	41
5.3	Obtežba snega	41
5.4	Vpliv vetra.....	42
5.4.1	Vpliv vetra brez prometne obtežbe	43

5.4.2	Vpliv vetra s prometno obtežbo pri temeljni hitrosti 20 m/s	50
5.5	Toplotni vplivi	52
5.5.1	Enakomerna sprememba temperature.....	52
5.5.2	Neenakomerna sprememba temperature.....	54
5.5.3	Kombinacija enakomerne in neenakomerne spremembe temperature	56
5.6	Reološki vplivi.....	57
5.6.1	Krčenje betona.....	57
5.6.1.1	Krčenje zaradi sušenja	57
5.6.1.2	Avtogeno krčenje.....	60
5.6.1.3	Celotno krčenje.....	60
5.6.2	Lezenje	61
5.7	Potresni vplivi.....	63
5.7.1	Mase	65
5.7.2	Nihajni časi.....	67
5.7.3	Vodoravni komponenti	68
5.7.3.1	Vzdolžna komponenta	70
5.7.3.2	Prečna komponenta.....	70
5.7.4	Navpična komponenta	71
5.7.5	Nihajne oblike.....	73
6	KOMBINACIJE OBTEŽNIH PRIMEROV.....	74
6.1	Mejno stanje nosilnosti (MSN).....	74
6.1.1	Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....	74
6.1.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	75
6.2	Mejno stanje uporabnosti (MSU)	76
7	GLOBALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE.....	77
7.1	Obremenitve in potrebna armatura	78
7.1.1	Mejna stanja nosilnosti – stalna projektna stanja	78
7.1.1.1	Prvo polje.....	80
7.1.1.2	Drugo polje.....	83
7.1.1.3	Tretje polje.....	86
7.1.1.4	Stebri.....	89
7.1.2	Mejna stanja nosilnosti – potresno projektno stanje.....	92
7.1.2.1	Prekladna konstrukcija	93
7.1.2.2	Stebri.....	95

7.2	Dimenzioniranje	97
7.2.1	Minimalna vzdolžna armatura.....	97
7.2.2	Maksimalna vzdolžna armatura.....	98
7.2.3	Strižna armatura zaradi prečne sile	99
7.2.4	Strižna armatura zaradi torzije	102
7.2.5	Strižna armatura zaradi kombinacije prečne sile in torzije	105
7.2.6	Kontrola armature v prekladni konstrukciji na sredini razpona tretjega polja	107
7.2.6.1	Vzdolžna armatura	107
7.2.6.2	Strižna armatura	110
7.2.6.3	Potrebna količina armature.....	113
7.2.7	Kontrola armature v drugem polju prekladne konstrukcije nad drugim stebrom.....	114
7.2.7.1	Vzdolžna armatura	114
7.2.7.2	Strižna armatura	116
7.2.7.3	Potrebna količina armature.....	119
7.2.8	Kontrola armature v prvem stebri.....	120
7.2.8.1	Vzdolžna armatura	120
7.2.8.2	Strižna armatura	123
7.2.8.3	Potrebna količina armature.....	125
7.2.9	Kontrola pomikov (MSU)	126
8	LOKALNA ANALIZA KONZOLNEGA DELA PREKLADNE KONSTRUKCIJE	130
8.1	Model	130
8.2	Obremenitve	132
8.3	Potrebni prerezi vzdolžne in prečne armature	133
8.4	Dimenzioniranje	135
8.4.1	Minimalna vzdolžna armatura.....	135
8.4.2	Kontrola potrebne armature konzolnega dela.....	135
8.4.3	Določitev armature v konzolnem delu	136
9	SHEMA ARMATURE.....	137
9.1	Na sredini tretjega polja	137
9.1.1.1	Nad drugim stebrom v drugem polju	138
9.1.1.2	V prvem stebri	139
10	ZAKLJUČEK.....	140
VIRI.....		142

KAZALO PREGLEDNIC

Pr. 1: Karakteristike preklade	18
Pr. 2: Karakteristike stebra	20
Pr. 3: Lastnosti betona	27
Pr. 4: Lastnosti armature.....	27
Pr. 5: Lastnosti ostalih delov konstrukcije.....	28
Pr. 6: Lastna teža in preostala stalna obtežba	32
Pr. 7: Določanje števila prometnih pasov in širine (povzeto po SIST EN 1991-2:2004).....	33
Pr. 8: Karakteristične vrednosti za LM1 (povzeto po SIST EN 1991-2:2004).....	34
Pr. 9a: Skupina obtežb, ki jih predpisuje standard SIST EN 1991-2:2004 (povzeto po Calgaro in sod., 2010)	36
Pr. 10: Izbira vrednosti za obtežbe za različne obtežne skupine (povzeto po SIST EN 1991-2:2004).....	37
Pr. 11: Priporočene vrednosti ψ_i faktorjev za cestne mostove (povzeto po Calgaro in sod., 2010).....	38
Pr. 12: Vrednosti obtežb za skupino GR1A	39
Pr. 13: Vrednosti obtežb za skupino GR2	40
Pr. 14: Vrednosti za skupino GR3	41
Pr. 15: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (vir: Beg in sod., 2009).....	43
Pr. 16: Kategorija terena in terenski parametri (vir: SIST EN 1991-1-4:2005).....	45
Pr. 17: Višina prereza d' za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (vir: SIST EN 1991-1-4:2005).....	47
Pr. 18: Tipi mostnih preklad (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004: str. 19)	52
Pr. 19: Priporočene vrednosti neenakomerne spremembe temperature pri linearnem poteku po višini (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004: str. 24).....	54
Pr. 20: Priporočene vrednosti za faktor k_{sur} pri različnih debelinah sestave cestišča in tipih mostnih preklad (vir: SIST EN 1991-1-5:2004: str. 25).....	55
Pr. 21: Določitev vrednosti za k_h (vir: SIST EN 1992-1-1:2005: str. 36).....	58
Pr. 22: Maksimalne vrednosti faktorja obnašanja q (povzeto po SIST EN 1998-2:2006: str. 48)	65
Pr. 23: Izračun mas za potresno analizo	67
Pr. 24: Vrednosti parametrov, ki opisujejo vodoravni spekter odziva za uporabo v Sloveniji (vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006: str. 4).....	68
Pr. 25: Vredn. parametrov, ki opisujejo navpične spektre odziva (vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006: str. 4)	71

Pr. 26: Projektne vrednosti vplivov (povzeto po EN 1990 Dodatek A2).....	74
Pr. 27: Projektne vrednosti vplivov v potresnih projektnih stanjih (povzeto po EN 1990 Dodatek A2)	75
Pr. 28: Projektne vrednosti vplivov pri MSU (povzeto po SIST EN 1990:2004).....	76
Pr. 29: Maksimalne vrednosti merodajne količine na sredini razpona tretjega polja ter pripadajoče vrednosti	107
Pr. 30: Potrebna količina vzdolžne armature na sredini razpona tretjega polja	113
Pr. 31: Potrebna količina strižne armature na sredini razpona tretjega polja	113
Pr. 32: Maksimalne vrednosti merodajne količine nad drugim stebrom v drugem polju ter pripadajoče vrednosti	114
Pr. 33: Potrebna količina vzdolžne armature nad drugim stebrom v drugem polju.....	119
Pr. 34: Potrebna količina strižne armature nad drugim stebrom ob drugem polju.....	120
Pr. 35: Maksimalne vrednosti merodajne količine v prvem stebrom na zg. robu ter pripadajoče vrednosti.....	120
Pr. 36: Potrebna vzdolžna armatura v prvem stebrom na zgornjem robu	125
Pr. 37: Potrebna strižna armatura v prvem stebrom na zgornjem robu	125
Pr. 38: Potrebna količina armature v konzolnem delu prekladne konstrukcije.....	136

KAZALO SLIK

Sl. 1: Sodobne tehnologije gradnje prekladnih konstrukcij mostov v RS (vir: Ašanin Gole, 2004).....	3
Sl. 2: Shematski prikaz stanja in trenda razvoja mostov (povzeto po Ašanin Gole, 2004).....	4
Sl. 3: Shema diskontinuiranega mostu (vir: Pržulj, 2008).....	6
Sl. 4: Shema kontinuiranega mostu (vir: Pržulj, 2008).....	6
Sl. 5: Shema kvazi integralnega mostu (vir: Pržulj, 2008).....	7
Sl. 6: Shema integralnega mostu (vir: Pržulj, 2008).....	7
Sl. 7: Statični sistemi integralnih in kvazi integralnih mostov (vir: Pržulj, 2008).....	9
Sl. 8: Zaprti AB okvir (vir: Pržulj, 2008).....	10
Sl. 9: Odprti okvir (vir: Pržulj, 2008).....	10
Sl. 10: Okvir s štirimi razponi (vir: Pržulj, 2008).....	11
Sl. 11: Integralna konstrukcija z montažnimi T nosilci (vir: Pržulj, 2008).....	11
Sl. 12: Integralni ločni okvir (vir: Pržulj, 2008).....	12
Sl. 13: Tipični prečni prerezi prekladnih konstrukcij betonskih integralnih mostov (vir: Pržulj, 2008).....	13
Sl. 14: Detajl krajnega stenastega opornika (vir: Pržulj, 2008).....	14
Sl. 15: Povečava detajla krajnega stenastega opornika (vir: Pržulj, 2008).....	14
Sl. 16: Detajl bolj podajnega krajnega opornika (greda na pilotih) (vir: Pržulj, 2008).....	15
Sl. 17: Primer krajnega opornika kvazi integralne mostne konstrukcije (vir: Pržulj, 2008).....	16
Sl. 18: Vzdolžni prerez konstrukcije.....	17
Sl. 19: Vzdolžni prerez konstrukcije v večjem merilu skozi opornik in steber.....	17
Sl. 20: Prečni prerez prekladne konstrukcije.....	19
Sl. 21: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije v večjem merilu.....	19
Sl. 22: Prečni prerez stebra.....	20
Sl. 23: Horizontalni prerez vmesnega opornika.....	21
Sl. 24: Prečni prerez konstrukcije ob vmesnem oporniku.....	21
Sl. 25: Model konstrukcije v programu Sofistik brez vzmeti.....	22
Sl. 26: Model konstrukcije v programu Sofistik z vzmetmi.....	22
Sl. 27: Geometrija modela konstrukcije.....	23
Sl. 28: Oznake elementov modela.....	23
Sl. 29: Določitev karakteristik vzmeti v vertikalni smeri.....	24
Sl. 30: Idealizacija slojev zemljine.....	24
Sl. 31: Vrednosti modula reakcije tal v horizontalni smeri iz elaborata (Štern in sod., 2012).....	25

Sl. 32: Upoštevane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilot pod levim krajnim opornikom	25
Sl. 33: Upoštevane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilote pod vmesnimi stebri.....	26
Sl. 34: Upoštevane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilot pod desnim krajnim opornikom	26
Sl. 35: Primeri določanja širine vozišča (vir: Calgario in sod., 2010).....	33
Sl. 36: Shema obtežbe za model LM1 (vir: Calgario in sod., 2010 in SIST EN 1991-2:2004)	34
Sl. 37: Obtežba za vsako os posebej	35
Sl. 38: Shema obtežbe za model LM2 (vir: Calgario in sod., 2010 in SIST EN 1991-2:2004)	35
Sl. 39: Skica obtežbe za skupino GR1A (v posamezni osi vozil)	39
Sl. 40: Skica obtežbe za skupino GR2 (v posamezni osi vozil)	40
Sl. 41: Skica obtežbe za skupino GR3	41
Sl. 42: Smeri za vplive vetra in dimenzije preklad (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)	42
Sl. 43: Cone z enako temeljno vrednostjo osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (vir: SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007)	43
Sl. 44: Višina z nad terenom do sredine višine preklade.....	45
Sl. 45: Diagram faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ (za $c_0 = 1,0$ in $k_f = 1,0$) (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005).....	46
Sl. 46: Določanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (vir: Calgario in sod., 2010).....	47
Sl. 47: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije	47
Sl. 48: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005).....	48
Sl. 49: Ekscentričnost delovanja sile vetra (brez prometne obtežbe).....	49
Sl. 50: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)	51
Sl. 51: Ekscentričnost delovanja sile vetra (s prometno obtežbo).....	52
Sl. 52: Maksimalna $T_{e,max}$ in minimalna efektivna temperatura $T_{e,min}$ (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004)	53
Sl. 53: Kombinacije enakomerne in neenakomerne spremembe temperature	57
Sl. 54: Dimenzije za določitev obsega u	58
Sl. 55: Projektni pospešek tal a_g (vir: Agencija Republike Slovenije za okolje, 11. 3. 2013)	64
Sl. 56: Faktor obnašanja q (povzeto po SIST EN 1998-2:2006: str. 26).....	64
Sl. 57: Izračun mas za potresno analizo v programu Sofistik	66
Sl. 58: Podatki o nihajnih oblikah	68
Sl. 59: Vodoravni projektni spekter odziva za tip tal C	70

Sl. 60: Navpični projektni spekter odziva za tip tal A, B, C, D in E	72
Sl. 61: 2. nihajna oblika (x smer).....	73
Sl. 62: 1. nihajna oblika (y smer).....	73
Sl. 63: 7. nihajna oblika (z smer).....	73
Sl. 64: Poenostavitev prečnega prereza prekladne konstrukcije.....	77
Sl. 65: Poenostavitev prečnega prereza stebra.....	77
Sl. 66: Ovojnice projektnih osnih sil in upogibnih momentov na prekladni konstrukciji	78
Sl. 67: Ovojnice projektnih prečnih sil in torzijskih momentov na prekladni konstrukciji.....	79
Sl. 68: Ovojnici projektnih osnih sil v prvem polju.....	80
Sl. 69: Ovojnici projektnih upogibnih momentov v prvem polju.....	80
Sl. 70: Ovojnici projektnih prečnih sil v prvem polju	80
Sl. 71: Ovojnici projektnih torzijskih momentov v prvem polju.....	81
Sl. 72: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v prvem polju.....	81
Sl. 73: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v prvem polju	81
Sl. 74: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil	82
Sl. 75: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta.....	82
Sl. 76: Ovojnici projektnih osnih sil v drugem polju.....	83
Sl. 77: Ovojnici projektnih upogibnih momentov v drugem polju.....	83
Sl. 78: Ovojnici projektnih prečnih sil v drugem polju	83
Sl. 79: Ovojnici projektnih torzijskih momentov v drugem polju.....	84
Sl. 80: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v drugem polju.....	84
Sl. 81: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v drugem polju	84
Sl. 82: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil	85
Sl. 83: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta.....	85
Sl. 84: Ovojnici projektnih osnih sil v tretjem polju	86
Sl. 85: Ovojnici projektnih upogibnih momentov v tretjem polju.....	86
Sl. 86: Ovojnici projektnih prečnih sil v tretjem polju	86
Sl. 87: Ovojnici projektnih torzijskih momentov v tretjem polju.....	87
Sl. 88: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v tretjem polju	87
Sl. 89: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v tretjem polju	87
Sl. 90: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil	88
Sl. 91: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta.....	88
Sl. 92: Ovojnici projektnih osnih sil v stebrih	89
Sl. 93: Ovojnici projektnih upogibnih momentov v stebrih	89

Sl. 94: Ovojnici projektnih prečnih sil v stebrih	89
Sl. 95: Ovojnici projektnih torzijskih momentov v stebrih	90
Sl. 96: Potrebna vzdolžna armatura na levi strani stebrov	90
Sl. 97: Potrebna vzdolžna armatura na desni strani stebrov	90
Sl. 98: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil	91
Sl. 99: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta	91
Sl. 100: Lokalni koordinatni sistemi konstrukcijskih elementov	92
Sl. 101: Ovojnici projektnih osnih sil N_x	93
Sl. 102: Ovojnici projektnih upogibnih momentov M_y	93
Sl. 103: Ovojnici projektnih upogibnih momentov M_z	93
Sl. 104: Ovojnici projektnih prečnih sil V_z	94
Sl. 105: Ovojnici projektnih prečnih sil V_y	94
Sl. 106: Ovojnici projektnih torzijskih momentov M_t	94
Sl. 107: Ovojnici projektnih osnih sil N_x	95
Sl. 108: Ovojnici projektnih upogibnih momentov M_y	95
Sl. 109: Ovojnici projektnih upogibnih momentov M_z	95
Sl. 110: Ovojnici projektnih prečnih sil V_z	96
Sl. 111: Ovojnici projektnih prečnih sil V_y	96
Sl. 112: Ovojnici projektnih torzijskih momentov M_t	96
Sl. 113: Določitev oddaljenosti armature od spodnjega roba	98
Sl. 114: Prikaz dela prereza preklade (A_k) za izračun torzije	103
Sl. 115: Prikaz prereza stebra (A_k) za izračun torzije	104
Sl. 116: Prikaz dolžine stranic z_i in prečne sile $V_{Ed,i}$, ki so posledica torzije	106
Sl. 117: Kontrola nosilnosti prereza na sredini razpona tretjega polja	108
Sl. 118: Konstitutivni zakon armature upoštevan v programu Sofistik	109
Sl. 119: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik	109
Sl. 120: Kontrola nosilnosti prereza na sredini razpona tretjega polja zaradi potresnega projektnega stanja	110
Sl. 121: Kontrola nosilnosti prereza nad drugim stebrom	115
Sl. 122: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik	115
Sl. 123: Kontrola nosilnosti prereza v prvem stebri	121
Sl. 124: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik v neg. z smeri lokalnega k.s.	122

Sl. 125: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik v poz. z smeri lokalnega k.s.	122
Sl. 126: Kontrola nosilnosti prereza v drugem stebri zaradi potresnega projektnega stanja	123
Sl. 127: Sovisnost med normirano napetostjo in deformacijo betona za navadni beton C35/45 in beton C35/45 z upoštevanjem lezenja	127
Sl. 128: Pomiki vozlišč v vertikalni smeri (nelinearna analiza)	128
Sl. 129: Pomiki vozlišč v horizontalni smeri (nelinearna analiza)	128
Sl. 130: Pomiki vozlišč v horizontalni smeri (potresna analiza)	128
Sl. 131: Model konstrukcije za konzolni del prekladne konstrukcije.....	130
Sl. 132: Razširitev kontaktne površine za koncentrirano obtežbo.....	131
Sl. 133: Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1A	131
Sl. 134: Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1B.....	132
Sl. 135: Maksimalni projektni up. momenti M_{xx} zaradi merodajne obtežne skupine GR1B (vzdolžna smer)	132
Sl. 136: Minimalni projektni up. momenti M_{xx} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (vzdolžna smer)	132
Sl. 137: Maksimalni projektni up. momenti M_{yy} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (prečna smer).....	133
Sl. 138: Minimalni projektni up. momenti M_{yy} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (prečna smer).....	133
Sl. 139: Potrebna zgornja armatura v vzdolžni smeri.....	133
Sl. 140: Potrebna zgornja armatura v prečni smeri.....	134
Sl. 141: Potrebna spodnja armatura v vzdolžni smeri	134
Sl. 142: Potrebna spodnja armatura v prečni smeri	134
Sl. 143: Shema armature na sredini tretjega polja	137
Sl. 144: Shema armature osrednjega dela prekladne konstrukcije na sredini tretjega polja.....	137
Sl. 145: Shema armature konzolnega dela prekladne konstrukcije na sredini tretjega polja.....	137
Sl. 146: Shema armature nad drugim stebrom v drugem polju	138
Sl. 147: Shema armature osrednjega dela prekladne konstrukcije drugega polja nad drugim stebrom	138
Sl. 148: Shema armature konzolnega dela prekladne konstrukcije drugega polja nad drugim stebrom	138
Sl. 149: Shema armature v prvem stebri.....	139

1 UVOD

V prvem delu diplomske naloge predstavim splošne značilnosti različnih tipov mostov. Poudarek je na integralni mostni konstrukciji, katere glavna značilnost je ta, da je prekladna konstrukcija toga povezana z vmesnimi stebri in krajnimi oporniki. Integralni mostovi so torej betonski mostni objekti okvirnih konstrukcij, ki ne vsebujejo ležišč in dilatacij. Ločimo med integralnimi in kvazi integralnimi mostovi, pri čemer je razlika v tem, da so pri kvazi integralnih mostovih vmesni stebri povezani toga, na krajnih opornikih pa prekladna konstrukcija leži na drsnih ležiščih, kar omogoča prosto relativno premikanje prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri.

Glavni razlog za razvoj integralnih mostov je ta, da pri teh nimamo dilatacij med mostom in cesto na terenu ter drsnih ležišč med prekladno konstrukcijo in oporniki. To pa je velika prednost pri vzdrževanju mostu, saj je menjava dilatacij in ležišč na običajnih mostovih zelo draga in neugodna zaradi zastojev na cestah. Tudi za voznike je veliko bolj udobna vožnja brez dilatacij, zlasti nevarne so lahko dilatacije ob močnem deževju na mostovih s horizontalno ukrivljenostjo z majhnim radijem.

V Sloveniji se integralni mostovi gradijo v manjši meri, medtem ko je v tujini, npr. Nemčiji, večina krajših mostov integralnih. Pri nas še vedno velja nezaupanje v integralno gradnjo mostov. Predvsem zaradi obvladovanja razpok v betonu zaradi vsiljenih notranjih sil, ki so posledica krčenja betona, temperaturnih sprememb in posedanja podpor. Pri običajnih mostovih se namreč prekladna konstrukcija lahko prosto širi in krajša zaradi drsnih ležišč, medtem ko se pri integralni gradnji npr. učinki temperaturnih sprememb prenašajo na vmesne stebre in krajne opornike. Vendar se s primerno geometrijo mostu in konstruktivnimi rešitvami detajlov na krajnih opornikih težavam z vsiljenimi notranjimi silami lahko izognemo.

V drugem delu diplomske naloge pa se lotim projektiranja konstrukcije. V podjetju DRI upravljanje investicij, d.o.o., kjer sem tudi opravljal prakso na področju mostov in predorov, so mi dali idejo, da bi za diplomsko nalogo projektiral integralno mostno konstrukcijo. Dogovorili smo se, da obravnavam nadvoz na regionalni cesti pri Beltincih, ki premošča železniško progo (nadvoz R2/439). Razlika od dejanskih načrtov nadvoza je v tem, da se v realnosti konstrukcija projektira kot kvazi integralna mostna konstrukcija, jaz pa jo projektiram kot integralno mostno konstrukcijo brez prednapenjanja. V osnovi izhajam iz dejanskih načrtov, le nekoliko spremenim prečni prerez prekladne konstrukcije. Dolžina mostu in razponi pa ostajajo taki kot v dejanskih načrtih. Poleg globalne statične analize s katero dimenzioniram določene nosilne elemente, naredim tudi lokalno za določitev potrebne armature v konzolnem delu prekladne konstrukcije. Obremenitve v konstrukciji določim z linearno elastično analizo, pomike pa z nelinearno statično analizo z upoštevanjem razpokanega prereza, sodelovanja armature in lezenja betona.

2 SPLOŠNO O MOSTOVIH

Mostovi se gradijo na mestih, kjer se pokažejo dejanske potrebe. Pri tem pa je potrebno izpolniti tri bistvene zahteve:

- funkcionalnost,
- trajnost in
- estetiko.

Trajnost je neobhoden kriterij, ki izhaja iz značaja, cene in funkcije. Estetika pa izhaja iz tega, da se z novim elementom v prostoru ne ogroža naravnega ali urbanega ambienta. Projektiranje zajema tudi določanje oblike konstrukcije. Projektant lahko obliko določi sam ali v sodelovanju z arhitekti. Izbiro nosilnega sistema pa opravi na podlagi namena objekta, morfologije ovire, geološke sestave tal, geometrije prometnice, lastnosti materialov, tehnologije gradnje ter ostalih lastnosti (Ašanin Gole, 2004).

Izboljšanje zasnov, pravilno konstruiranje detajlov, razvoj materialov in tehnologije, učinkovita izvedba odvodnjavanja ter ustrezno vzdrževanje konstrukcije lahko bistveno vplivajo na večjo zanesljivost in trajnost mostov. Zlasti uporaba okvirnih integralnih konstrukcij brez ali s čim manj ležišči in dilatacij najbolj pripomore k večji zanesljivosti in trajnosti (Pržulj, 2004).

Zanimivo je, da so pred nekaj desetletji dimenzije elementov določale obremenitve v elementih zaradi mejnega stanja napetosti. Zaradi velikega napredka v razvoju materialov, v smislu povečanja trdnosti materialov, pa danes dimenzije elementov narekuje deformabilnost, ki je pomembna za mejno stanje uporabnosti.

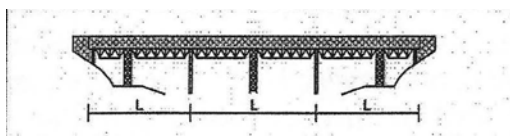

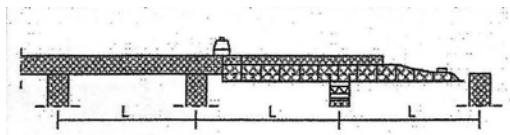
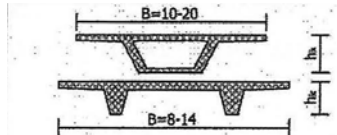
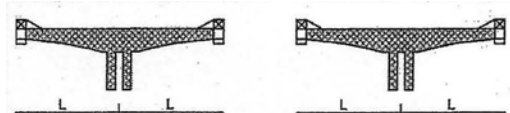
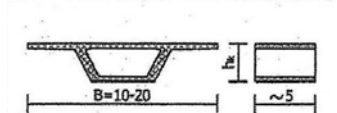
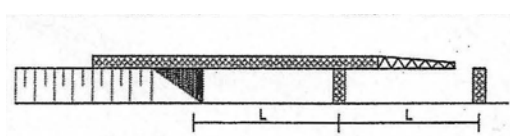
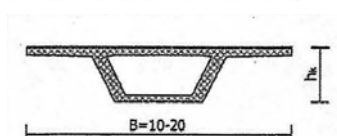
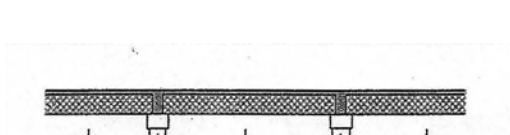
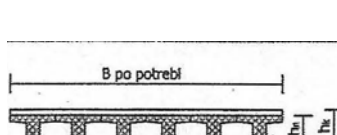
2.1 Tehnologija gradnje

Mostovi na slovenskih avtocestah so običajno zgrajeni kot prednapeti armiranobetonski kontinuirani gredni ali okvirni sistemi. Imamo pa tudi izjemo, kjer ima del viadukta Lešnica sovprežno prekladno konstrukcijo. Do nedavnega smo imeli tudi jekleno prekladno konstrukcijo na viaduktu Peračica, ki pa so ga leta 2010 podrli in začeli graditi na novo po sistemu armiranobetonske prekladne konstrukcije. V Sloveniji jeklene in sovprežne konstrukcije niso konkurenčne armiranobetonskim zaradi neugodnih razmerij cen materialov in drage delovne sile. Drugače pa tudi drugod po svetu praviloma prevladujejo armiranobetonski mostovi (Ašanin Gole, 2004).

Od leta 1995 je v Sloveniji dana prednost tehnologijam monolitne izgradnje prekladnih konstrukcij brez vzdolžnih in prečnih stikov, pri čemer so dilatacije in ležišča le na krajnih opornikih. Med tako izvedene sisteme sodijo kvazi integralni mostovi (Ašanin Gole, 2004).

Sodobne tehnologije gradnje mostov v RS vključujejo:

- gradnjo na nepomičnem odru,
- gradnjo na pomičnem odru (polje po polje),
- prosto konzolno gradnjo,
- gradnjo z narivanjem in
- gradnjo z montažnimi nosilci sovprežnimi z monolitno armiranobetonsko ploščo (Ašanin Gole, 2004).

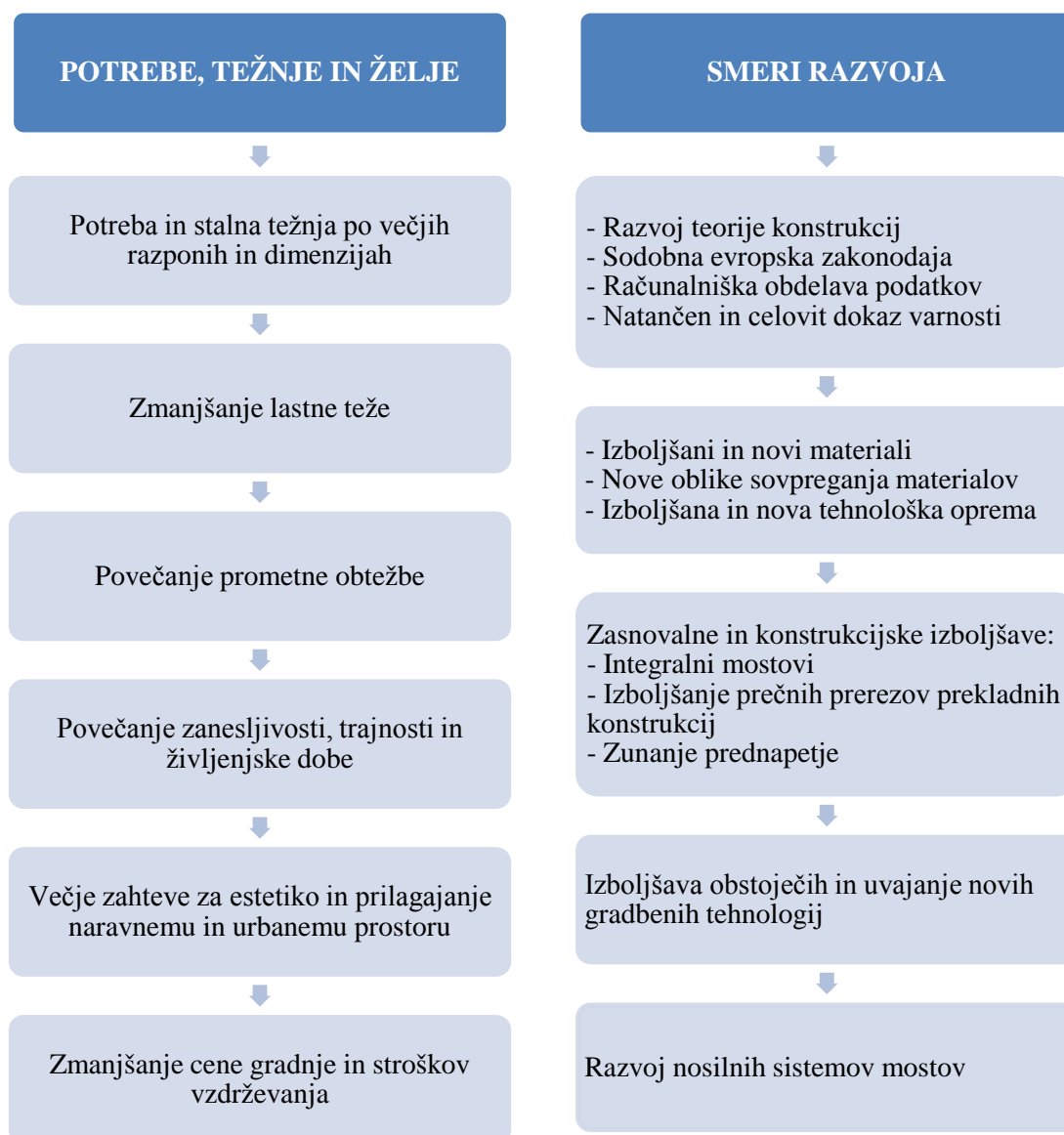
SODOBNE TEHNOLOGIJE GRADNJE	VZDOLŽNA SHEMA	SHEMA PREČNEGA PREREZA	RAZPETINA L v metrih
GRADNJA NA NEPOMIČNEM ODRU		 B spremenljivo IN VSI DRUGI PREČNI PREREZI	10-30
GRADNJA NA POMIČNEM ODRU (POLJE PO POLJE)			25-50
PROSTA KONZOLNA GRADNJA			70-250
GRADNJA Z NARIVANJEM			25-50
GRADNJA Z MONTAŽNIMI NOSILCI SOVPREŽNIMI Z MONOLITNO AB PLOŠČO			10-30

Sl. 1: Sodobne tehnologije gradnje prekladnih konstrukcij mostov v RS (vir: Ašanin Gole, 2004)

Pri nas se za mostove z razpetinami do 30 m in skupne dolžine do 200 m običajno uporablja tehnologija gradnje na nepremičnem odru. Za mostove s tremi ali več velikimi razpetinami od 60 m do 200 m pa se praviloma uporablja tehnologija prostokonzolne gradnje, s katero se dokaj enostavno premoščajo globoke in težko dostopne ovire. Po principu prostokonzolne gradnje sta bila med drugimi zgrajena tudi viadukta Črni Kal in Peračica (Ašanin Gole, 2004).

Ker ima velika večina mostov manjše in srednje razpone, ravno ekonomičnost ter hitrost in tehnologija gradnje narekujejo, da se taki objekti gradijo kot celota. Torej bi bila najbolj optimalna rešitev za take objekte gradnja integralnih betonskih mostov. Žal pa so še vedno najbolj pogosti konvencionalni gredni mostovi in ne integralni (Pržulj, 2008).

Na sliki Sl. 2 je prikazano, kako slovenski gradbeniki sledijo vsem potrebam in željam pri izgradnji ter projektiranju mostov.



Sl. 2: Shematski prikaz stanja in trenda razvoja mostov (povzeto po Ašanin Gole, 2004)

K večjim razpetinam so bistveno pripomogli optimizirani prerezi prekladnih konstrukcij, uporaba betona visokih trdnosti in prednapetje. S temi ukrepi se namreč bistveno zmanjša lastna teža prekladne konstrukcije (Pržulj, 2008).

2.2 Poškodbe betonskih mostov

Poškodbe betonskih mostov nastanejo kot posledica:

- strukturnih pomanjkljivosti mostu,
- korozije armature in prednapetih kablov,
- nizke temperature,
- krčenja in lezenja betona,
- oviranih oz. preprečenih pomikov,
- mehanskih poškodb konstrukcije in
- nastajanja razpok v betonu (Pržulj, 2008).

Strukturne pomanjkljivosti mostov pa so posledica:

- nepravilne izvedbe opreme mostu, kot so ležišča, dilatacije in odvodnjavanje;
- nepravilne tehnologije gradnje (npr. montažna gradnja s prekinitvami);
- slabe kakovosti vgrajenih materialov in
- slabega vzdrževanja objektov (Pržulj, 2008).

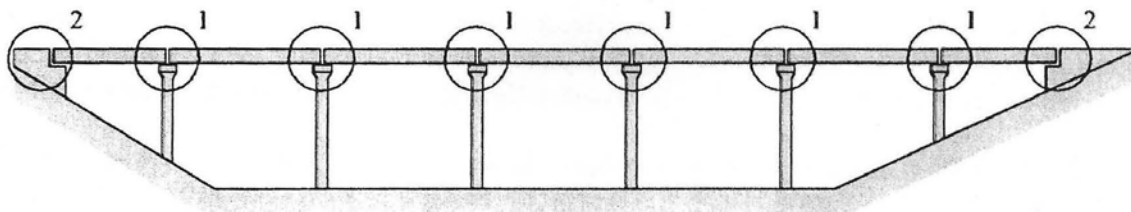
2.3 Gredni in okvirni nosilni sistemi mostov

Pri mostovih poznamo pet osnovnih vrst nosilnih sistemov in le-ti so lahko:

- gredni,
- okvirni (integralni in kvazi integralni),
- ločni,
- klasični viseči in
- viseči s poševnimi vrvmi.

Kot sem že omenil, se najbolj pogosto uporablja gredne nosilne sisteme. Na slikah Sl. 3 do Sl. 6 so prikazane štiri sheme betonskih grednih in okvirnih mostov (Pržulj, 2008).

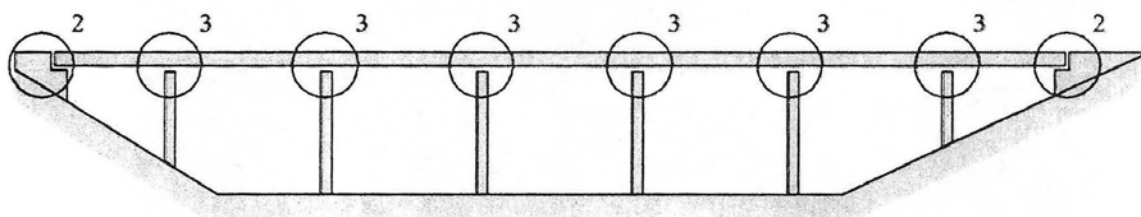
Diskontinuirani most



Sl. 3: Shema diskontinuiranega mostu (vir: Pržulj, 2008)

Zgornja slika prikazuje diskontinuirani most s prečnimi prekinitvami, dvojnimi ležišči in dilatacijami nad vmesnimi podporami. Prekladna konstrukcija je iz montažnih nosilcev z razponi do 50 m. Takšna gradnja mostov iz montažnih nosilcev brez kontinuiranja ter sovpreganja AB plošče in prečnih nosilcev v večini evropskih držav ni več dovoljena. Zaradi velikih poškodb na mostovih iz montažnih nosilcev, se je razvoj usmeril k monolitni gradnji prekladnih konstrukcij (kontinuirani nosilni sistem). Številka 1 na sliki Sl. 3 prikazuje prečne prekinitve (proste grede z ležišči in dilatacijami), številka 2 pa prikazuje ležišča in dilatacije na krajnih opornikih (Pržulj, 2008).

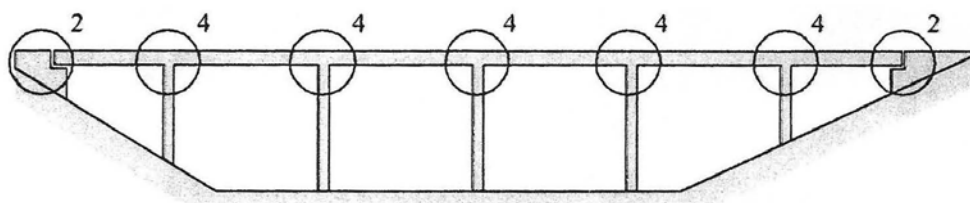
Kontinuirani most



Sl. 4: Shema kontinuiranega mostu (vir: Pržulj, 2008)

Kontinuirani nosilni sistem se lahko gradi s tehniko narivanja prekladne konstrukcije, izvedljiv pa je tudi pri drugih tehnologijah gradnje, kot sta npr. gradnja na nepomičnem ali pomičnem odru. Pri tehniki narivanja se narivajo segmenti prekladne konstrukcije dolžine do 25 m, ki so narejeni v končnih delavnicah. Okvirni razponi takih nosilnih sistemov so lahko do 50 m, skupna dolžina mostu pa lahko doseže tudi 1000 m. Tak sistem omogoča hitro in racionalno gradnjo mostov. Seveda pa ima tak objekt ležišča na vseh opornikih in dilatacije na krajnih opornikih. Na sliki Sl. 4 so s številko 2 prikazana ležišča in dilatacije na krajnih opornikih, s številko 3 pa je prikazana kontinuirana prekladna konstrukcija z ležišči nad vmesnimi oporniki (Pržulj, 2008).

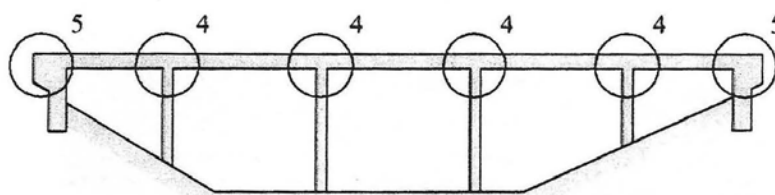
Kvazi integralni most



Sl. 5: Shema kvazi integralnega mostu (vir: Pržulj, 2008)

Mostovi manjše skupne dolžine (do 200 m) in manjših razponov (do 35 m) se lahko gradijo kot kvazi integralne konstrukcije s togo povezavo z vmesnimi oporniki ter z ležišči in dilatacijami na krajnih opornikih. Številka 2 na sliki Sl. 5 prikazuje ležišča in dilatacije na krajnih opornikih, številka 4 pa vpeto povezavo med prekladno konstrukcijo in vmesnimi oporniki (Pržulj, 2008).

Integralni most



Sl. 6: Shema integralnega mostu (vir: Pržulj, 2008)

Mostovi še manjše skupne dolžine (do 90 m) pa se lahko gradijo kot integralne konstrukcije brez ležišč in dilatacij. Taka monolitna konstrukcija se praviloma gradi na nepomičnem jeklenem odru. Pri večjih dolžinah integralnih mostov je potrebna modifikacija opornikov in nasipov. Večje dolžine integralnih mostov se lahko doseže tudi z zakrivljeno osjo v horizontali ali vertikali. Z ustrezno zakrivljeno geometrijo prekladne konstrukcije se namreč zmanjšajo vplivi vsiljenih deformacij zaradi temperature in reologije betona (krčenje in lezenje). Številka 4 na sliki Sl. 6 prikazuje vpeto povezavo med prekladno konstrukcijo in vmesnimi oporniki, številka 5 pa prikazuje vpeto povezavo elastičnih modificiranih opornikov (Pržulj, 2008).

3 INTEGRALNI MOSTOVI

Kot sem že omenil, so integralni mostovi betonski mostovi okvirnih konstrukcij, ki ne vsebujejo ležišč in dilatacij ter imajo togo povezavo med prekladno konstrukcijo in oporniki.

3.1 Prednosti in slabosti integralnih mostov

Glavni razlog za razvoj integralnih mostov je ravno dejstvo, da pri teh nimamo dilatacij in ležišč. S tem je cena vzdrževanja bistveno nižja, saj je pogosta menjava teh elementov izredno draga. Poleg tega pa imamo pri omenjenih mostovih še ostale prednosti in slabosti.

Prednosti integralnih mostov so zlasti:

- enostavna in hitra gradnja, saj ni ležišč in dilatacij, ki zahtevajo stroge vgradne tolerance;
- nižji stroški gradnje;
- nižji stroški vzdrževanja, ker ni dilatacij in ležišč;
- manjše poškodbe;
- udobnejša vožnja;
- rezerve nosilnosti zaradi možnosti prerazporejanja notranjih sil.

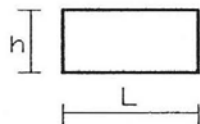
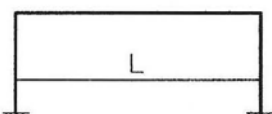
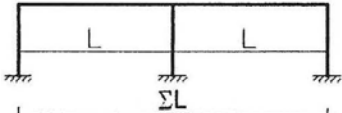
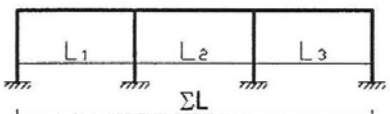
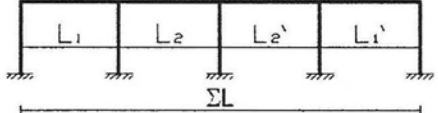
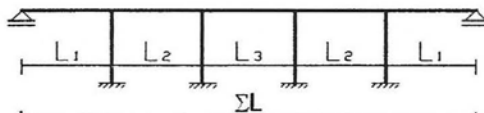
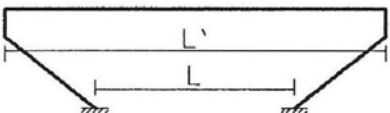
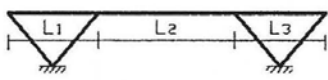
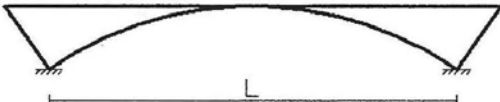
Slabosti integralnih mostov pa so zlasti:

- vsiljene notranje sile, ki so posledica oviranja oz. preprečitve deformiranja zaradi:
 - o krčenja in lezenja betona,
 - o temperaturnih sprememb in
 - o diferenčnih posedkov podpor.

3.2 Koncepti integralnih mostov

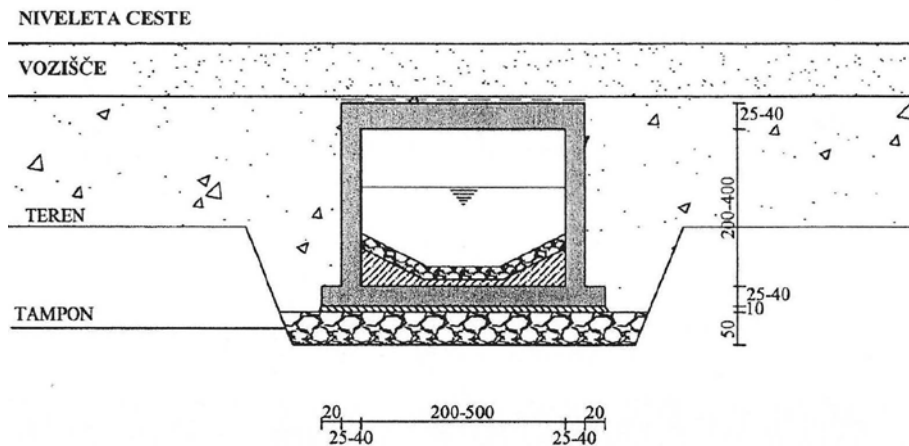
Interakcija med konstrukcijo mostu in temeljnimi tlemi je pomemben dejavnik napetostno-deformacijskega stanja integralnega mostu, zato je pomembno dobro poznavanje podatkov o temeljnih tleh. Na vsiljene notranje sile bistveno vpliva geometrija objekta, razmerje med togostjo prekladne konstrukcije in togostjo podpor ter togost temeljnih tal. Zato je pomembno, da naredimo natančen model s čim bolj realnimi togostmi objekta in temeljnih tal. Če se za togost temeljnih tal vzame premajhno vrednost, bodo potem vsiljene notranje sile premajhne. Zato pri integralnih mostovih opravimo več variantnih analiz vsiljenih notranjih sil tako, da upoštevamo spodnje in zgornje meje karakteristik temeljnih tal. Zavedati se moramo tudi, da gradnja integralnih mostov v nekaterih primerih ni priporočljiva. To velja predvsem za okvirne konstrukcije večjih dolžin z nizkimi togimi

stebri. Statični sistemi integralnih mostov so okvirne konstrukcije z enim, dvema ali več razponi. Različni statični sistemi in njihove lastnosti so prikazane na sliki Sl. 7 (Pržulj, 2008).

1	Statični sistem	Naziv statičnega sistema objekta	Razponi [m]	
			Armirani beton	Prednap. AB
1		Zaprti okvir	2-5	/
2		Odpri okvir	5-25	20-60
3		Okvir z dvema razponoma	15-25	20-40
4		Okvir s tremi razponi	15-25	20-40
5		Okvir s štirimi razponi	15-25	20-40
6		Okvir z več razponi	15-25	20-40
7		Odpri okvir s poševnimi stebri	15-30	30-70
8		Okvir s tremi razponi in poševnimi stebri	20-30	30-70
9		Integralni ločni okvir	35-50	35-70

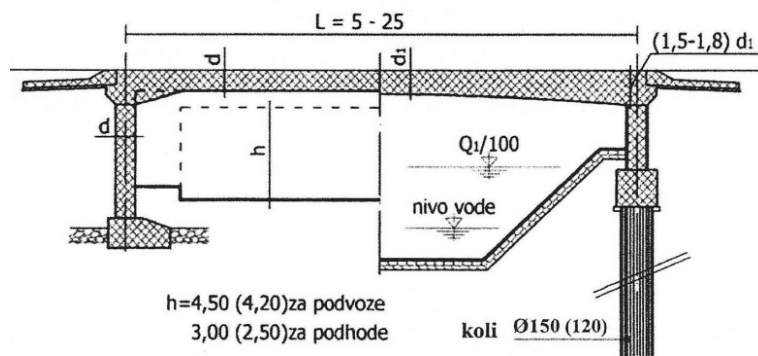
Sl. 7: Statični sistemi integralnih in kvazi integralnih mostov (vir: Pržulj, 2008)

Zaprta AB okvir na sliki Sl. 8 se uporablja za prepuste za vodo ali podvoze za prehod ljudi, živali in vozil. Konstrukcija je enostavna za gradnjo in vzdrževanje (Pržulj, 2008).



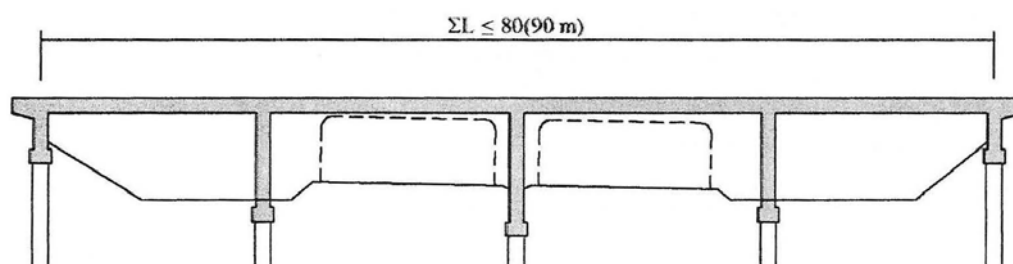
Sl. 8: Zaprta AB okvir (vir: Pržulj, 2008)

Integralna AB okvirna konstrukcija (odprta okvir) na sliki Sl. 9 je prav tako enostavna za gradnjo in primerna za podvoze ter mostove z razponom do 25 m. Taki objekti so temeljeni na trdnih tleh ali na uvrtnih kolih. Za razpone večje od 15 m je priporočljiva uporaba vut ali spremenljiva debelina prekladne konstrukcije po celi dolžini. Za nadvoze in mostove z razponi od 20 do 60 m pa je praviloma potrebna uporaba prednapetih kablov (Pržulj, 2008).



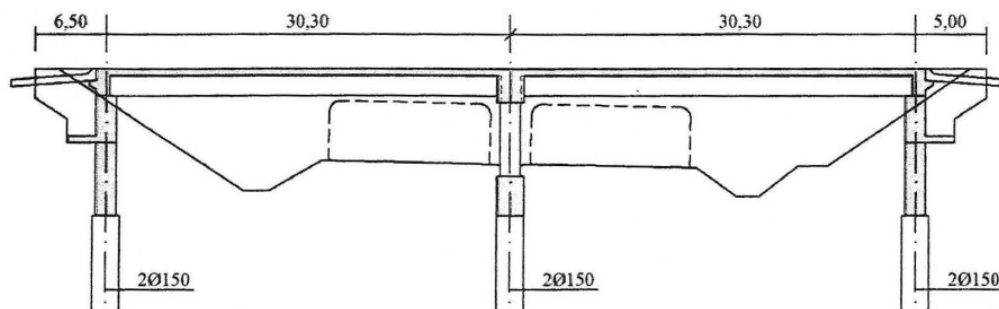
Sl. 9: Odprta okvir (vir: Pržulj, 2008)

Nadvozi nad avtocestami z dvema, tremi ali štirimi razponi na sliki Sl. 10 se lahko projektirajo kot integralne armiranobetonске ali prednapete armiranobetonске okvirne konstrukcije. Skupna dolžina integralne konstrukcije je odvisna tudi od načina temeljenja ter izvedbe opornikov, vendar ta naj ne bi presegala 90 m (Pržulj, 2008).



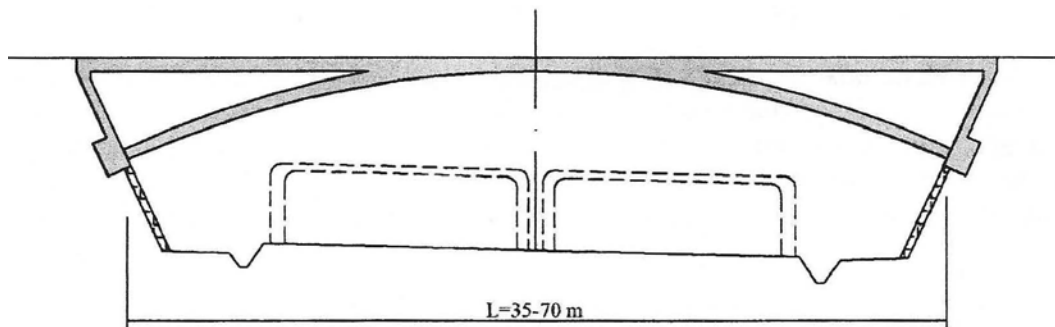
Sl. 10: Okvir s štirimi razponi (vir: Pržulj, 2008)

Integralne mostove je možno zgraditi tudi iz montažnih T nosilcev. Pri tem je zgornji pas širok in tanek, stojina pa ima konstantno višino 40 cm ali več. Nosilci morajo biti prednapeti z adhezijskimi kabli ali s kabli, ki se jih napne naknadno. Nad T nosilci se nato zabetonira ploščo minimalne debeline 20 cm, ki je preko moznikov strižno povezana z montažnimi nosilci, hkrati pa se zabetonirajo še prečni nosilci nad oporniki in se tako doseže toga povezava s prekladno konstrukcijo. Rezultat tega pa je integralna konstrukcija, kot je prikazana na sliki Sl. 11 (Pržulj, 2008).



Sl. 11: Integralna konstrukcija z montažnimi T nosilci (vir: Pržulj, 2008)

Kadar so razmere za temeljenje ugodne, se lahko integralne betonske konstrukcije uporabljajo tudi za ločne sisteme mostov z razponom od 35 do 70 m. Primer integralnega ločnega okvirja je na sliki Sl. 12 (Pržulj, 2008).



Sl. 12: Integralni ločni okvir (vir: Pržulj, 2008)

Kot sem že omenil, lahko vsiljene notranje sile zmanjšamo z ustrežno geometrijo objekta. Zakrivljeni integralni mostovi bolje prenašajo vsiljene notranje sile, saj zaradi npr. horizontalne zakrivljenosti pri spremembi temperature nastane dodatna horizontalna deformacija. Zaradi sposobnosti deformiranja so posledično vsiljene notranje sile manjše. Sprememba dolžine zakrivljenih mostov se vrši po celotni dolžini mostu. Z ustrežno geometrijo pa lahko dosežemo precej večje dolžine mostov. Najdaljši integralni most z zakrivljeno geometrijo je most Sunniberg v Švici, ki v dolžino meri kar 526 m.

Zanimivo je, da imajo v Veliki Britaniji predpis, ki pravi, da morajo biti mostovi dolžine do 60 m grajeni kot integralni mostovi, torej brez ležišč in dilatacij (Pržulj, 2008).

3.3 Prečni prerezi integralnih mostov

Priporočljivi prečni prerezi armiranobetonskih in prednapetih armiranobetonskih integralnih mostov so prikazani na sliki Sl. 13. Najbolj enostavni za gradnjo so polna plošča, ploščasti nosilec in rebrasta plošča. Pri takih prerezih je dovolj prostora za kable. Velikost konzol je odvisna od debeline plošče in položaja izlivnika za odvodnjavanje (Pržulj, 2008).

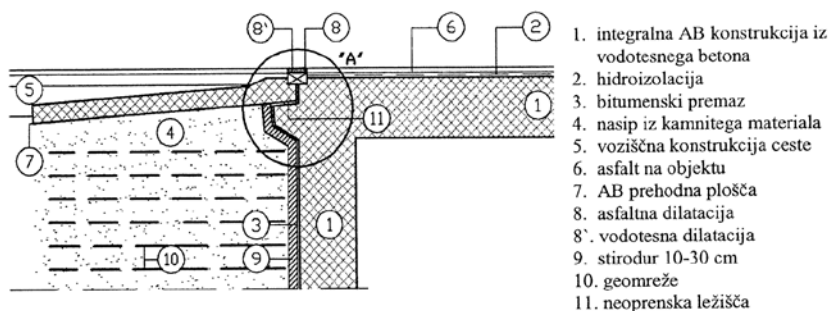
Tip prereza	Skica prečnega prereza	Dolžina
Polna plošča brez konzol		40-80
Polna plošča s konzolama		80-100
Ploščasti nosilec		100-140
Trapezni ploščasti nosilec		100-150
Rebrasta plošča		120-160
Montažni T nosilci sovprežni z monolitno AB ploščo		50-150

Sl. 13: Tipični prečni prerezi prekladnih konstrukcij betonskih integralnih mostov (vir: Pržulj, 2008)

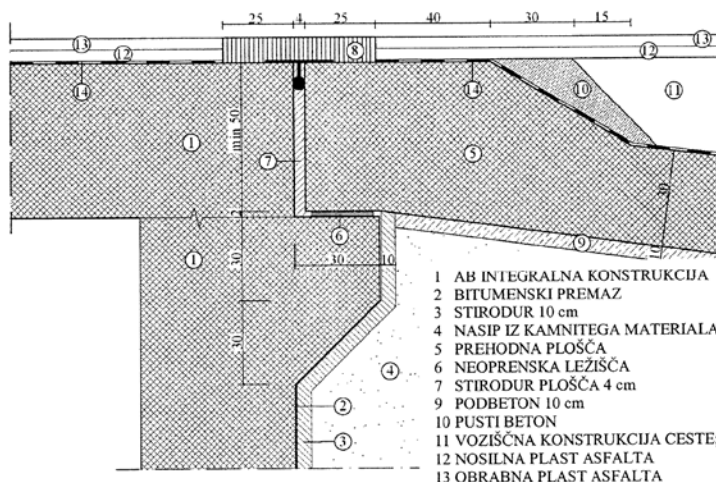
3.4 Konstruktivne rešitve integralnih mostov

Posebne konstruktivne rešitve so potrebne pri integralnih mostovih večjih dolžin (do 90 m). Zaradi vsiljenih vplivov (reologija betona in temperaturne spremembe) pride do precejšnih deformacij, zato je konstrukciji potrebno omogočiti, da se lahko prosto deformira na krajnih opornikih. Pri integralnih mostovih krajših dolžin so potrebne nekoliko drugačne konstruktivne rešitve kot so opisane v naslednjih odstavkih, vendar jih nisem posebej obravnaval. Pri dolžinah do 15 m pa dodatni ukrepi za prehod z mostu na cestno telo niso potrebni.

Pri integralnih mostovih, ki imajo za krajne opornike stene, se prosto deformiranje omogoči s slojem stiropora med steno in nasipom. V nasip se vgradijo tudi geomreže, da zmanjšajo pritiske nasipa na stene opornikov. Posedanje tal pod voziščno konstrukcijo pri prehodu z mostne konstrukcije se prepreči s prehodno ploščo. Prehodna plošča se na konzolni del krajnega opornika naslanja preko neoprenskih ležišč med ploščo in opornikom. Med čelni stik pa se vgradi stiropor, ki omogoča vzdolžno premikanje. Posledično je potrebno na površini narediti asfaltno dilatacijo med nosilno in obrabno plastjo asfalta. Detajl rešitve za opisani primer je prikazan slikah Sl. 14 in Sl. 15 (Pržulj, 2008).

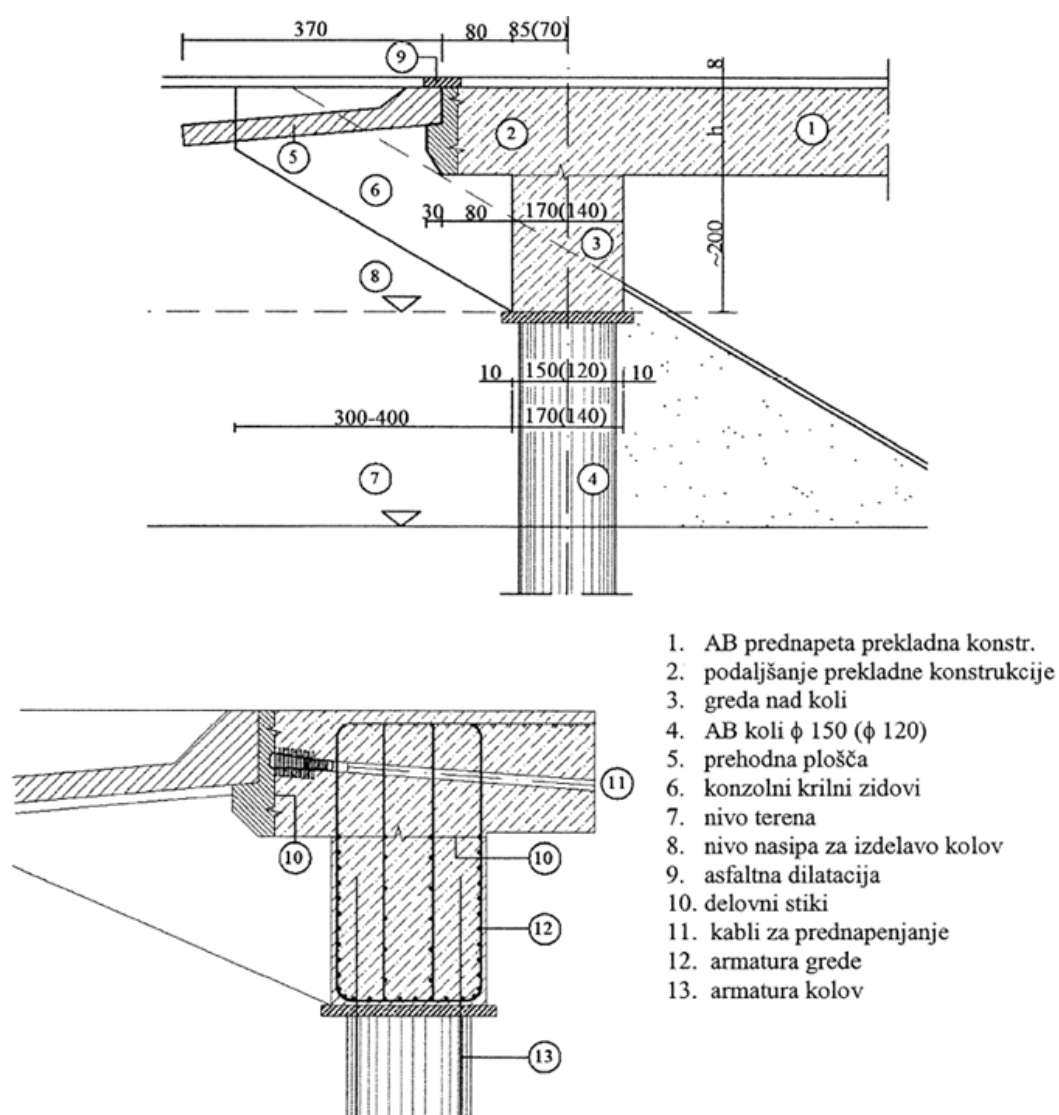


Sl. 14: Detajl krajnega stenastega opornika (vir: Pržulj, 2008)



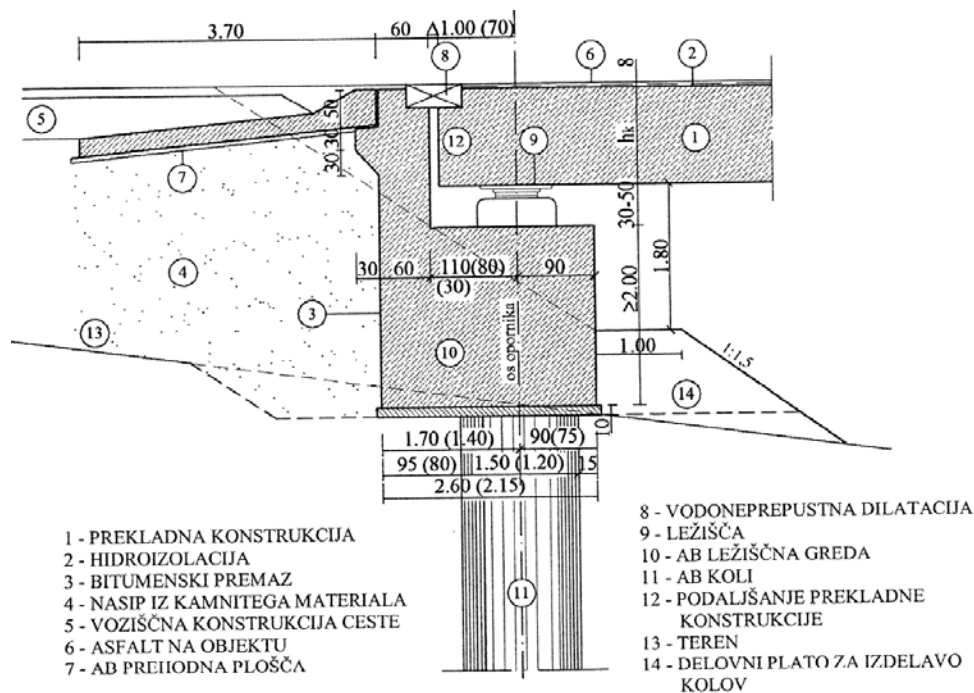
Sl. 15: Povečava detajla krajnega stenastega opornika (vir: Pržulj, 2008)

Pri integralnih mostovih z bolj podajnimi krajnimi oporniki so potrebne konstruktivne rešitve, ki so prikazane na sliki Sl. 16. Značilnost teh so, da se pod prekladno konstrukcijo nahaja betonska greda, ki leži na pilotih ter konzolni krilni zidovi. Uvrtani piloti imajo običajno premer med 1,2 in 1,5 m in se jih uvrti v nasip, ki leži približno 3 m pod niveleto ceste. Pri takšni zasnovi krajnega opornika vgrajevanje geomrež v nasip ni potrebno, saj so pritiski nasipa zaradi naklona precej manjši. Prazen prostor okoli grede pa omogoča, da se konstrukcija lahko prosto deformira. Tudi tukaj je potrebna prehodna plošča pri prehodu z mostne konstrukcije, asfaltna dilatacija in delovni čelni stik (Pržulj, 2008).



Sl. 16: Detajl bolj podajnega krajnega opornika (greda na pilotih) (vir: Pržulj, 2008)

Za mostove še večjih dolžin oz. tam kjer integralna mostna konstrukcija ni ustrezna, se predvidi kvazi integralna mostna konstrukcija. Taka konstrukcija ima na krajnih opornikih ležišča in dilatacije, vmesni stebri pa so vpeti v prekladno konstrukcijo. Na sliki Sl. 17 je prikazan detajl krajnega opornika temeljenega na uvrtnih kolih (Pržulj, 2008).

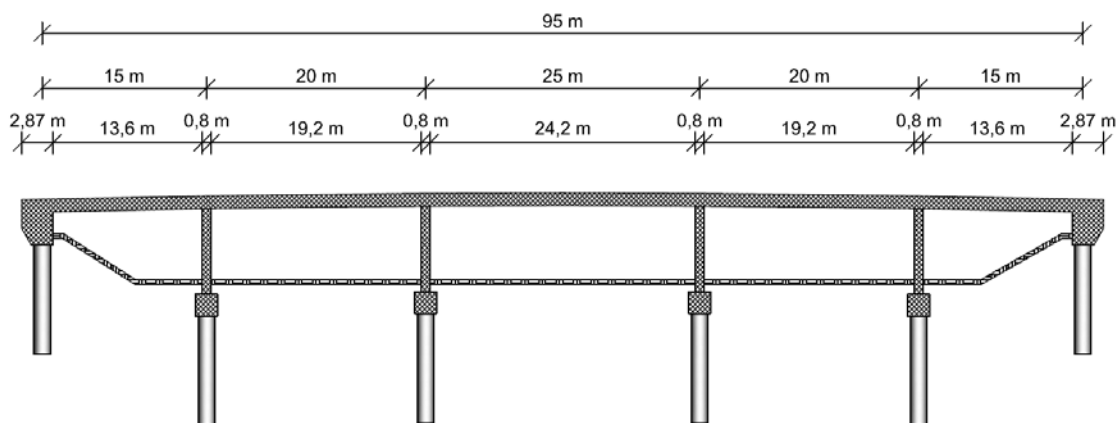


Sl. 17: Primer krajnega opornika kvazi integralne mostne konstrukcije (vir: Pržulj, 2008)

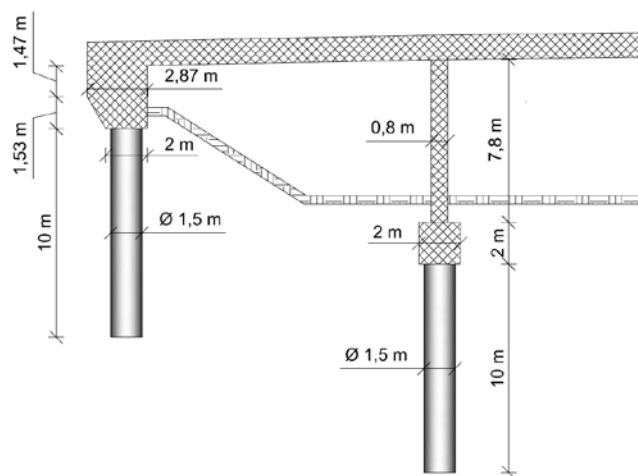
4 TEHNIČNI OPIS OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE

4.1 Opis konstrukcije

Načrtovani nadvoz se nahaja na regionalni cesti pri Beltincih in premošča železniško progo. Za razliko od realnih načrtov, v diplomski nalogi obravnavam integralno mostno konstrukcijo namesto kvazi integralne. To pomeni, da so vsi vmesni in krajni oporniki tego povezani s prekladno konstrukcijo. Nadvoz je sestavljen iz AB ploščaste prekladne konstrukcije z izrazitima konzolama, štirih AB vmesnih in dveh AB krajnih opornikov brez dilatacij. Celotno konstrukcijo podpirajo piloti dolžine 10 m. Nadvoz ima pet razpetin s simetričnimi razponi 15 + 20 + 25 + 20 + 15 m (Sl. 18). Dolžina celotne konstrukcije mostu med osmi krajnih opornikov je torej 95 m, pri čemer os poteka horizontalno v premi. Most v vertikalni ravnini poteka v zaokrožitvi tako, da je na obeh krajnih opornikih naklon tangente 5 %, kar pomeni, da je najvišja točka na sredini osi, enostranski prečni nagib pa znaša 2,5 %.



Sl. 18: Vz dolžni prerez konstrukcije



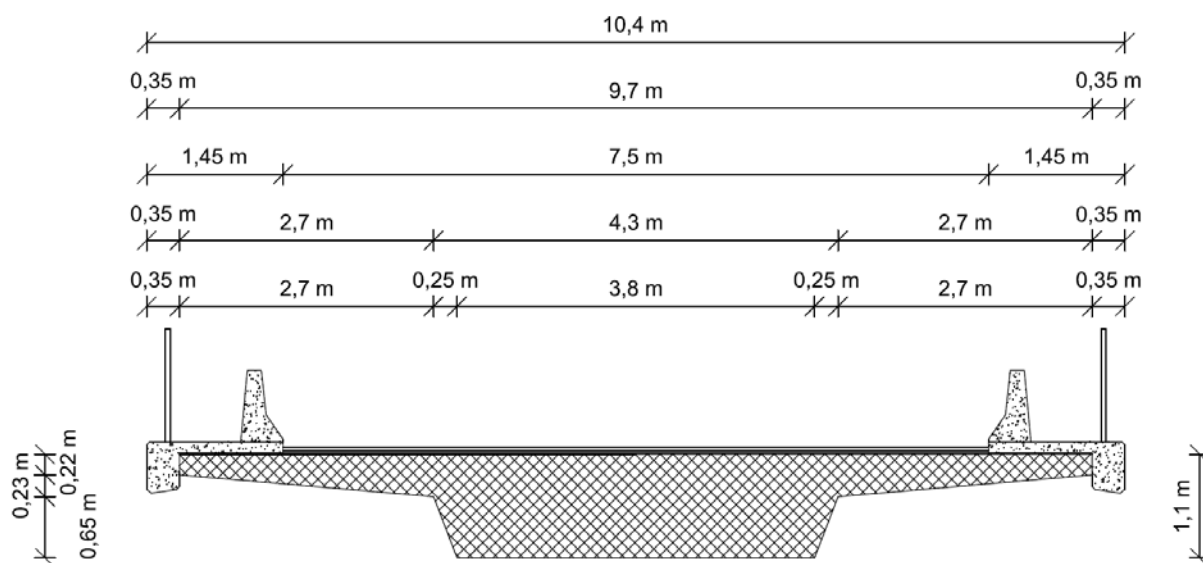
Sl. 19: Vz dolžni prerez konstrukcije v večjem merilu skozi opornik in steber

4.2 Prekladna konstrukcija

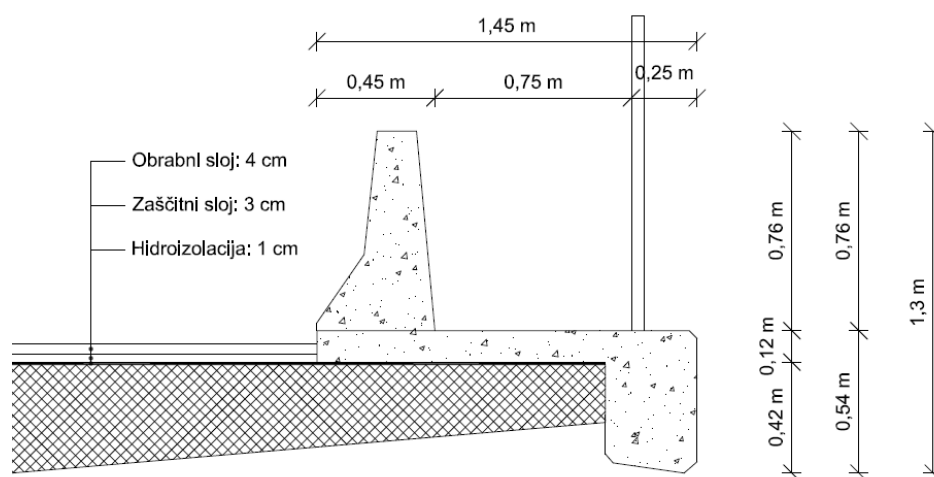
Prerez prekladne konstrukcije je konstanten po celotni dolžini viadukta. Širina preklade je 9,7 m, debelina nosilnega rebra znaša 1,1 m, debelina 2,7 m dolgih konzol na prostem robu pa je 0,22 m in 0,45 m na mestu vpetja v rebro (Sl. 20). Širina cestišča med robnikoma na prekladni konstrukciji znaša 7,5 m. Cestišče je sestavljeno iz dveh vozniških pasov širine 3 m, dveh robnih pasov širine 0,25 m in dveh varnostnih pasov širine 1 m. Na vsaki strani prekladne konstrukcije je betonski hodnik širine 1,45 m od vozišča ločen z betonsko varovalno ograjo, z robnim vencem ter varovalno ograjo višine 1,2 m. Cestišče je sestavljeno iz treh plasti, in sicer iz hidroizolacije (1 cm) ter zaščitnega (3 cm) in obrabnega (4 cm) sloja asfalta. Preklada je togo povezana z vmesnimi in krajnimi oporniki, saj gre za integralno konstrukcijo.

Pr. 1: Karakteristike preklade

Karakteristike preklade (bruto betonski prerez):	
Trdnostni razred bet.:	C35/45
Modul elastičnosti:	$3,4 \cdot 10^7$ kN/m ²
Poissonov količnik:	0,2
A_x :	6,3765 m ²
z_{zg} :	0,4349 m
z_{sp} :	0,6651 m
$W_{zg,el,y}$:	1,4877 m ³
$W_{sp,el,y}$:	0,9728 m ³
I_y :	0,647 m ⁴
I_z :	27,897 m ⁴



SI. 20: Prečni prerez prekladne konstrukcije



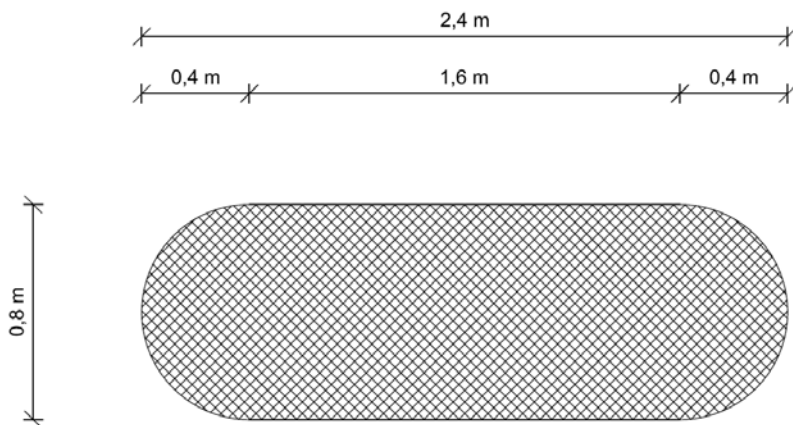
SI. 21: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije v večjem merilu

4.3 Stebri, piloti in grede

Vsi stebri vmesnih opornikov so visoki 7,8 m. Stebri imajo konstanten prerez (Sl. 22) in so toga povezani s preklado, kar pomeni, da so na teh mestih preprečeni relativni zasuki in pomiki v vzdolžni in prečni smeri. To pa zagotovimo s primernim armiranjem. Stebri so temeljeni na pilotih dolžine 10 m in premera 1,5 m.

Pr. 2: Karakteristike stebra

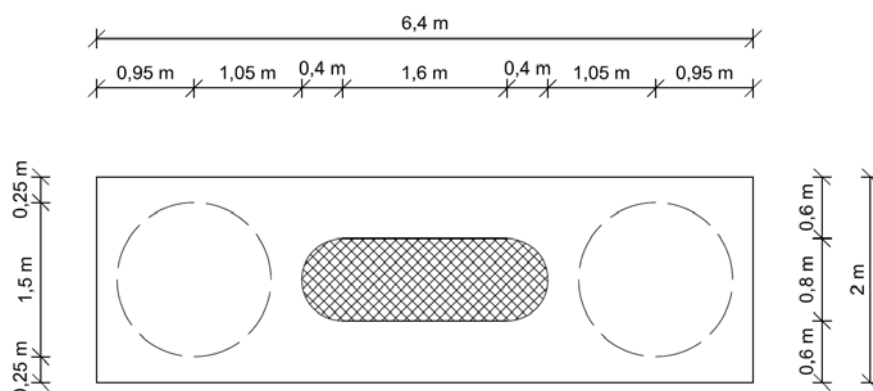
Karakteristike stebra:	
Trdnostni razred bet.:	C35/45
Modul elastičnosti:	$3,4 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$
Poissonov količnik:	0,2
A_x :	$1,7827 \text{ m}^2$
I_y :	$0,088 \text{ m}^4$
I_z :	$0,751 \text{ m}^4$



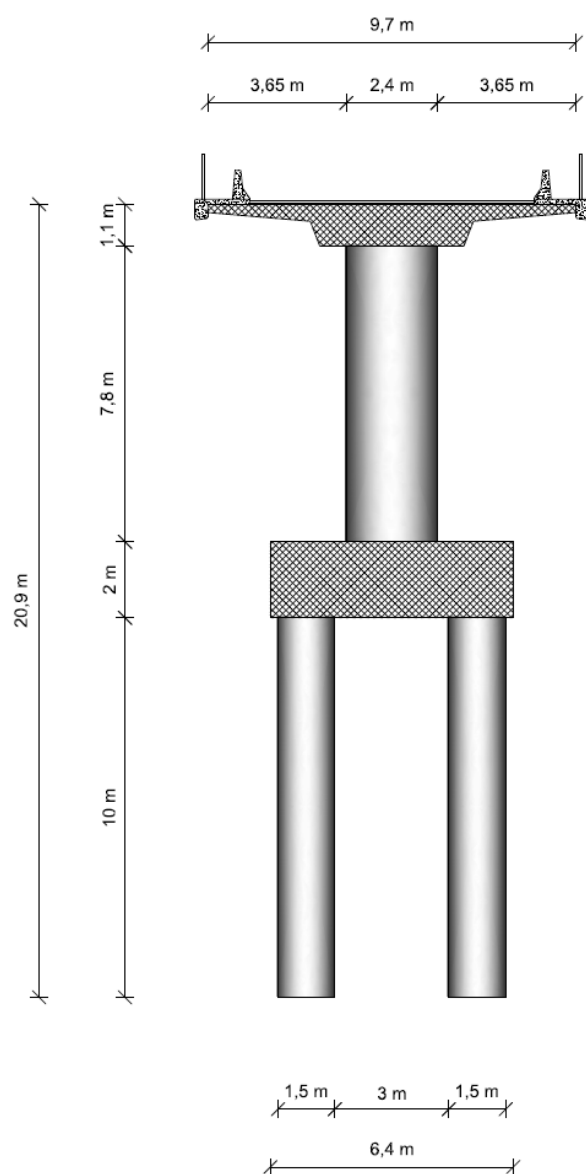
Sl. 22: Prečni prerez stebra

Stebri in piloti so med seboj toga povezani preko pilotne grede (Sl. 23 in Sl. 24). Dimenzije grede so:

- dolžina: 6,4 m,
- širina: 2,0 m,
- višina: 2,0 m.



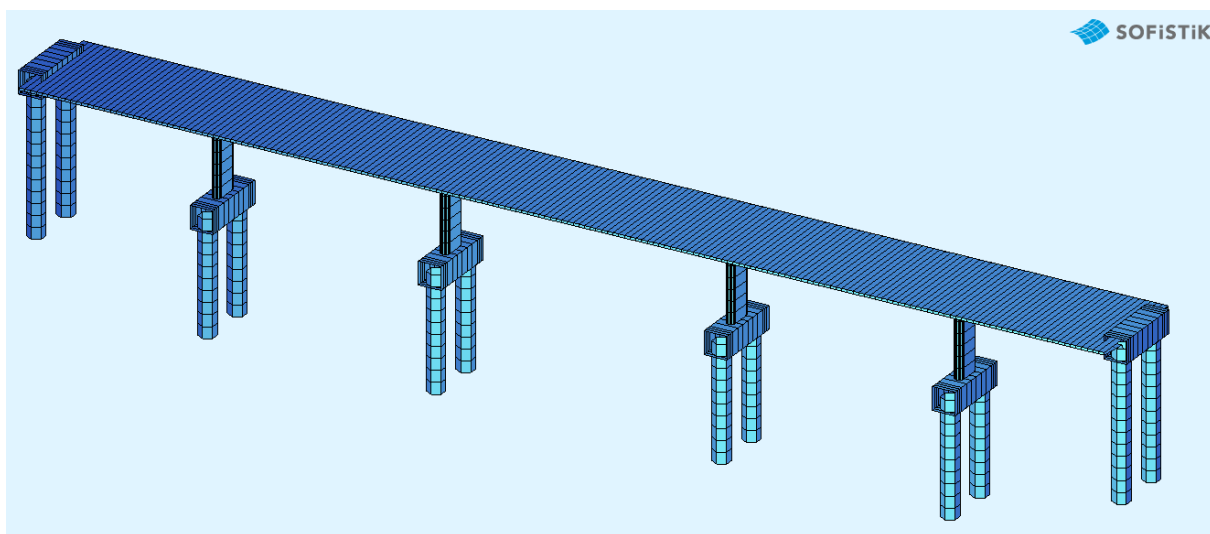
Sl. 23: Horizontalni prerez vmesnega opornika



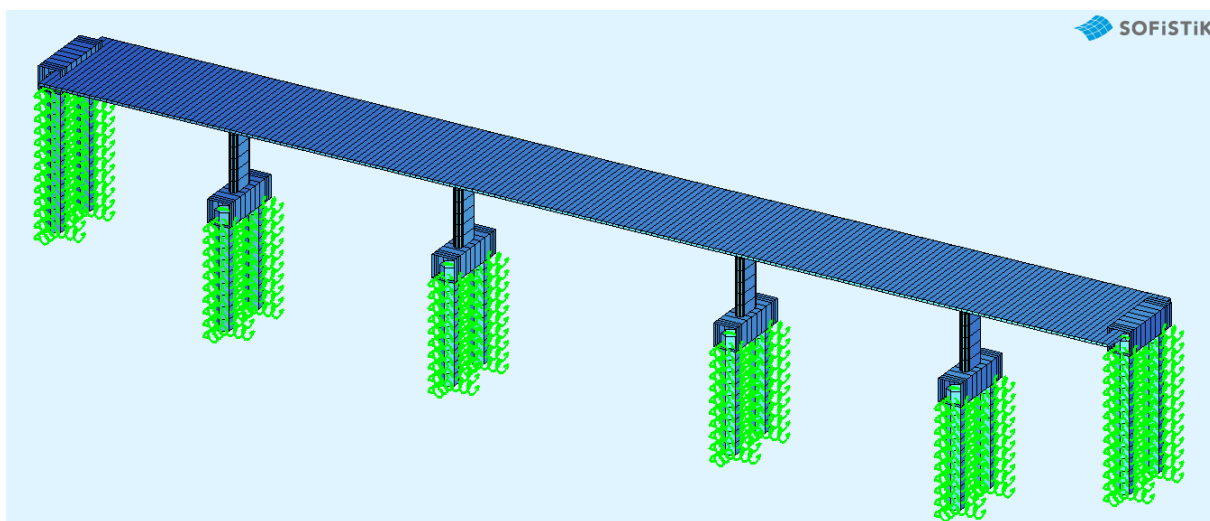
Sl. 24: Prečni prerez konstrukcije ob vmesnem oporniku

4.4 Model konstrukcije

Model konstrukcije je narejen v programu Sofistik z linijskimi elementi v prostoru. Model je prikazan na slikah Sl. 25 in Sl. 26. Zaradi boljše preglednosti sem prikazal dve sliki, eno brez ter drugo z vzmetmi, ki zajamejo interakcijo konstrukcije s temeljnimi tlemi. S horizontalnimi vzmetmi so podprti piloti, z vertikalnimi vzmetmi pa so podprte grede, ki se nahajajo med stebrom in dvema pilotoma. Na ta način sem z vzmetmi upošteval interakcijo konstrukcije s temeljnimi tlemi.

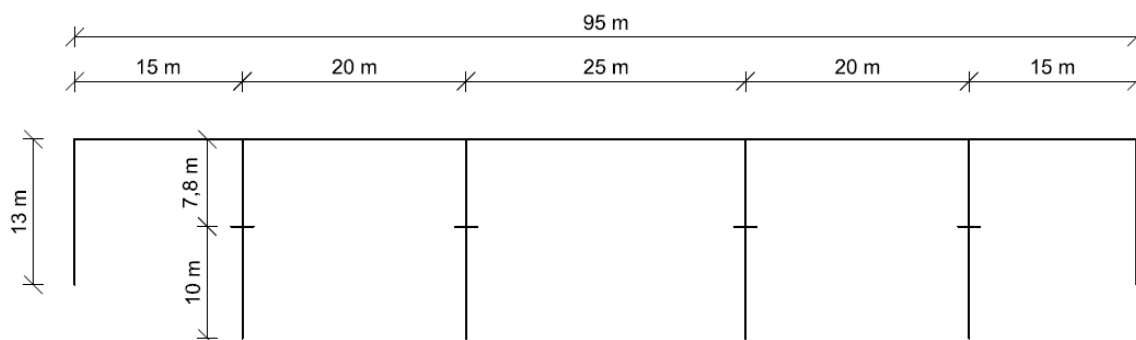


Sl. 25: Model konstrukcije v programu Sofistik brez vzmeti



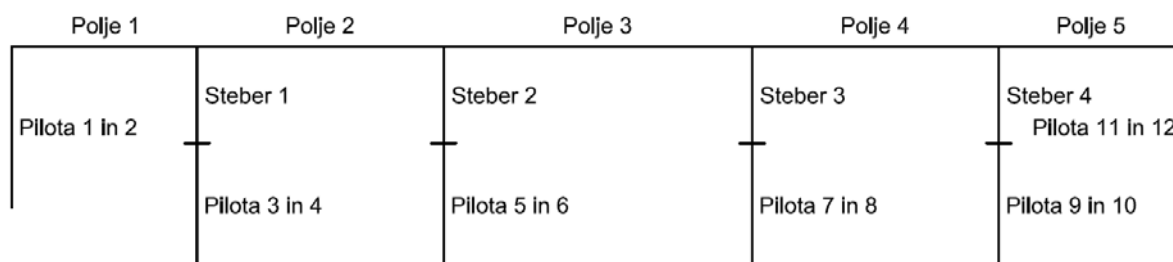
Sl. 26: Model konstrukcije v programu Sofistik z vzmetmi

Geometrija modela konstrukcije pa je prikazana na sliki Sl. 27.



Sl. 27: Geometrija modela konstrukcije

Zaradi boljše preglednosti uporabljam oznake posameznih elementov modela, ki so prikazane na sliki Sl. 28.



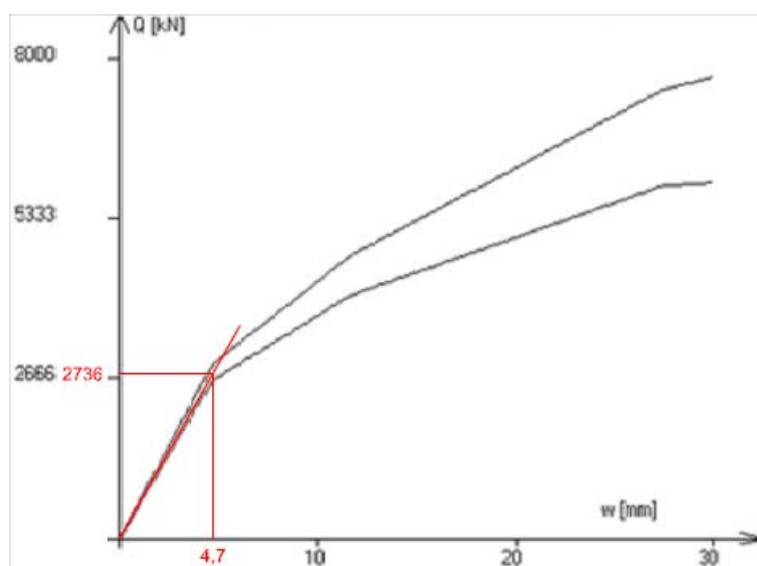
Sl. 28: Oznake elementov modela

4.4.1 Modul reakcije tal v vertikalni smeri

Modul reakcije tal v vertikalni smeri določim s pomočjo geotehničnega poročila, ki sem ga dobil od mag. Alenke Robas. Na sliki Sl. 29 je prikazan graf sile v odvisnosti od pomika. Rezultati so realni in so bili pridobljeni s pomočjo presiometerskega preizkusa, ki je bil izveden na tej lokaciji. V modelu upoštevam modul reakcije tal v vertikalni smeri z vertikalnimi vzmetmi, katerim določim togost s pomočjo grafa (Sl. 29) po enačbi (1). Vertikalno vzmet v modelu upoštevam na tistem mestu, kjer je bila narejena meritev pomika v odvisnosti od sile. To mesto se nahaja na zgornji točki pilota.

$$K_{mrt,vert} = \frac{F}{w} \quad (1)$$

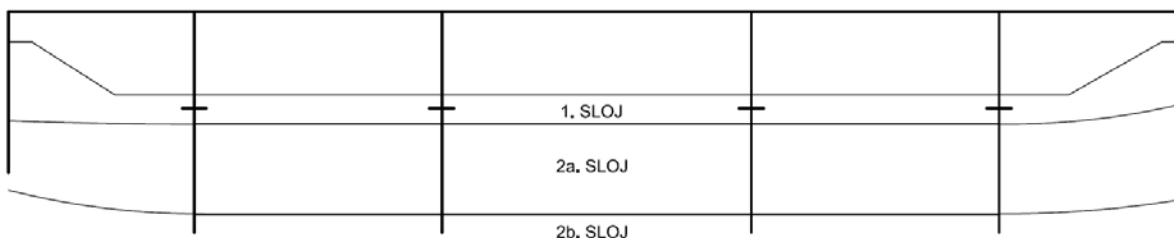
$$K_{mrt,vert} = \frac{2736 \text{ kN}}{4,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 582128 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Sl. 29: Določitev karakteristik vzmeti v vertikalni smeri

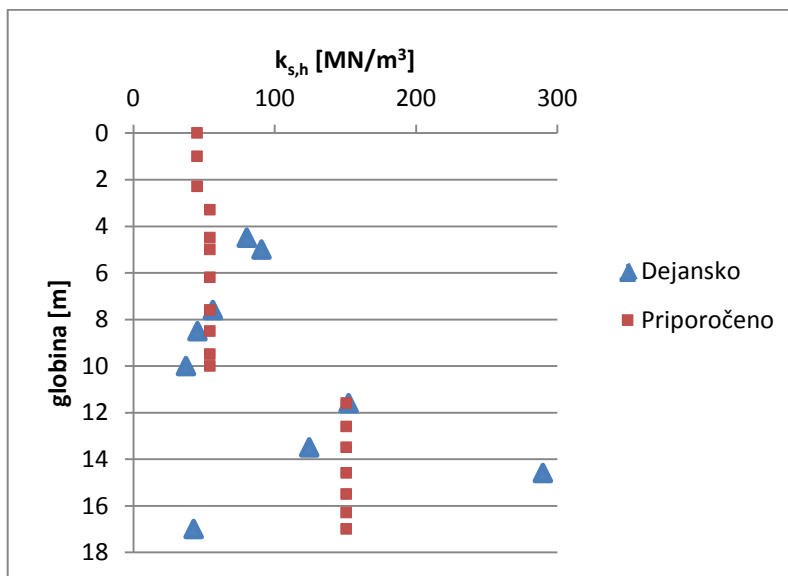
4.4.2 Modul reakcije tal v horizontalni smeri

Modul reakcije tal v horizontalni smeri določim s pomočjo elaborata (Štern in sod., 2012), v katerem so navedene priporočene vrednosti za modul reakcije tal v horizontalni smeri v posameznem sloju zemljine. Razvrstitev slojev zemljine je prikazana na sliki Sl. 30. Zaradi boljše preglednosti sem se odločil, da poenostavim linije slojev, ki od dejanskih niso dosti drugačne.



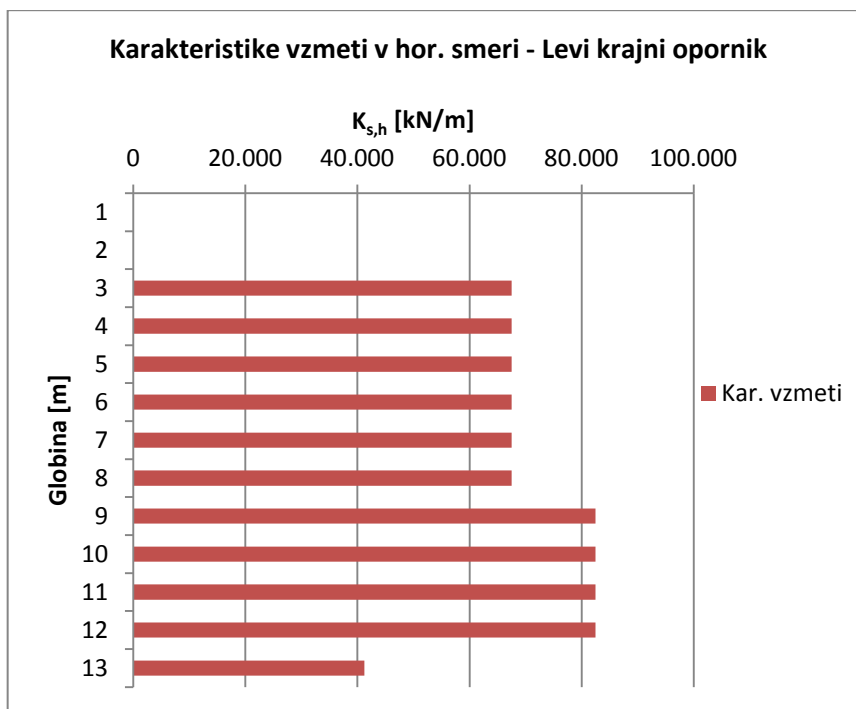
Sl. 30: Idealizacija slojev zemljine

Priporočene vrednosti za modul reakcije tal v horizontalni smeri sem tudi preveril z rezultati presiometerskega preizkusa, ki sem jih dobil od mag. Alenke Robas. Ugotovil sem, da so priporočene vrednosti v večji meri upravičene zato se odločim, da upoštevam te vrednosti. Na sliki Sl. 31, so prikazane dejanske in priporočene vrednosti modula reakcije tal v horizontalni smeri po globini. Vrednosti za posamezni sloj pa so naslednje: $k_{s,h,1.sloj} = 45,27 \text{ MN/m}^3$, $k_{s,h,2.sloj} = 54,324 \text{ MN/m}^3$, $k_{s,h,3.sloj} = 150,9 \text{ MN/m}^3$.

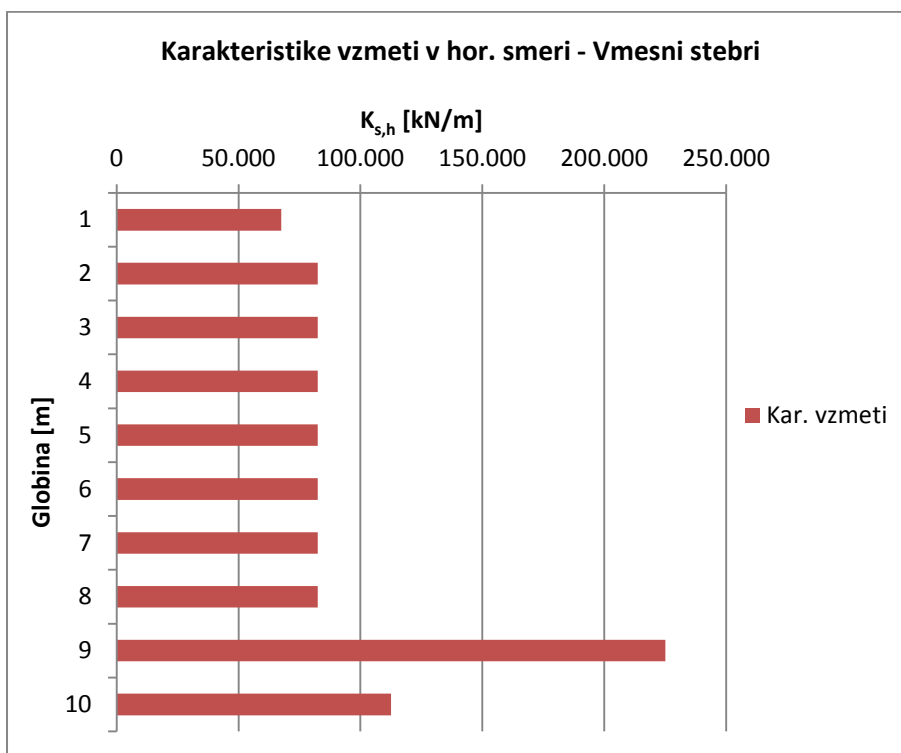


Sl. 31: Vrednosti modula reakcije tal v horizontalni smeri iz elaborata (Štern in sod., 2012)

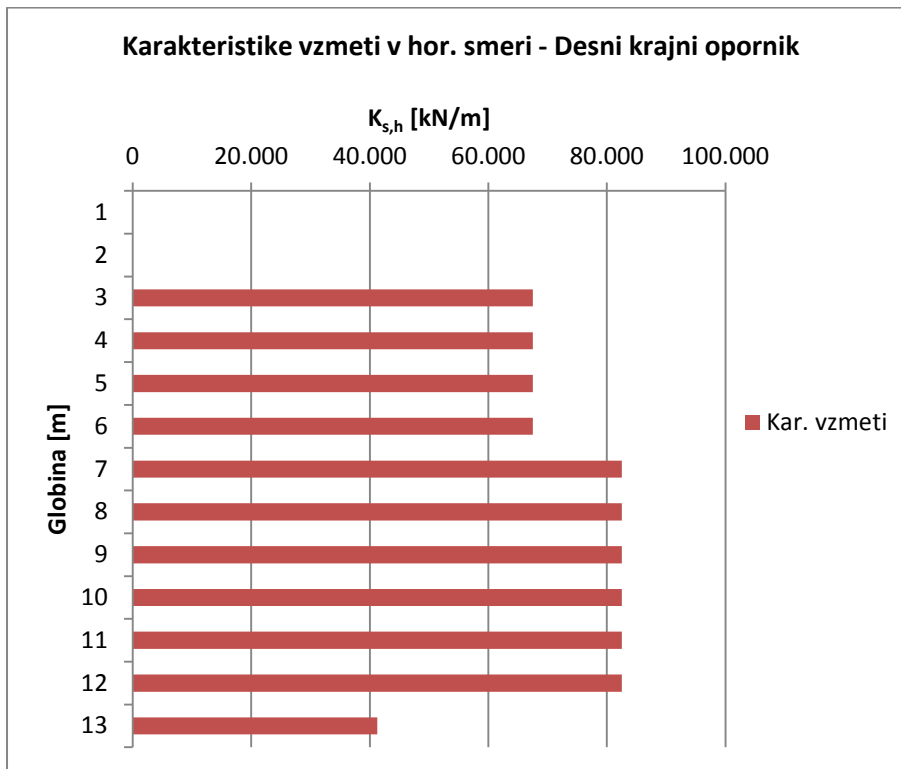
Na slikah Sl. 32 do Sl. 34 so prikazane upoštevane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri po globini pilota za pilote pod vmesnimi stebri, ter levim in desnim opornikom. Karakteristike vzmeti sem dobil tako, da sem modul reakcije tal v horizontalni smeri na določeni višini pomnožil s površino (površina elementa z dolžino 1 m in širino enako premeru pilota). Na povsem spodnji točki pilota je vrednost pol manjša zaradi tega, ker je površina tega elementa polovična (robni element).



Sl. 32: Upoštevane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilot pod levim krajnim opornikom



Sl. 33: Upoštewane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilote pod vmesnimi stebri



Sl. 34: Upoštewane karakteristike vzmeti v horizontalni smeri za pilot pod desnim krajnim opornikom

4.5 Lastnosti materialov

V konstrukciji so uporabljeni materiali, katerih lastnosti so navedene v preglednicah Pr. 3 do Pr. 5.

Pr. 3: Lastnosti betona

Beton (prekladna konst., stebri, grede in piloti)	
Trdnostni razred:	C35/45
Prostorninska teža:	25 kN/m ³
Modul elastičnosti:	3,4 · 10 ⁷ kN/m ²
Poissonov količnik:	0,2
Koeficient toplotnega raztezka:	$\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
f_{ck}	3,5 kN/cm ²
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ $= 0,85 \cdot 3,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5$	1,983 kN/cm ²
f_{cm}	4,3 kN/cm ²
f_{ctm}	0,32 kN/cm ²
$f_{ctk, 0,05}$	0,22 kN/cm ²
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c =$ $= 1,0 \cdot 0,22 \text{ kN/cm}^2 / 1,5$	0,147 kN/cm ²
ε_{c1}	2,25 ‰
ε_{cu1}	3,5 ‰

Pr. 4: Lastnosti armature

Armatura (vzdolžna in stremenska)	
Tip:	S500B
Modul elastičnosti:	2 · 10 ⁸ kN/m ²
f_{yk}	50 kN/cm ²
f_{yd}	43,48 kN/cm ²
f_{ywd}	43,48 kN/cm ²

Pr. 5: Lastnosti ostalih delov konstrukcije

Prostorninska teža dela konstrukcije	
Hodnika	24 kN/m ³
Robna venca	24 kN/m ³
Betonski varovalni ograji	24 kN/m ³
Asfaltbeton	24 kN/m ³
Hidroizolacija	22 kN/m ³

Pri obtežbi ograje za pešce privzamem vrednost 1 kN/m.

4.6 Predpisi

Konstrukcijo sem dimenzioniral po naslednji Evrokod standardih:

- Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij:
 - o SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.
 - o EN 1990 Dodatek A2, izdan kot EN 1990:2002/A1:2005. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.
- Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije:
 - o SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
 - o EN 1991-1-3:2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
 - o SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.
 - o SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.
 - o SIST EN 1991-1-5:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi.
 - o SIST EN 1991-2:2004. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov.
- Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij:
 - o SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

- SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- SIST EN 1992-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.
- Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij:
 - SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
 - SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
 - SIST EN 1998-2:2006. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi.
 - SIST EN 1998-2:2006/A101:2007. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi – Nacionalni dodatek.

4.7 Krovni sloj betona

Za določitev krovnega sloja betona se zgledujem po standardu SIST EN 1992-1-1:2005. Najprej moram določiti razred izpostavljenosti, katerega določim s pomočjo preglednice 4.1 v omenjenem standardu. Za obravnavano konstrukcijo izberem razred izpostavljenosti XD1, ki velja za betonske površine, izpostavljene kloridom v zmerno vlažnem okolju.

Nato določim najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja, kjer izhajam iz preglednice 4.3N in 4.4N v standardu SIST EN 1992-1-1:2005. Priporočen razred konstrukcije z življenjsko dobo 50 let je S4, ki ga je v mojem primeru potrebno prilagoditi zaradi življenjske dobe 100 let, tako da ga moram povečati za dva razreda (S6). Iz preglednice 4.4N v standardu ugotovim, da je najmanjša debelina krovnega sloja betona glede na pogoje okolja naslednja:

$$c_{\min,dur} = 45 \text{ mm.}$$

Za določitev debeline krovnega sloja betona standard obravnava izraza (2) in (3). Izračunano debelino krovnega sloja betona pa upoštevam tako pri prekladni konstrukciji kot pri stebrih.

$$c_{\min} = \max \left\{ c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \right\} \quad (2)$$

$$c_{\min} = \max \{28 \text{ mm}; 45 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 45 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (3)$$

$$c_{\text{nom}} = 45 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

Pri tem so:

c_{nom}	...	nazivni krovni sloj betona,
c_{\min}	...	najmanjša debelina krovnega sloja,
Δc_{dev}	...	dovoljeno projektno odstopanje (priporočena vrednost je 10 mm),
$c_{\min,b}$...	najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti (vrednost, ki je enaka premeru palice in v mojem primeru znaša 28 mm),
$c_{\min,dur}$...	najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,
$\Delta c_{dur,\gamma}$...	dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm),
$\Delta c_{dur,st}$...	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla (priporočena vrednost je 0 mm) in
$\Delta c_{dur,add}$...	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite (upoštevam 0 mm).

4.8 Sidrna dolžina

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 določa projektno sidrno dolžino, ki jo določimo na podlagi mejne sprijemne trdnosti ter osnovne sidrne dolžine. Mejno sprijemno trdnost določimo z naslednjim izrazom.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (4)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,147 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,331 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} \quad (5)$$

$$f_{ctd} = \frac{1,0 \cdot 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 0,147 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Pri tem so:

- f_{bd} ... mejna sprijemna trdnost,
- η_1 ... koeficient, ki je odvisen od kakovosti pogojev sidranja in lege palic med betoniranjem (enak 1,0, če so doseženi dobri pogoji sidranja),
- η_2 ... koeficient, ki je odvisen od premera palice (enak 1,0 za $\phi \leq 32$ mm),
- f_{ctd} ... projektna natezna trdnost betona,
- α_{ct} ... koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost (priporočena vrednost je 1,0) in
- γ_c ... delni varnostni faktor za beton (enak 1,5).

Osnovno sidrno dolžino določimo z naslednjim izrazom:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right). \quad (6)$$

Pri tem sta:

- ϕ ... premer armaturne palice in
- σ_{sd} ... projektna napetost v armaturni palici.

Sedaj pa lahko izračunamo še projektno sidrno dolžino. Vrednosti za koeficiente α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5 podaja standard SIST EN 1992-1-1:2005 v preglednici 8.2.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \quad (7)$$

$$l_{b,\min} \geq \max \{ 0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm} \} \quad (8)$$

5 ANALIZA OBTEŽBE

Skoraj vsa obtežba (izjema je le izredna obtežba – udarec vozila v steber) se prenaša neposredno na preklado, od tam v stebre in naprej v nosilna tla. Stalna obtežba je lastna teža prekladne konstrukcije ter teža hodnikov, robnih vencev, hidroizolacije, ograje in asfaltbetona. Prometna obtežba zaradi teže vozil in pešcev deluje prečno na preklado, zaradi zaviranja in pospeševanja pa tudi vzdolžno. Vpliv vetra deluje v globalni Y smeri na prekladno konstrukcijo preko katere se prenaša v stebre. Na preklado deluje tudi vpliv spremembe temperature (enakomerna in neenakomerna), vpliv lezenja ter vpliv krčenja (avtogeno krčenje in krčenje zaradi izhlapevanja vode), ki ga upoštevamo kot enakomerni vpliv temperature.

5.1 Lastna teža in preostala stalna obtežba

V preglednici Pr. 6 so navedene vrednosti lastne teže nosilne konstrukcije ter preostale stalne obtežbe, ki delujejo na linijskem modelu, narejenem v programu Sofistik.

Pr. 6: Lastna teža in preostala stalna obtežba

Lastna teža nosilne konstrukcije		Upošteva program
Hodnika	$2 \cdot (1,1 \text{ m} \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) =$	6,6 kN/m
Robna venca	$2 \cdot (0,54 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) =$	9,45 kN/m
Betonski varovalni ograji	$2 \cdot (0,2 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3) =$	10 kN/m
Asfaltbeton (obrabni in zaščitni sloj)	$7,5 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	13,13 kN/m
Hidroizolacija	$9,7 \text{ m} \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 =$	2,13 kN/m
Ograji za pešce	$2 \cdot 1 \text{ kN/m} =$	2 kN/m
		43,31 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

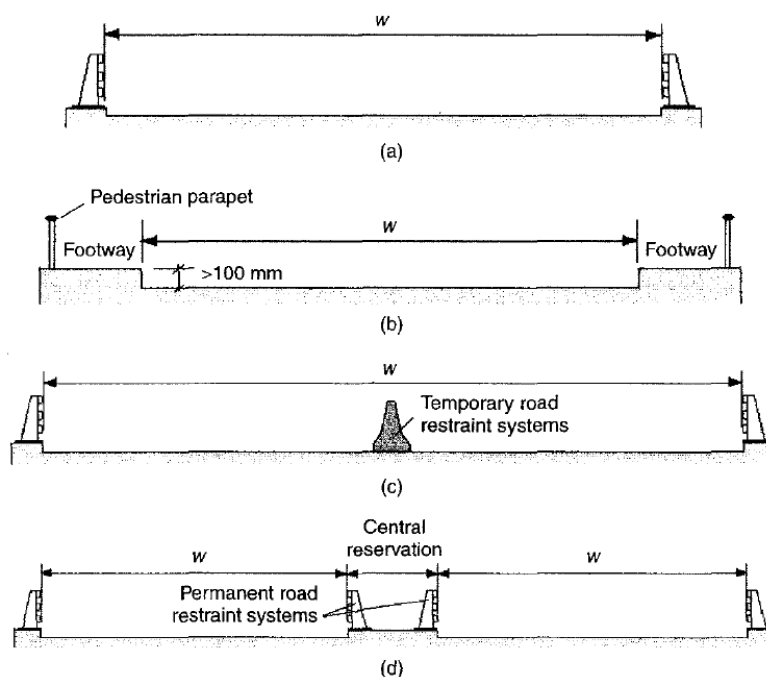
5.2 Prometna obtežba

Standard SIST EN 1991-2:2004 pri prometni obtežbi obravnava različne obtežne modele in obtežne skupine. Najprej pa je potrebno določiti širine prometnih pasov in preostalega dela cestišča na način, ki je prikazan na sliki Sl. 35 in preglednici Pr. 7. V mojem primeru velja:

- širina cestišča: $w = 7,5 \text{ m}$,
- širina prometnega pasu: $\check{s}_l = 3 \text{ m}$,
- število prometnih pasov: $n = w/\check{s}_l = 7,5 \text{ m}/3 \text{ m} = 2,5 \rightarrow n = 2$,
- širina preostalega dela cestišča: $w - (\check{s}_l \cdot n) = 7,5 \text{ m} - (3 \text{ m} \cdot 2) = 1,5 \text{ m}$.

Pr. 7: Določanje števila prometnih pasov in širine (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)

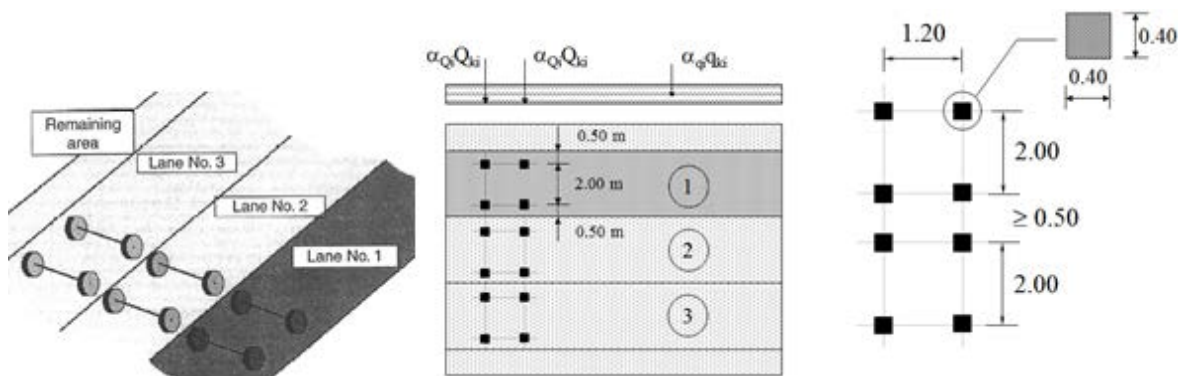
Širina cestišča (w)	Št. pasov (n_l)	Širina pasu (\check{s}_l)	Širina preostalega dela
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{celo število } (w/3)$	3 m	$w - (3 \cdot n_l)$



Sl. 35: Primeri določanja širine vozišča (vir: Calgario in sod., 2010)

5.2.1 Obtežni model LM1

Prometno obtežbo modeliram z modelom LM1, ki je sestavljen iz po dveh koncentriranih sil v dveh oseh ($\alpha_Q \cdot Q_k$) in enakomerno porazdeljene obtežbe ($\alpha_q \cdot q_k$). Obe obtežbi se postavita tako, da delujeta najbolj neugodno. Faktorja α_Q in α_q sta v splošnem odvisna od razreda ceste in pričakovanega prometa. V mojem primeru privzamem priporočeni vrednosti iz standarda SIST EN 1991-2:2004, kjer sta $\alpha_Q = \alpha_q = 1,0$. To pomeni, da na konstrukciji upoštevam težki tovorni mednarodni promet.



Sl. 36: Shema obtežbe za model LM1 (vir: Calgario in sod., 2010 in SIST EN 1991-2:2004)

Karakteristične vrednosti obtežb za obtežni model LM1 obravnava standard SIST EN 1991-2:2004 (Pr. 8). Standard dopušča, da lahko dvoosno obtežbo nadomestimo z enoosno, pod pogojem, da je dolžina polj večja od 10 m. V mojem primeru so vsa polja daljša od 10 m, zato sem to poenostavitev tudi uporabil.

Pr. 8: Karakteristične vrednosti za LM1 (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)

Lega	Koncentrirana obtežba	Porazdeljena obtežba
	Osna obtežba Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2,5
Pas 3	100	2,5
Ostali pasovi	0	2,5
Preostali del	0	2,5

V splošnem torej velja, da na vsako os (sprednjo in zadnjo) deluje osna obtežba Q_{ik} . Ker pa eno os sestavljata dve kolesi, pomeni, da na vsako kolo deluje polovica osne obtežbe. Če to predstavim na

primeru za pas 1, to pomeni, da je Q_{ik} enak 300 kN, obtežba, ki deluje na kolo pa je torej enaka 150 kN (Sl. 37.).

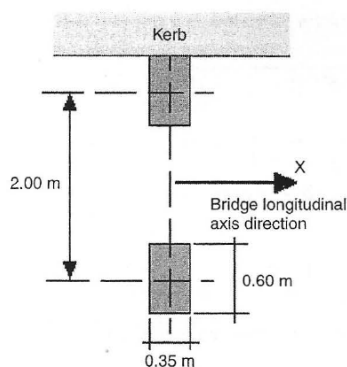


Sl. 37: Obtežba za vsako os posebej

Poenostavitev torej dopušča, da združimo sprednjo in zadnjo os, kar pomeni dvakrat večjo vrednost $2 \cdot Q_{ik}$ kot je podana v tabeli. Na vsako kolo pa deluje polovica te obtežbe. Če to zopet predstavim na primeru za pas 1, pomeni, da je $2 \cdot Q_{ik}$ enak 600 kN in obtežba, ki deluje na kolo enaka 300 kN.

5.2.2 Obtežni model LM2

Obtežni model LM2 je namenjen lokalni analizi posameznih delov mostu, zato sem s tem obtežnim modelom preverjal nosilnost konzolnega dela prekladne konstrukcije. Ta obtežni model je sestavljen iz enoosne obtežbe $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, pri čemer je $Q_{ak} = 400$ kN in $\beta_Q = \alpha_Q$. V mojem primeru velja, da je $\alpha_Q = 1,0$. Na vsako kolo torej deluje obtežba 200 kN na površini, ki je prikazana na sliki Sl. 38.



Sl. 38: Shema obtežbe za model LM2 (vir: Calgaro in sod., 2010 in SIST EN 1991-2:2004)

5.2.3 Obtežne skupine

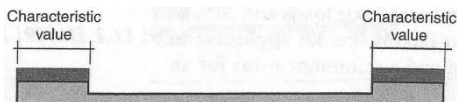
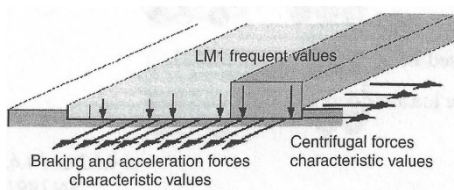
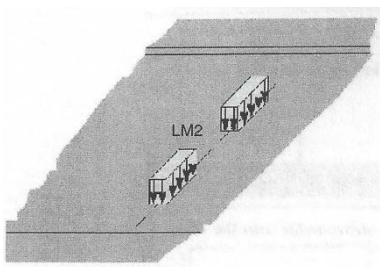
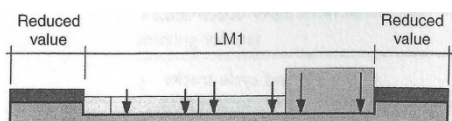
Standard SIST EN 1991-2:2004 predpisuje 6 različnih obtežnih skupin, kot je prikazano v preglednici Pr. 9a in Pr. 9b. Ker nekatere skupine niso tako pogoste in v mojem primeru niso merodajne, jih v nalogi ne uporabim. Tvorim tri skupine obtežb za globalno analizo, ki so naslednje:

- Skupina GR1A,
- Skupina GR2,

- Skupina GR3.

Za lokalno analizo konzolnega dela prekladne konstrukcije pa tvorim obtežno skupino GR1A ter GR1B.

Pr. 9a: Skupina obtežb, ki jih predpisuje standard SIST EN 1991-2:2004 (povzeto po Calgaro in sod., 2010)

**GR1A**

Vozišče je obremenjeno z obtežnim modelom LM1 (s karakterističnimi vrednostmi), pločnik pa je obremenjen z reducirano enakomerno obtežbo. Priporočena vrednost enakomerne obtežbe za pločnik je 3 kN/m^2 . Za analizo konstrukcije je ravno ta skupina najbolj pomembna.

GR1B

Ta skupina vključuje le obtežni model LM2 s karakterističnimi vrednostmi. Pri tem obtežnem modelu gre le za enosno obtežbo in je namenjen lokalni analizi posameznih delov mostu.

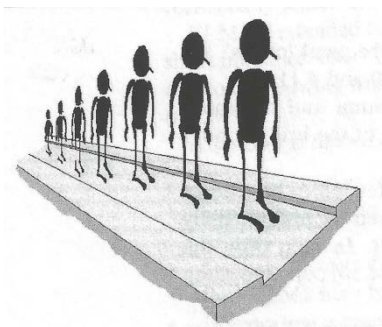
GR2

Ta skupina vključuje karakteristične horizontalne sile, ki so posledica zaviranja, pospeševanja in centrifugalne sile (le v primeru ukrivljenega mostu). Vertikalne sile zaradi obtežnega modela LM1 upoštevane s pogostimi vrednostmi delujejo hkrati s horizontalnimi silami. Kljub temu, da so horizontalne sile neodvisne med sabo, jih lahko hkrati upoštevamo z njihovimi karakterističnimi vrednostmi.

GR3

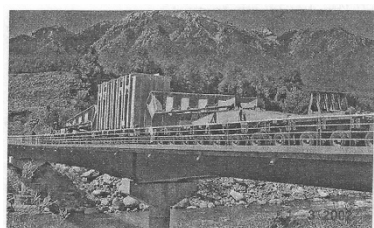
Ta skupina upošteva le karakteristično vertikalno obtežbo, ki je posledica pešcev in kolesarjev na pločniku. Evrokod obravnava, da je potrebno obtežiti le en pločnik namesto obeh v primeru, da je ta kombinacija bolj neugodna.

Pr. 9b: Skupina obtežb, ki jih obravnava standard SIST EN 1991-2:2004 (povzeto po Calgaro in sod., 2010)



GR4

Ta skupina upošteva gnečo ljudi tako na vozišču kot na pločniku. To obtežno skupino je potrebno preveriti takrat, kadar to zahteva naročnik.



GR5

Ta skupina upošteva posebna vozila neobičajnih dimenzij in tež (npr. vozila za izredne prevoze).

Izbiri pravilne vrednosti za obtežbo pri posamezni obtežni skupini obravnava standard SIST EN 1991-2:2004, kot sem prikazal v preglednici Pr. 10. Pomen oznak v preglednici je naslednji:

- KAR pomeni karakteristično vrednost,
- KOMB pomeni kombinacijsko vrednost in
- POG pomeni pogostno vrednost.

Pr. 10: Izbira vrednosti za obtežbe za različne obtežne skupine (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)

Skupina obtežbe	Vozišče				Pločnik		
	Vert. obt.			Hor. obt.		Vert. obt.	
	LM1	LM2	LM3	LM4	Zav. / posp. sile	Cent. sile	Porazd. obt.
GR1A	KAR						KOMB
GR1B		KAR					
GR2	POG				KAR	KAR	
GR3							KAR
GR4				KAR			KAR
GR5			KAR				

V preglednici Pr. 11 so navedene priporočene vrednosti faktorjev ψ_i za cestne mostove. To so redukcijski faktorji, ki jih moramo upoštevati pri kombinaciji obtežb. Faktorji ψ_i so naslednji:

- ψ_0 za kombinacijsko vrednost,
- ψ_1 za pogosto vrednost,
- ψ_2 za navidezno stalno vrednost.

Pr. 11: Priporočene vrednosti ψ_i faktorjev za cestne mostove (povzeto po Calgaro in sod., 2010)

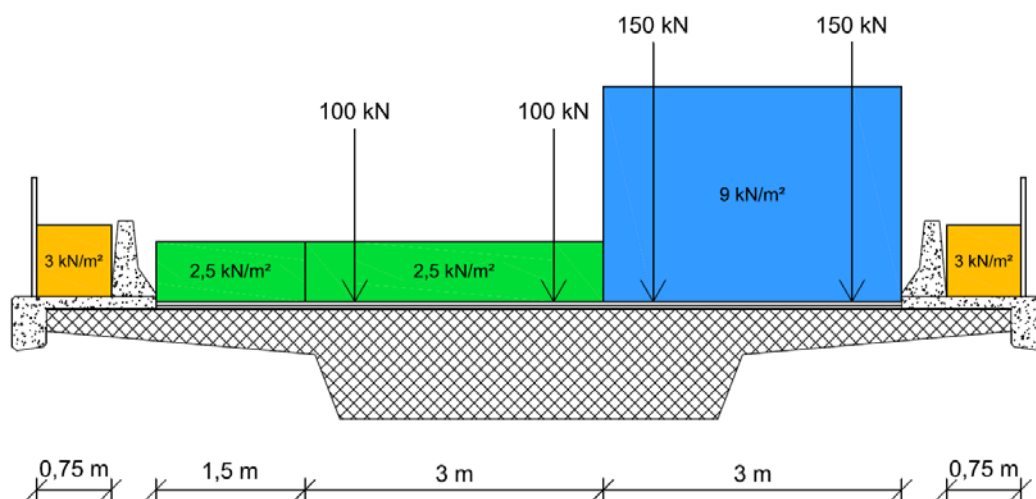
Obtežba	Oznaka sk.	Podroben opis obt.	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Prometna obtežba	GR1A	Konc. obt.	0,75	0,75	0
		Porazd. obt.	0,40	0,40	0
		Obt. na hodnikih in kolesarskih stezah	0,40	0,40	0
	GR1B	LM2	0	0,75	0
	GR2	Horizontalne sile	0	0	0
	GR3	Obt. na hodnikih in kolesarskih stezah	0	0	0
	GR4	LM4 - gneča	0	0,75	0
	GR5	LM3 – specialna voz.	0	0	0
Sneg	S_w	V času gradnje	0,8	-	0
Veter	F_{Wk}	Kočno stanje	0,6	0,2	0
		V času gradnje	0,8	-	-
	F_W^*		1	-	-
Temperatura			0,6	0,6	0,5

5.2.3.1 Skupina GR1A

Pri tej skupini upoštevamo obtežni model LM1 s karakterističnimi vrednostmi. Za obtežbo na hodniku in kolesarski stezi pa vzamemo reducirano vrednost. Pri koncentrirani obtežbi so v preglednici Pr. 12 navedene vrednosti obtežb na os, na sliki Sl. 39 pa na posamezno kolo.

Pr. 12: Vrednosti obtežb za skupino GR1A

Lega	Koncentrirana obtežba	Porazdeljena obtežba
	Obtežba na os Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2,5
Preostali del	0	2,5
Pločnik	0	3



Sl. 39: Skica obtežbe za skupino GR1A (v posamezni osi vozil)

5.2.3.2 Skupina GR2

Pri tej skupini upoštevamo karakteristične horizontalne sile, ki so posledica zaviranja, pospeševanja in centrifugalne sile. V mojem primeru centrifugalnih sil ni, ker je nadvoz raven. Hkrati pa upoštevamo tudi vertikalne sile zaradi obtežnega modela LM1 s pogostimi vrednostmi. Koncentrirano obtežbo torej pomnožimo s faktorjem $\psi_1 = 0,75$, porazdeljeno obtežbo pa s faktorjem $\psi_1 = 0,40$. Horizontalno obtežbo Q_{ik} , ki zajame vpliv zavornih sil, izračunamo z izrazoma (9) in (10), ki ju obravnava standard SIST EN 1991-2:2004.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (9)$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN} \quad (10)$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,1 \cdot 1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 95 \text{ m} = 616,5 \text{ kN}$$

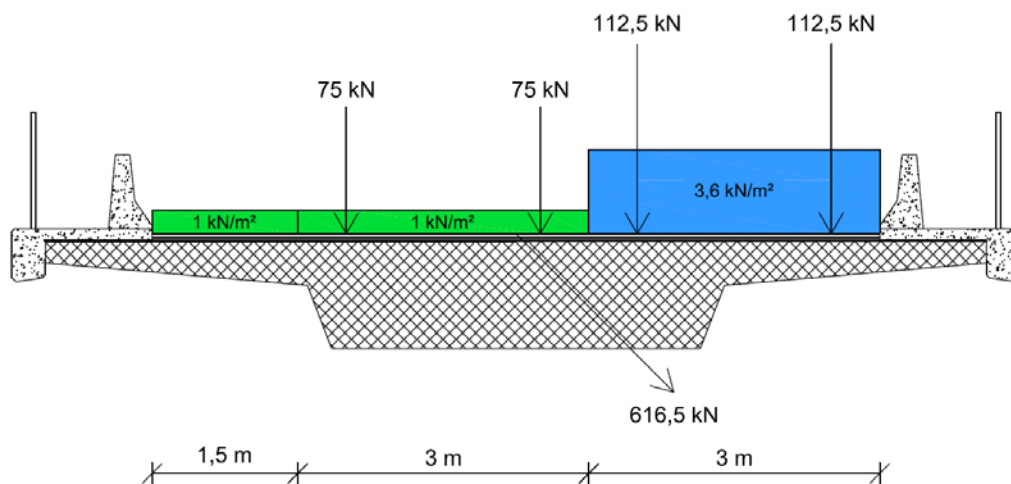
$$180 \text{ kN} \leq Q_{lk} = 616,5 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Pri tem so:

- α_{Q1}, α_{q1} ... korekcijski faktor odvisen od razreda obtežbe (upoštevam 1,0),
- $2 \cdot Q_{1k}$... osna obtežba obeh osi na pasu 1 (Pr. 8),
- q_{1k} ... porazdeljena obtežba na pasu 1 (Pr. 8),
- w_1 ... širina pasu 1 in
- L ... dolžina preklade od opornika do opornika.

Pr. 13: Vrednosti obtežb za skupino GR2

Legra	Koncentrirana obtežba Obtežba na os Q_{ik} [kN]	Porazdeljena obtežba q_{ik} [kN/m ²]	Horizontalna obtežba Q_{lk} [kN]
Pas 1	225	3,6	
Pas 2	150	1	616,5
Preostali del	0	1	
Pločnik	0	0	



Sl. 40: Skica obtežbe za skupino GR2 (v posamezni osi vozil)

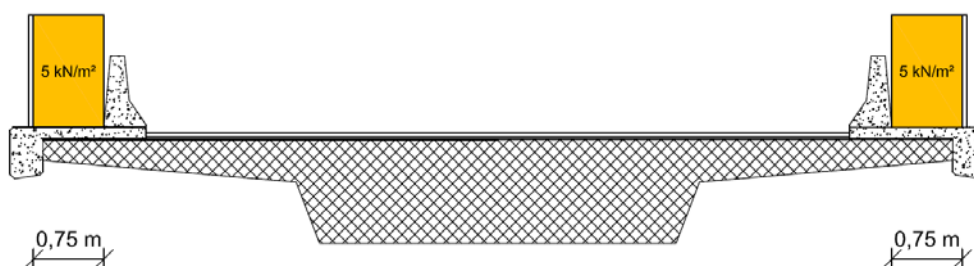
5.2.3.3 Skupina GR3

Pri tej skupini upoštevamo karakteristično obtežbo na hodniku in kolesarski stezi, ki znaša 5 kN/m^2 . Po navodilu standarda SIST EN 1991-2:2004 je potrebno upoštevati, da sta hkrati obtežena oba pločnika ali pa samo eden, pri čemer je potrebno izbrati bolj neugodno kombinacijo.

Te skupine se izognem tako, da pri obtežni skupini GR1A upoštevam karakteristično obtežbo na hodniku in kolesarski stezi.

Pr. 14: Vrednosti za skupino GR3

Lega	Koncentrirana obtežba	Porazdeljena obtežba
	Obtežba na os Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
Pas 1	0	0
Pas 2	0	0
Preostali del	0	0
Pločnik	0	5



Sl. 41: Skica obtežbe za skupino GR3

5.3 Obtežba snega

Standard EN 1991-1-3:2003, ki govori o obtežbi snega, ne podaja navodil za določanje obtežbe snega na mostovih brez strehe. Za cestne in železniške mostove brez streh namreč velja:

- obtežba snega in polna prometna obtežba v praksi ne morata delovati hkrati,
- karakteristična obtežba snega na preklado je v primerjavi s karakteristično prometno obtežbo nepomembna.

Obtežbe snega v mojem primeru torej ni potrebno upoštevati.

5.4 Vpliv vetra

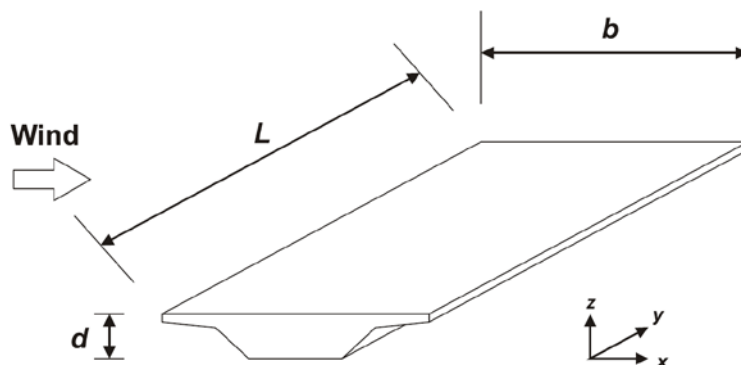
Obravnavana konstrukcija ima:

- konstantno debelino prekladne konstrukcije vzdolž objekta;
- prečni prerez, ki ustreza normalnim prekladam;
- razpon manjši od 40 m;
- višino od tal do prekladne konstrukcije manjšo od 200 m.

Zaradi vseh izpolnjenih pogojev lahko za to konstrukcijo uporabimo standard SIST EN 1991-1-4:2005, ki govori o obtežbi vetra. Postopek z upoštevanjem dinamičnega odziva ni potreben, ker je razpon manjši od 40 m.

Oznake za upoštevane dimenzije so:

- L ... dolžina v smeri y ,
- b ... širina v smeri x ,
- d ... globina v smeri z .



Sl. 42: Smeri za vplive vetra in dimenzije preklad (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Vplivi vetra na konstrukcijo so določeni za naslednje primere:

- vpliv vetra brez prometne obtežbe,
- vpliv vetra s prometno obtežbo:
 - o pri temeljni hitrosti vetra 20 m/s,
 - o pri temeljni hitrosti vetra 23 m/s.

Standard SIST EN 1991-1-4:2005 pravi, da če se cestni promet obravnava istočasno z vetrom, potem se kombinacijska vrednost $\psi_0 \cdot F_{Wk}(v_b = 20 \text{ m/s})$ vplivov vetra na most omeji z vrednostjo

$F_W^*(v_b = 23 \text{ m/s})$ kot je prikazano v naslednjem izrazu:

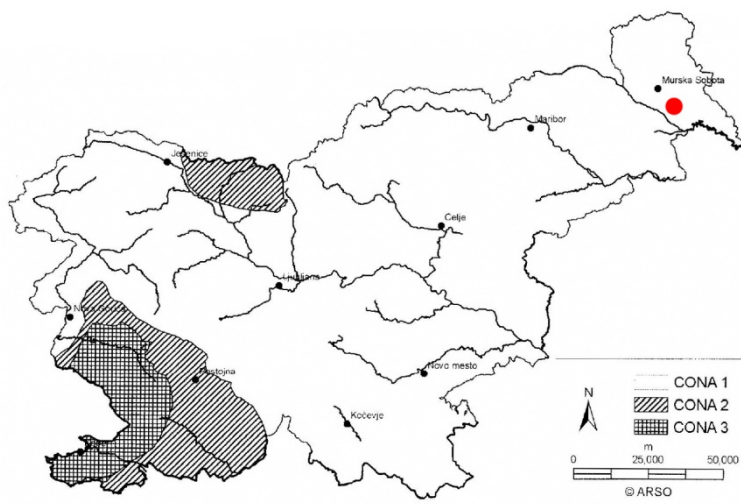
$$F_W = \min \{ \psi_0 \cdot F_{Wk}; F_W^* \}. \quad (11)$$

V mojem primeru je vpliv vetra s prometno obtežbo pri temeljni hitrosti vetra 20 m/s $F_W(v_b = 20 \text{ m/s})$ manjši od vpliva vetra s prometno obtežbo pri temeljni hitrosti vetra 23 m/s $F_W^*(v_b = 23 \text{ m/s})$, zato izračun slednjega ni potreben.

5.4.1 Vpliv vetra brez prometne obtežbe

Pr. 15: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (vir: Beg in sod., 2009)

Cona	Opis	Nadmorska višina [m]	$V_{b,0}$ [m/s]
1	Večina Slovenije	pod 800	20
		800 – 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
2	Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke	pod 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
3	Primorje, Kras in del Vipavske doline	-	30



Sl. 43: Cone z enako temeljno vrednostjo osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (vir: SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007)

Upoštevamo nadmorsko višino v Beltincih, ki znaša 178 m (Statistični urad Republike Slovenije, 11.3.2013) in cono 1, ter osnovno hitrost vetra izračunamo po naslednjem izrazu.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (12)$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Pri tem so:

- v_b ... osnovna hitrost vetra,
- c_{dir} ... faktor smeri (priporočena vrednost je 1,0),
- c_{season} ... faktor letnega časa (priporočena vrednost je 1,0) in
- $v_{b,0}$... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra.

Osnovni tlak vetra se izračuna po naslednjem izrazu.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (13)$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (14)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(20 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Pri tem so:

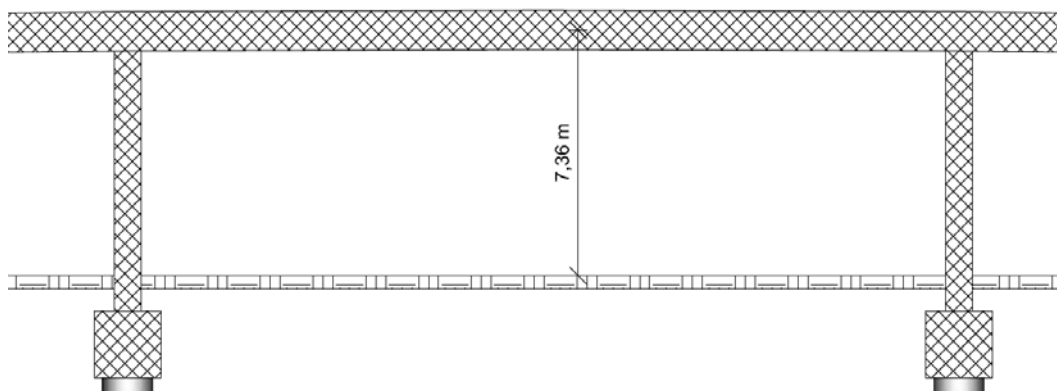
- q_b ... osnovni tlak vetra,
- ρ ... gostota zraka (priporočena vrednost je 1,25 kg/m³) in
- v_b ... osnovna hitrost vetra.

Preden določim tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra, moram določiti še kategorijo terena, višino z nad terenom in faktor izpostavljenosti $c_e(z)$. Kategorije terena so prikazane v preglednici Pr. 16; v mojem primeru je primerna kategorija II.

Pr. 16: Kategorija terena in terenski parametri (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

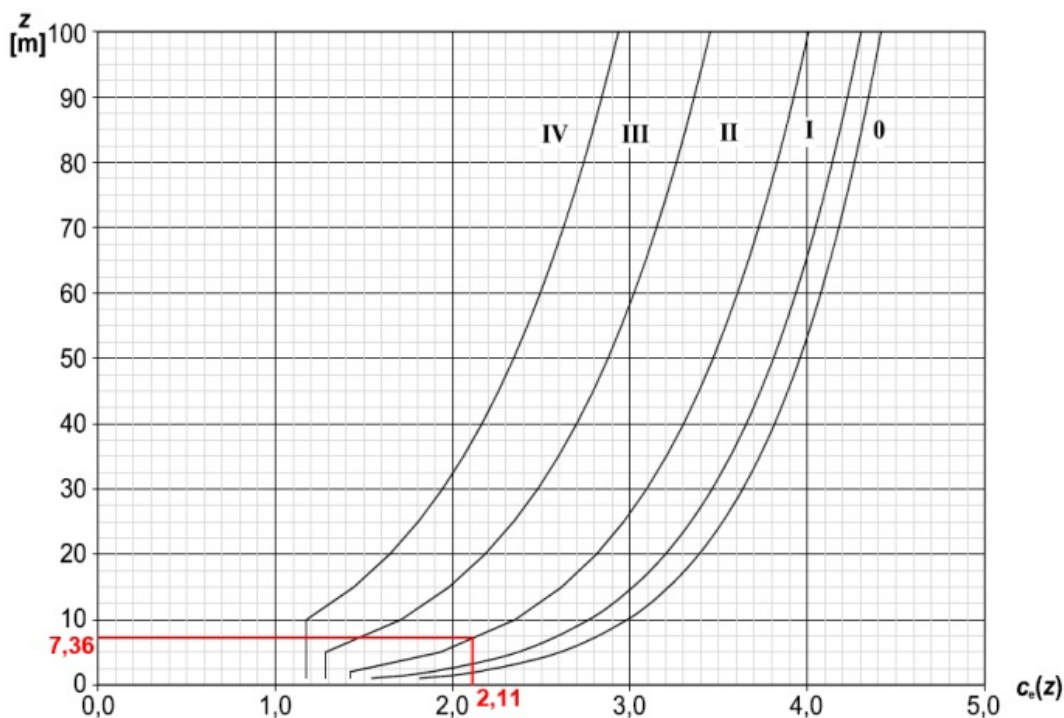
Kategorija terena		z_0	z_{\min}
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20-tih višin ovir	0,05	2
III	Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20-tih višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1,0	10

Višina z nad terenom do sredine višine preklade znaša 7,36 m (Sl. 44).



Sl. 44: Višina z nad terenom do sredine višine preklade

Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ lahko določimo iz diagrama na sliki Sl. 45, pri tem je privzeto, da sta faktor hribovitosti c_0 in turbulenčni faktor k_I enaka 1,0. Faktor hribovitosti se lahko zanemari, če je privettni teren nagnjen za manj kot 3° . Ker gre v mojem primeru za ravninski teren je faktor hribovitosti c_0 enak 1,0. Za turbulenčni faktor k_I pa je priporočena vrednost iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005 enaka 1,0.



Sl. 45: Diagram faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ (za $c_0 = 1,0$ in $k_f = 1,0$) (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)

Iz zgornjega diagrama (Sl. 45) odčitam vrednost faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ za kategorijo II pri višini z , ki je enaka 7,36 m. Ta vrednost znaša 2,11.

Tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra na višini z izračunamo po naslednjem izrazu:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (15)$$

$$q_p(z) = 2,11 \cdot 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 527,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

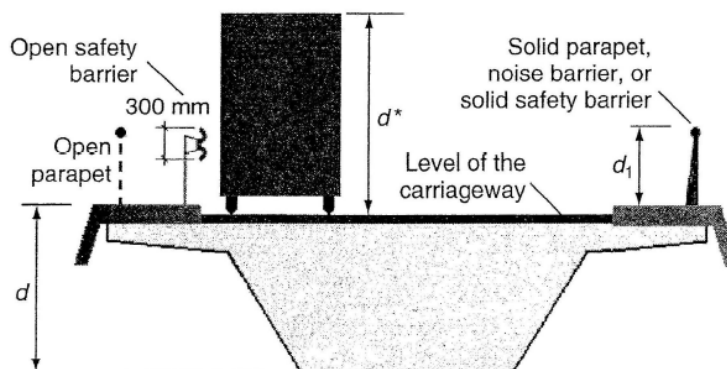
Pri tem sta:

- $q_p(z)$... tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra na višini z nad tlemi in
- $c_e(z)$... faktor izpostavljenosti odvisen od višine z nad tlemi.

Preden lahko izračunam silo vetra, moram določiti še referenčno površino in koeficient sile. Pri računu referenčne površine potrebujemo višino prereza d' , ki jo določimo s pomočjo slik Sl. 46 in Sl. 47 ter preglednice Pr. 17:

$$d' = d + 2 \cdot d_1. \quad (16)$$

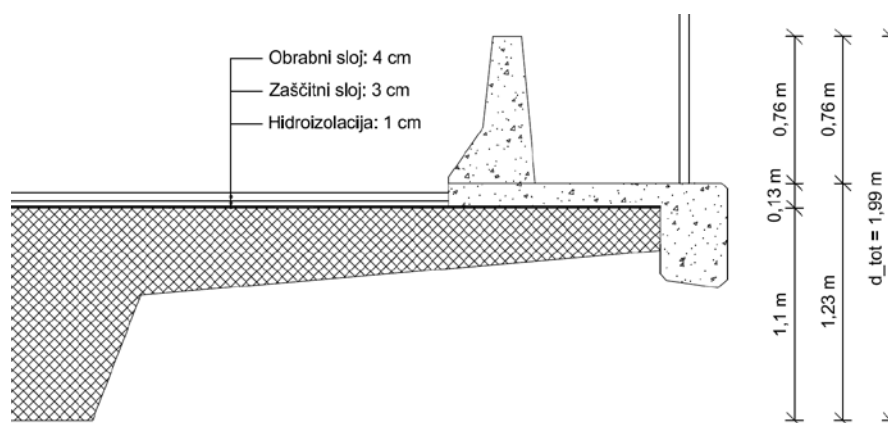
$$d' = (1,1 \text{ m} + 0,01 \text{ m} + 0,12 \text{ m}) + (2 \cdot 0,76 \text{ m}) = 2,75 \text{ m}$$



Sl. 46: Določanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (vir: Calgario in sod., 2010)

Pr. 17: Višina prereza d' za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Cestne ograje na mostovih	Na eni strani	Na obeh straneh
Odprt parapet ali odprta varnostna ograja	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Poln parapet ali polna varnostna ograja	$d + d_1$	$d + 2 \cdot d_1$
Odprt parapet in odprta varnostna ograja	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$



Sl. 47: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije

Referenčno površino $A_{ref,x}$ za obtežne kombinacije brez prometne obtežbe določimo z izrazom (17), pri čemer višino prereza d' določimo s pomočjo preglednice Pr. 17.

$$A_{ref,x} = d' \cdot L \tag{17}$$

$$L = 95 \text{ m}$$

$$d' = 2,75 \text{ m}$$

$$A_{ref,x} = 2,75 \text{ m} \cdot 95 \text{ m} = 261,25 \text{ m}^2$$

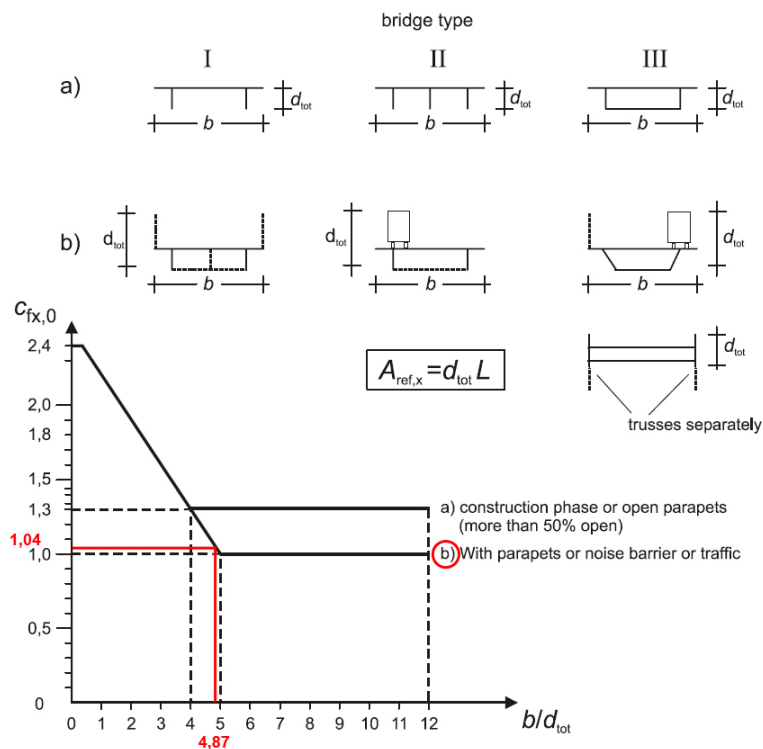
Koeficient sile za prečno smer $c_{f,x}$ določimo iz diagrama na sliki Sl. 48, pri čemer potrebujemo tudi razmerje med širino prekladne konstrukcije in višino prereza d_{tot} , ki je prikazana na sliki Sl. 47.

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{9,7 \text{ m}}{1,99 \text{ m}} = 4,87$$

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,04$$

Pri tem sta:

- $c_{f,x}$... koeficient sile za vplive vetra na preklade v smeri x in
- $c_{fx,0}$... koeficient sile brez upoštevanja prostega končnega toka.



Sl. 48: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)

Silo vetra v x smeri brez prometne obtežbe se izračuna z izrazom (18).

$$F_{Wk,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,x} \quad (18)$$

$$F_{Wk,x} = 1,0 \cdot 1,04 \cdot 527,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 261,25 \text{ m}^2 = 143321,8 \text{ N} = 143,3 \text{ kN}$$

Pri tem sta:

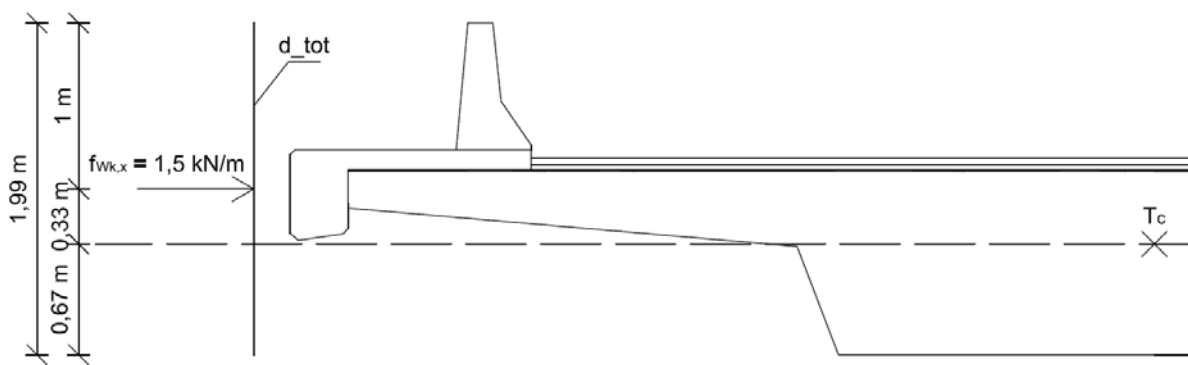
$F_{Wk,x}$... skupna sila vetra v smeri x in

$c_s c_d$... faktor sestavljen iz faktorja velikosti in dinamičnega faktorja (ker dinamični postopek ni potreben, se upošteva vrednost 1,0).

Če želimo imeti porazdeljeno silo vetra v smeri x po celotni dolžini objekta, potem moramo dobljeno silo deliti z dolžino celotne konstrukcije L .

$$f_{Wk,x} = \frac{F_{Wk,x}}{L} = \frac{143,3 \text{ kN}}{95 \text{ m}} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

V programu Sofistik moram upoštevati ekscentričnost delovanja sile vetra, ker se le ta nahaja na sredini višine d_{tot} , v programu pa se obtežbo podaja za težiščno os prereza. Ekscentričnost določim z razdaljo med težiščem prereza prekladne konstrukcije in mestom rezultante sile vetra. Razdalja je prikazana na sliki Sl. 49 in ta znaša 0,33 m.



Sl. 49: Ekscentričnost delovanja sile vetra (brez prometne obtežbe)

5.4.2 Vpliv vetra s prometno obtežbo pri temeljni hitrosti 20 m/s

Ker je postopek izračuna vpliva vetra s prometno obtežbo podoben kot v prejšnjem poglavju, kjer sem obravnaval vpliv vetra brez prometne obtežbe, sem tokrat izračunal le določene enačbe. Pri enačbah, ki ostanejo nespremenjene sem napisal samo končno vrednost.

$$v_b = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_b = 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(z) = 527,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

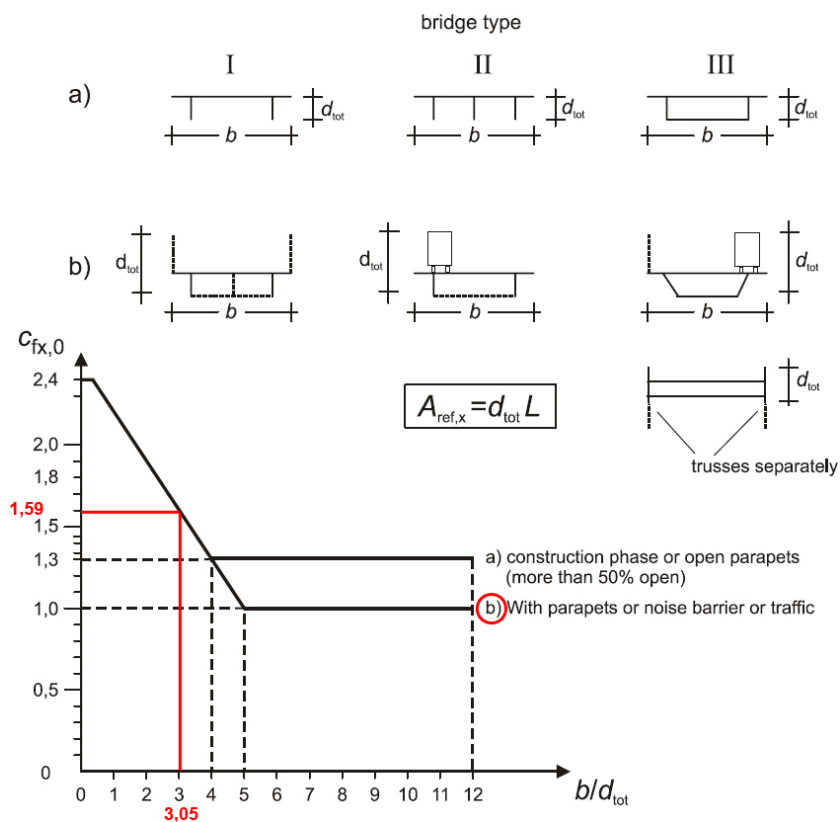
Pri računu višine prereza za referenčno površino je potrebno upoštevati še višino prometnih vozil (Sl. 46). Standard za višino vozil predpisuje vrednost 2 m. Višino prereza torej določimo z naslednjim izrazom, kjer upoštevamo višino prekladne konstrukcije, debelino sestave cestišča ter višino vozil.

$$d' = d_{tot} = (1,1 \text{ m} + 0,01 \text{ m} + 0,03 \text{ m} + 0,04 \text{ m}) + (2 \text{ m}) = 3,18 \text{ m}$$

$$A_{ref,x} = d' \cdot L = 3,18 \text{ m} \cdot 95 \text{ m} = 302,1 \text{ m}^2$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{9,7 \text{ m}}{3,18 \text{ m}} = 3,05$$

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,59$$



Sl. 50: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)

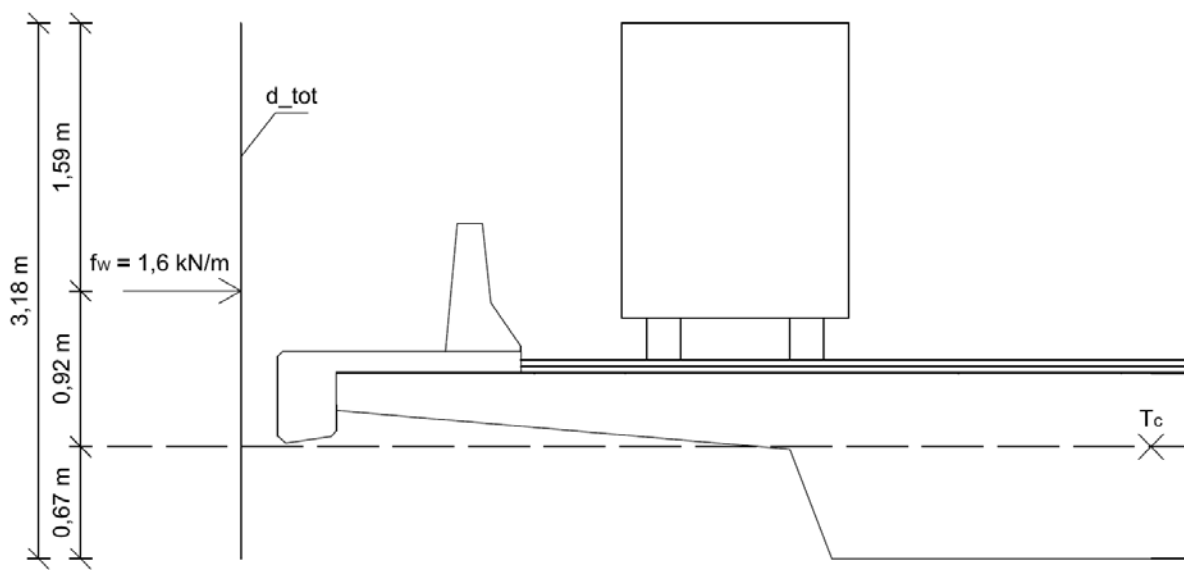
Sila vetra v x smeri za prometno obtežbo pri temeljni hitrosti vetra 20 m/s znaša:

$$F_{Wk,x} = 1,0 \cdot 1,59 \cdot 527,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 302,1 \text{ m}^2 = 253378,8 \text{ N} = 253,4 \text{ kN.}$$

$$F_W = \psi_0 \cdot F_{Wk,x} = 0,6 \cdot 253,4 \text{ kN} = 152 \text{ kN}$$

$$f_W = \frac{F_W}{L} = \frac{152 \text{ kN}}{95 \text{ m}} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tudi tukaj upoštevam ekscentričnost delovanja sile vetra in ta znaša 0,92 m (Sl. 51).



Sl. 51: Ekscentričnost delovanja sile vetra (s prometno obtežbo)

5.5 Toplotni vplivi

Toplotne vplive na objekt določim s pomočjo standarda SIST EN 1991-1-5:2004. Toplotni vpliv upoštevam samo na prekladni konstrukciji. Standard obravnava tri tipe mostnih preklad, obravnavani nadvoz pa spada v tretji tip (med betonske preklade).

Pr. 18: Tipi mostnih preklad (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004: str. 19)

Tip 1	Jeklena prekladna konst.	Jekleni škatlasti nosilec Jekleno paličje ali jekleni nosilci
Tip 2	Sovprežna prekladna konst.	
Tip 3	Betonska prekladna konst.	Betonska plošča Betonski nosilec Betonski škatlasti nosilec

5.5.1 Enakomerna sprememba temperature

Pri enakomerni spremembi temperature je najprej potrebno določiti najvišjo T_{max} in najnižjo T_{min} pričakovano temperaturo. To določim s pomočjo literature (Beg in sod., 2009), ki podaja maksimalne in minimalne dnevne temperature zraka s povratno dobo 50 let. Podatke privzamem za najbližji zabeležen kraj in to je Murska Sobota. Vrednosti sta naslednji:

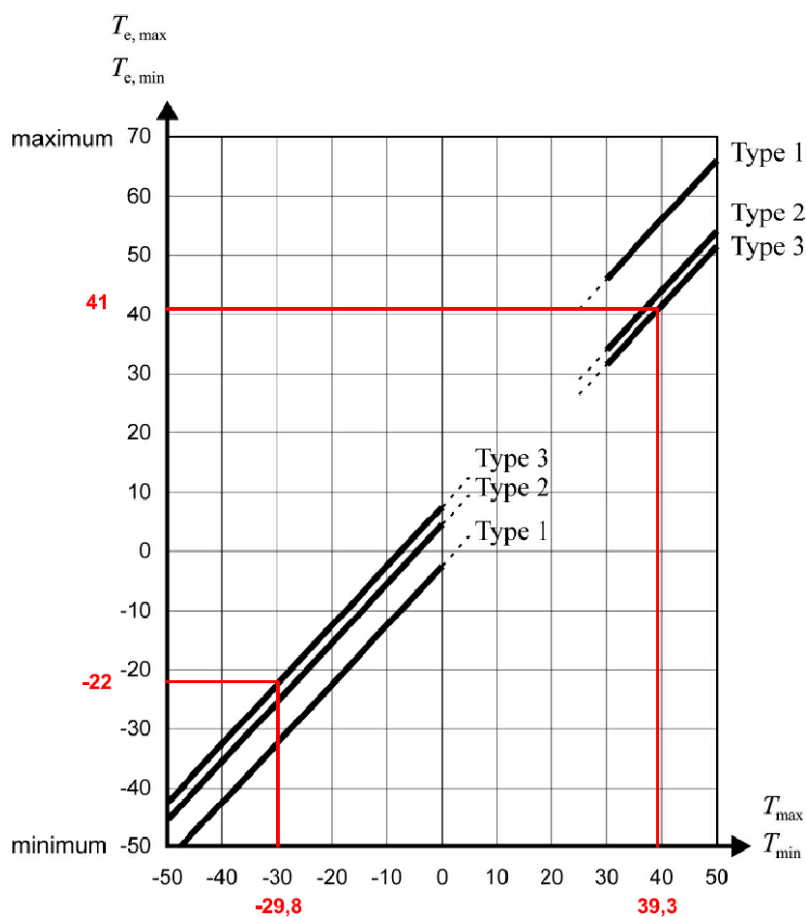
$$T_{\max 50} = 39,3 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

$$T_{\min 50} = -29,8 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Standard SIST EN 1991-1-5:2004 za referenčno temperaturo T_0 v trenutku, ko je most zgrajen, priporoča vrednost 10°C . Maksimalno in minimalno efektivno temperaturo določim iz diagrama na sliki Sl. 52, njuni vrednosti pa sta naslednji:

$$T_{e,\max} = 41 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,\min} = -22 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$



Sl. 52: Maksimalna $T_{e,\max}$ in minimalna efektivna temperatura $T_{e,\min}$ (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004)

Standard SIST EN 1991-1-5:2004 podaja enačbi (19) in (20) za izračun pozitivne $\Delta T_{N,\exp}$ in negativne $\Delta T_{N,\text{con}}$ enakomerne spremembe temperature.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (19)$$

$$\Delta T_{N,con} = 10 \text{ °C} - (-22 \text{ °C}) = 32 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (20)$$

$$\Delta T_{N,exp} = 41 \text{ °C} - 10 \text{ °C} = 31 \text{ °C}$$

5.5.2 Neenakomerna sprememba temperature

Standard SIST EN 1991-1-5:2004 podaja dva postopka za izračun vplivov neenakomerne spremembe temperature, in sicer z linearnim in nelinearnim potekom spremembe temperature. Odločim se za enostavnejši linearni potek. Za določitev neenakomerne spremembe temperature z linearnim potekom potrebujem pozitivno $\Delta T_{M,heat}$ in negativno $\Delta T_{M,cool}$ neenakomerno spremembo temperature. Za ti dve vrednosti pa standard podaja priporočene vrednosti v preglednici Pr. 19, ki sta naslednji:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C},$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}.$$

Pr. 19: Priporočene vrednosti neenakomerne spremembe temperature pri linearnem poteku po višini (povzeto po SIST EN 1991-1-5:2004: str. 24)

Tip prekladne konst.	Toplejši zgornji del	Toplejši spodnji del
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tip 1:		
Jeklena prekladna konst.	18	13
Tip 2:		
Sovprežna prekladna konst.	15	18
Tip 3:		
Betonska prekladna konst.		
- Bet. škatlasti nosilec	10	5
- Betonski nosilec	15	8
- Betonska plošča	15	8

Ker so vrednosti v preglednici Pr. 19 navedene za sestavo cestišča v debelini 50 mm, je potrebno te vrednosti korigirati s faktorjem k_{sur} , če je debelina sestave cestišča drugačna. V mojem primeru je

sestava cestišča narejena iz treh plasti, in sicer iz hidroizolacije (1 cm), zaščitnega sloja (3 cm) in obrabnega sloja (4 cm). Skupna debelina je torej 80 mm. Standard SIST EN 1991-1-5:2004 podaja vrednosti za faktor k_{sur} . Ker so v preglednici Pr. 20 za faktor k_{sur} navedene le vrednosti za debeline 50 mm, 100 mm in 150 mm, dobim ustrezno vrednost z interpolacijo.

$$k_{sur,heat} = 0,82$$

$$k_{sur,cool} = 1,0$$

Pr. 20: Priporočene vrednosti za faktor k_{sur} pri različnih debelinah sestave cestišča in tipih mostnih preklad (vir: SIST EN 1991-1-5:2004: str. 25)

Debelina sestave cestišča [mm]	Tip 1		Tip 2		Tip 3	
	$k_{sur,heat}$	$k_{sur,cool}$	$k_{sur,heat}$	$k_{sur,cool}$	$k_{sur,heat}$	$k_{sur,cool}$
Brez sestave	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Vodoodporna sest.	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Balast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Korigirane vrednosti za $\Delta T_{M,heat}$ in $\Delta T_{M,cool}$ so naslednje.

$$\Delta T_{M,heat,kor} = k_{sur,heat} \cdot \Delta T_{M,heat} \quad (21)$$

$$\Delta T_{M,heat,kor} = 0,82 \cdot 15 \text{ °C} = 12,3 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool,kor} = k_{sur,cool} \cdot \Delta T_{M,cool} \quad (22)$$

$$\Delta T_{M,cool,kor} = 1,0 \cdot 8 \text{ °C} = 8 \text{ °C}$$

5.5.3 Kombinacija enakomerne in neenakomerne spremembe temperature

Za kombiniranje enakomerne in neenakomerne spremembe temperature standard SIST EN 1991-1-5:2004 podaja izraza (23) in (24). S tema izrazoma pa dobimo 8 kombinacij spremembe temperature, pri čemer enkrat prevladuje enakomerna in drugič neenakomerna sprememba temperature.

$$\Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (ali } \Delta T_{N,\text{con}}) \text{ "+" } \omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \text{ (ali } \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}}) \quad (23)$$

$$\Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \text{ (ali } \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}}) \text{ "+" } \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (ali } \Delta T_{N,\text{con}}) \quad (24)$$

Standard SIST EN 1991-1-5:2004 za ω_N in ω_M podaja naslednji priporočeni vrednosti:

$$\omega_N = 0,35,$$

$$\omega_M = 0,75.$$

Kombinacije spremembe temperature za moj primer so naslednje (Sl. 53).

$$\Delta T_{N,\text{exp}} \text{ "+" } \omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \rightarrow \Delta T_{N,\text{exp}} = 31 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,75 \cdot \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} = 12,3 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 1})$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} \text{ "+" } \omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} \rightarrow \Delta T_{N,\text{exp}} = 31 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,75 \cdot \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} = 8 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 2})$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} \text{ "+" } \omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \rightarrow \Delta T_{N,\text{con}} = 32 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,75 \cdot \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} = 12,3 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 3})$$

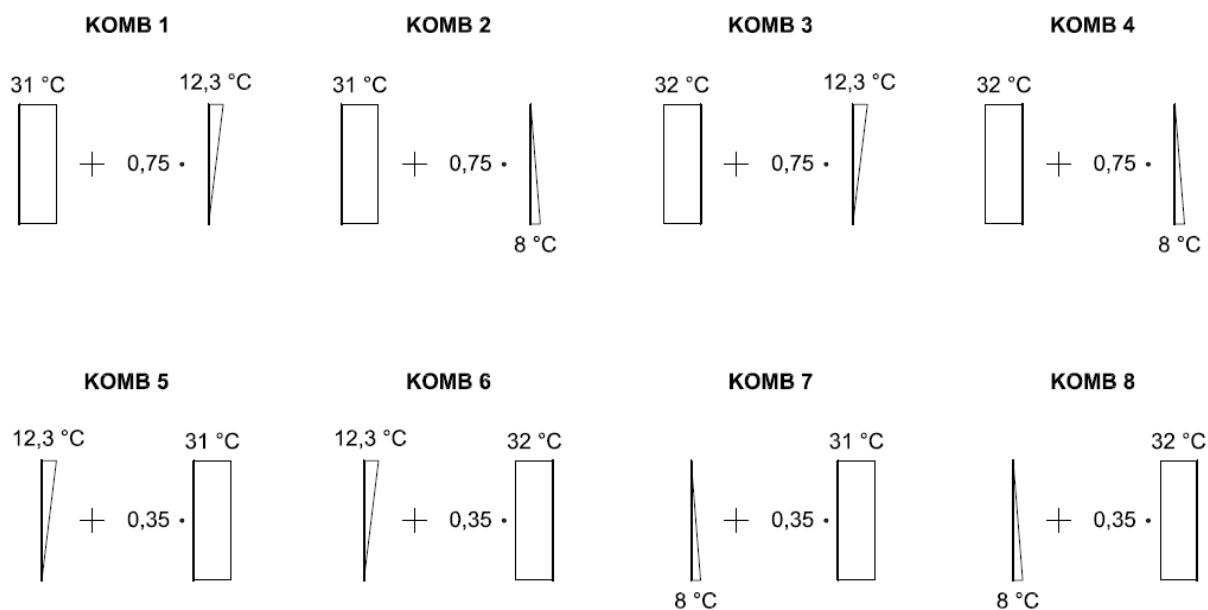
$$\Delta T_{N,\text{con}} \text{ "+" } \omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} \rightarrow \Delta T_{N,\text{con}} = 32 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,75 \cdot \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} = 8 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 4})$$

$$\Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \text{ "+" } \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} \rightarrow \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} = 12,3 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,35 \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} = 31 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 5})$$

$$\Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} \text{ "+" } \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{con}} \rightarrow \Delta T_{M,\text{heat},\text{kor}} = 12,3 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,35 \cdot \Delta T_{N,\text{con}} = 32 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 6})$$

$$\Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} \text{ "+" } \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} \rightarrow \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} = 8 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,35 \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} = 31 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 7})$$

$$\Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} \text{ "+" } \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{con}} \rightarrow \Delta T_{M,\text{cool},\text{kor}} = 8 \text{ }^\circ\text{C} \text{ "+" } 0,35 \cdot \Delta T_{N,\text{con}} = 32 \text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{KOMB 8})$$



Sl. 53: Kombinacije enakomerne in neenakomerne spremembe temperature

5.6 Reološki vplivi

Pri reoloških vplivih upoštevam lezenje in krčenje betonske prekladne konstrukcije. To določim v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

5.6.1 Krčenje betona

Celotno krčenje betona ε_{cs} je sestavljeno iz krčenja betona zaradi sušenja ε_{cd} in avtogenega krčenja betona ε_{ca} .

5.6.1.1 Krčenje zaradi sušenja

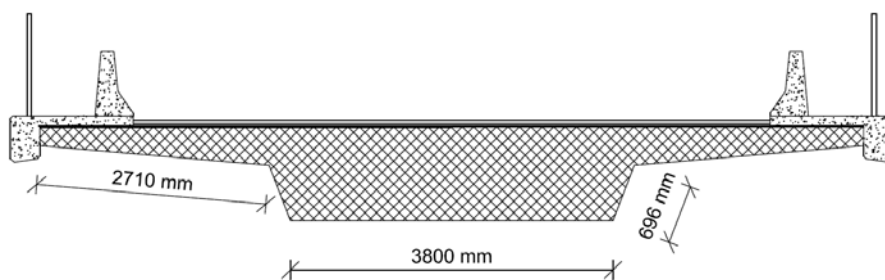
Pri izračunu časovnega razvoja deformacije krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd}(t)$ moram najprej določiti nazivno velikost prečnega prereza h_0 z izrazom (25).

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (25)$$

$$A_c = 6,3765 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \cdot 2,71 \text{ m} + 2 \cdot 0,696 \text{ m} + 3,8 \text{ m} = 10,612 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 6,3765 \text{ m}^2}{10,612 \text{ m}} = 1,202 \text{ m} = 1202 \text{ mm}$$

Sl. 54: Dimenzije za določitev obsega u

Pri tem sta:

- A_c ... ploščina prečnega prereza betona (prečni prerez prekladne konstrukcije) in
 u ... obseg dela betonskega prereza, ki je pretežno izpostavljen sušenju (Sl. 54).

Koeficient k_h , ki je odvisen od nazivne velikosti h_0 , določim s pomočjo preglednice Pr. 21, ki jo navaja standard SIST EN 1992-1-1:2005. V mojem primeru je nazivna velikost h_0 večja od 500 mm, zato za k_h privzamem vrednost $k_h = 0,7$.

Pr. 21: Določitev vrednosti za k_h (vir: SIST EN 1992-1-1:2005: str. 36)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

Določiti je potrebno tudi koeficient β_{ds} z izrazom (26).

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (26)$$

$$t \rightarrow \infty \text{ in } t_s = 7 \text{ dni}$$

$$\beta_{ds}(t \rightarrow \infty, t_s = 7) = 1,0$$

Pri tem sta:

- t ... starost betona v obravnavanem času v dnevih in
 t_s ... starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja ali nabrekanja v dnevih, običajno je to ob končani negi.

Potrebno je določiti še deformacijo neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$. Standard SIST EN 1992-1-1:2005 v dodatku B podaja izraz (27) za določitev $\varepsilon_{cd,0}$:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (27)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]. \quad (28)$$

Pri tem so:

- α_{ds1} ... koeficient, odvisen od vrste cementa (4 za cement razreda N),
- α_{ds2} ... koeficient, odvisen od vrste cementa (0,12 za cement razreda N),
- f_{cm} ... srednja tlačna trdnost betona (za trdnosti razred betona C35/45 je f_{cm} enak 43 MPa),
- f_{cm0} ... standard predpisuje vrednost 10 MPa,
- RH ... relativna vlažnost okolice (predpostavim 70 %) in
- RH_0 ... standard predpisuje vrednost 100 %.

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,02$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp\left(-0,12 \cdot \frac{43 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,02 = 3,416 \cdot 10^{-4} \quad (0,34 \text{ ‰})$$

Nato lahko končne deformacije krčenja betona zaradi sušenja ε_{cd} določim z naslednjim izrazom:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}. \quad (29)$$

$$\varepsilon_{cd}(t \rightarrow \infty) = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 3,416 \cdot 10^{-4} = 2,391 \cdot 10^{-4} \quad (0,24 \text{ ‰})$$

5.6.1.2 Avtogeno krčenje

Avtogeno krčenje betona $\varepsilon_{ca}(t)$ izračunam z izrazom (32), pri čemer je potrebno upoštevati še izraza (30) in (31).

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (30)$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5} \quad (0,06 \text{ ‰})$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (31)$$

$$t \rightarrow \infty$$

$$\beta_{as}(t \rightarrow \infty) = 1,0$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (32)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 1,0 \cdot 6,25 \cdot 10^{-5} = 6,25 \cdot 10^{-5} \quad (0,06 \text{ ‰})$$

5.6.1.3 Celotno krčenje

Celotno krčenje betona ε_{cs} je sestavljeno iz krčenja betona zaradi sušenja ε_{cd} in avtogenega krčenja betona ε_{ca} . Krčenje betona zaradi sušenja ε_{cd} sem izračunal v poglavju 5.6.1.1, avtogeno krčenje betona ε_{ca} pa v poglavju 0.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (33)$$

$$\varepsilon_{cs} = 2,391 \cdot 10^{-4} + 6,25 \cdot 10^{-5} = 3,016 \cdot 10^{-4} \quad (0,30 \text{ ‰})$$

Pri tem so:

- ε_{cs} ... celotna končna deformacija zaradi krčenja betona,
- ε_{cd} ... končna deformacija krčenja betona zaradi sušenja in
- ε_{ca} ... končna deformacija zaradi avtogenega krčenja betona.

Deformacijo zaradi krčenja pretvorim v enakomerno spremembo temperature z izrazom (34).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (34)$$

$$\alpha_T = 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_T} = \frac{3,016 \cdot 10^{-4}}{10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}} = 30,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pri tem sta:

ΔT ... enakomerna sprememba temperature (padeč temperature) in

α_T ... koeficient toplotnega raztezka (za beton standard podaja vrednost $10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$).

5.6.2 Lezenje

Pri izračunu koeficienta lezenja $\varphi(t, t_0)$ z izrazom (42) moram najprej izračunati pomožne izraze (35) do (41).

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (35)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (36)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (37)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (38)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (39)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (40)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (41)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (42)$$

Pri tem so:

$\alpha_{1/2/3}$... koeficienti za upoštevanje vpliva trdnosti betona,

f_{cm} ... srednja tlačna trdnost betona (za trdnosti razred betona C35/45 je f_{cm} enak 43 MPa),

RH	...	relativna vlažnost okolice (predpostavim 70 %),
h_0	...	nazivna velikost prečnega prereza (poglavje 5.6.1.1),
$\beta(f_{cm})$...	faktor za upoštevanje učinka trdnosti betona na nazivni koeficient lezenja,
f_{cm}	...	srednja tlačna trdnost betona (za trdnosti razred betona C35/45 je f_{cm} enak 43 MPa),
$\beta(t_0)$...	faktor za upoštevanje učinka starosti betona ob obremenitvi na nazivni koeficient lezenja,
t_0	...	starost betona ob nanosu obtežbe v dnevih (predpostavim 28 dni),
φ_0	...	nazivni koeficient lezenja,
φ_{RH}	...	faktor za upoštevanje učinka relativne vlažnosti zraka na nazivni koeficient lezenja,
$\beta_c(t, t_0)$...	koeficient za opisovanje časovnega razvoja lezenja po nanosu obtežbe,
t	...	starost betona v obravnavanem časovnem trenutku v dnevih ($t \rightarrow \infty$),
β_H	...	koeficient odvisen od relativne vlažnosti okolja in nazivne velikosti elementa in
$\varphi(t, t_0)$...	koeficient lezenja.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,8658$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,9597$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{1202 \text{ mm}}} \cdot 0,8658 \right] \cdot 0,9597 = 1,194$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left[0,1 + (28 \text{ dni})^{0,2} \right]} = 0,488$$

$$\varphi_0 = 1,194 \cdot 2,562 \cdot 0,488 = 1,493$$

$$\beta_c(t \rightarrow \infty, t_0 = 28) = 1,0$$

Iskani koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ je torej:

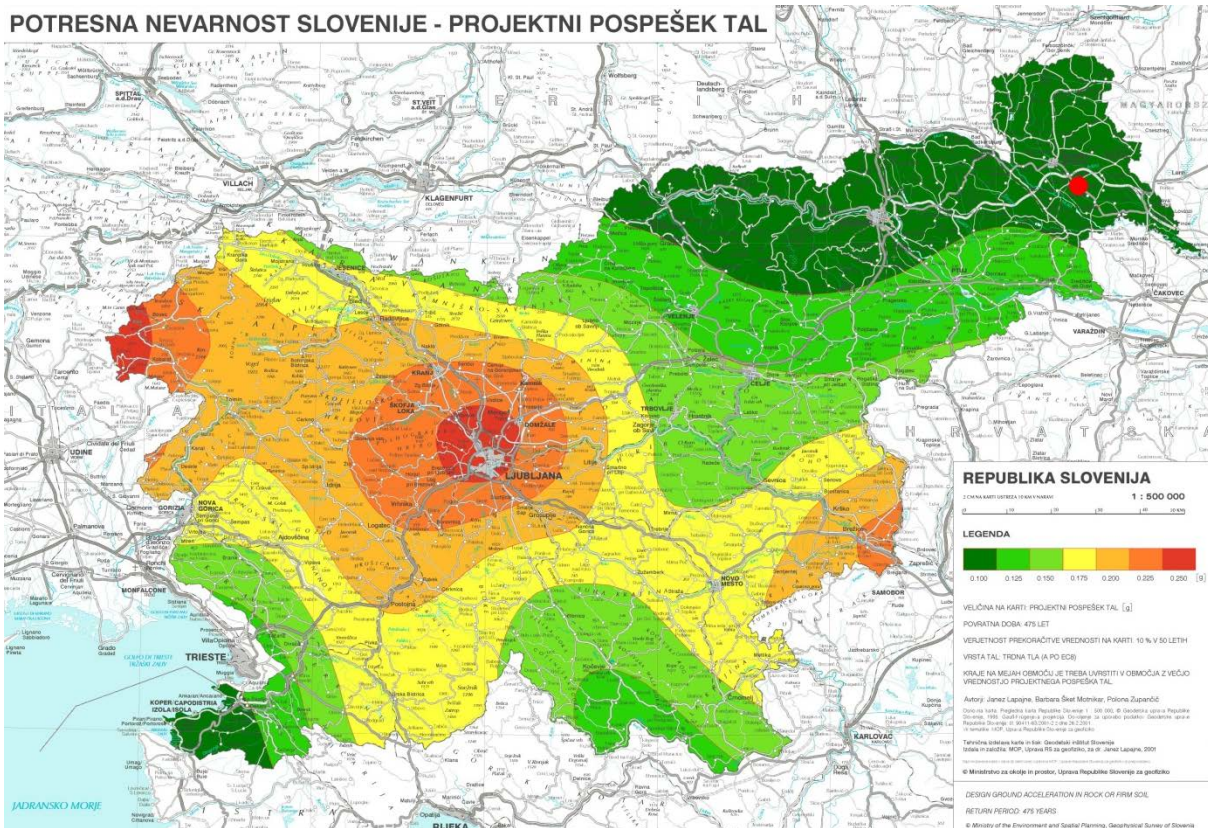
$$\varphi(t, t_0) = 1,493 \cdot 1,0 = 1,493.$$

5.7 Potresni vplivi

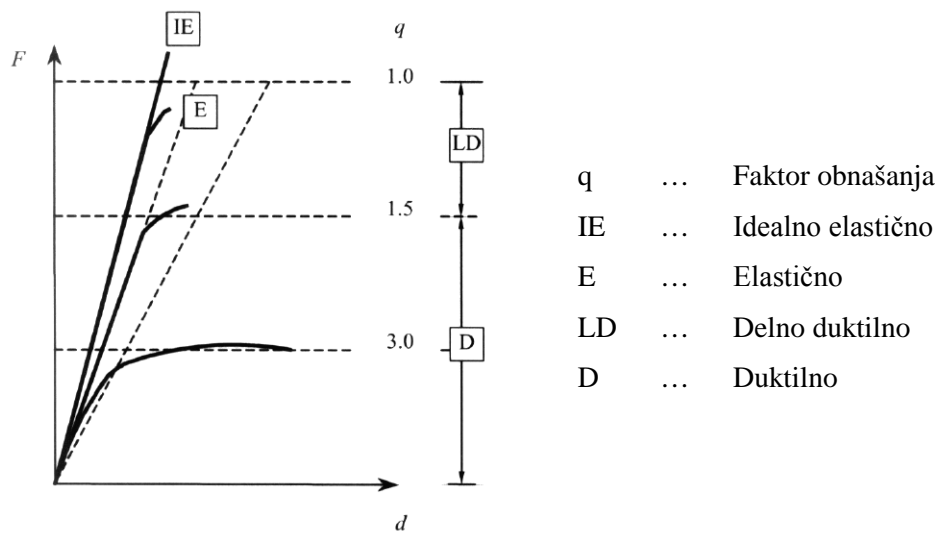
Potresne vplive na objekt sem določil s pomočjo standarda SIST EN 1998-1:2005 in SIST EN 1998-2:2006. Standard SIST EN 1998-2:2006 dopušča, da se na področjih s šibkimi do zmernimi potresi ($a_g \leq 0,10$) izbere delno duktilno obnašanje mostu, pri čemer je potrebno upoštevati zahteve glede dostopnosti potencialnih plastičnih členkov in glede projektiranja ležišč, stikov in dolžin naleganja. Za obravnavani primer izberem delno duktilno obnašanje, kar pomeni, da med projektnim potresom ne pride do znatne plastifikacije, pri tem pa je faktor obnašanja omejen s $q \leq 1,5$. V mojem primeru izberem faktor obnašanja $q = 1,5$. Standard SIST EN 1998-2:2006 pravi, da lahko pri mostovih z delno duktilnim obnašanjem nosilnost vseh prerezov kontroliramo na projektne (računske) potresne obremenitve. V delno duktilnih konstrukcijah se upošteva togost nerazpokanih prerezov. Na podlagi tega naredim torej potresno analizo ob upoštevanju nerazpokanih AB prerezov. Obremenitve, ki jih dobim s potresno analizo, so primerne za uporabo pri dimenzioniranju. Pomike pa je potrebno pomnožiti s faktorjem obnašanja q , saj so izračuni izvedeni z linearno elastično analizo. Faktor obnašanja namreč upošteva disipacijo energije zaradi plastifikacije prečnih prerezov. Zaradi tega pride do manjših obremenitev ter večjih pomikov v konstrukciji. Potresne vplive torej reduciramo s faktorjem obnašanja in posledično dobimo smiselne rezultate za obremenitve ter premajhne vrednosti za pomike (projektni spekter odziva). Za kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah uporabim metodo s kompletno kvadratno kombinacijo (CQC).

Standard SIST EN 1998-2:2006/A101:2007 v nacionalnem dodatku za mostove na avtocestah in nacionalnih cestah v splošnem priporoča kategorijo II (povprečna pomembnost). Faktor pomembnosti γ_I v tem primeru znaša 1,0.

Projektni pospešek tal a_g določim s pomočjo slike Sl. 55. Za moj primer velja, da je pospešek tal enak $0,1 \cdot g$, saj se Beltinci nahajajo v temno zeleni coni. Tla na lokaciji pa ustrezajo tipu tal C, kot je tudi navedeno v elaboratu (Štern in sod., 2012).



Sl. 55: Projektni pospešek tal a_g (vir: Agencija Republike Slovenije za okolje, 11. 3. 2013)



Sl. 56: Faktor obnašanja q (povzeto po SIST EN 1998-2:2006: str. 26)

Pr. 22: Maksimalne vrednosti faktorja obnašanja q (povzeto po SIST EN 1998-2:2006: str. 48)

Duktilni elementi	Odziv na potres	
	Delno duktilen	Duktilen
Armirano betonski stebri:		
- Upogibno obremenjeni vertikalni stebri	1,5	$3,5 \cdot \lambda(\alpha_s)$
- Upogibno obremenjene poševne podpore	1,2	$2,1 \cdot \lambda(\alpha_s)$
Jekleni stebri:		
- Upogibno obremenjeni vertikalni stebri	1,5	3,5
- Upogibno obremenjene poševne podpore	1,2	2,0
- Stebri s tradicionalnim zavetrovanjem	1,5	2,5
- Stebri z ekscentričnim zavetrovanjem	-	3,5
Krajni oporniki togo povezani s preklado		
- V splošnem	1,5	1,5
- Ujete konstrukcije	1,0	1,0
Lokovi	1,2	2,0

5.7.1 Mase

Mase, ki so potrebne za izvedbo potresne analize se izračuna z enačbo, ki je navedena v standardu SIST EN 1998-1:2005 in je naslednja:

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (43)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}. \quad (44)$$

Pri tem so:

- $G_{k,j}$... karakteristična vrednost stalnega vpliva,
- $\psi_{E,i}$... koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv,
- $Q_{k,i}$... karakteristična vrednost spremenljivega vpliva,
- $\psi_{2,i}$... faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,
- "+" ... kombinirano z in
- Σ ... kombiniran učinek.

V standardu v nacionalnem dodatku SIST EN 1998-2:2006/A101:2007 je navedena priporočena vrednost $\psi_{2,1}$ za prometno obtežbo, ki deluje sočasno s projektnim potresnim vplivom. Za cestne mostove velja:

$$\psi_{2,1} = 0,2.$$

Standard SIST EN 1998-2:2006 navaja, da navidezno stalni del spremenljivega vpliva pri določanju mas v enačbi (43) upoštevamo z naslednjim izrazom:

$$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}, \quad (45)$$

kar da končni izraz za kombinacijo obtežb za upoštevanje mas pri potresni analizi obravnavanega mostu:

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}. \quad (46)$$

Vrednost $Q_{k,1}$ v enačbi (46) predstavlja karakteristično vrednost prometne obtežbe, pri čemer se upošteva le enakomerno porazdeljeno obtežbo $\alpha_q \cdot q_k$ iz modela LM1 (Pr. 8).

Preveril sem še ali se mase za potresno analizo v programu Sofistik (Sl. 57) ujemajo z masami, ki jih izračunam sam (Pr. 23).

Sum of masses and mass moments of inertia						
Node	TMX	TMY	TMZ	RMX	RMY	RMZ
	[t]	[t]	[t]	[tm2]	[tm2]	[tm2]
total	3112.821	3112.822	3112.821	6.833E+03	3.045E+02	1.548E+03
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	7.468E+04	0.000E+00	-6.048E-02
	47500.0	0.0	2748.1	0.000E+00	2.841E+06	0.000E+00
				-6.048E-02	0.000E+00	2.775E+06
activ	3112.821	3112.822	3112.821	6.833E+03	3.045E+02	1.548E+03
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	7.468E+04	0.000E+00	-6.048E-02
	47500.0	0.0	2748.1	0.000E+00	2.841E+06	0.000E+00
				-6.048E-02	0.000E+00	2.775E+06

Sl. 57: Izračun mas za potresno analizo v programu Sofistik

Pr. 23: Izračun mas za potresno analizo

Teža prekladne konstrukcije: $6,38 \text{ m}^2 \cdot 95 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 15152,5 \text{ kN}$

Teža stebrov: $4 \cdot \left(1,78 \text{ m}^2 \cdot 7,8 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 1388,4 \text{ kN}$

Teža gred pod stebri: $6 \cdot \left(6,4 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 3840 \text{ kN}$

Teža pilotov: $4 \cdot \left(1,77 \text{ m}^2 \cdot 13 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) + 8 \cdot \left(1,77 \text{ m}^2 \cdot 10 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 5841 \text{ kN}$

Preostala stalna obtežba: $43,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 95 \text{ m} = 4114,45 \text{ kN}$

Enakomerno porazdeljena prometna obtežba, ki jo je potrebno pomnožiti s koeficientom za kombinacijo za spremenljiv vpliv $\psi_{E,1}$, ki je enak 0,2:

$$\left[\left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \right) + \left(2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \right) + \left(2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \text{ m} \right) + \left(3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,75 \text{ m} \right) \cdot 2 \right] \cdot 95 \text{ m} \cdot 0,2 = 812,3 \text{ kN}$$

31148,7 kN

↓

3114,8 t

Ugotovim, da se mase skoraj povsem ujemajo. Zelo majhno odstopanje je lahko posledica zaokroževanja pri računanju.

5.7.2 Nihajni časi

Nihajne čase T za obravnavano konstrukcijo dobim s pomočjo programa Sofistik. Nihajni časi za različne nihajne oblike so predstavljene na sliki Sl. 58. Standard SIST EN 1998-1:2005 pravi, da je potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da za vsako smer posebej sodeluje vsaj 90% mase. V mojem primeru sem upošteval prvih 50 nihajnih oblik in rezultat tega je, da v smeri x sodeluje 93,2%, v smeri y 95,2% in v smeri z 99,9% mase. Nihajna oblika, ki prevladuje v posamezni smeri:

- x smer → 2. nihajna oblika,
- y smer → 1. nihajna oblika,
- z smer → 7. nihajna oblika.

Eigenfrequencies										
No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]	f-ZZ [%]
1	1001	1.4569E+02		12.070	1.921	0.521	5.000	0.0	64.6	0.0
2	1002	2.3260E+02		15.251	2.427	0.412	5.000	78.9	0.0	0.0
3	1003	4.2963E+02		20.728	3.299	0.303	5.000	0.0	0.0	0.0
4	1004	4.9524E+02		22.254	3.542	0.282	5.000	0.0	0.0	5.1
5	1005	8.5815E+02		29.294	4.662	0.214	5.000	0.0	10.7	0.0
6	1006	1.0510E+03		32.420	5.160	0.194	5.000	0.1	0.0	0.0
7	1007	1.1060E+03		33.257	5.293	0.189	5.000	0.0	0.0	45.7
8	1008	2.0744E+03		45.545	7.249	0.138	5.000	0.0	0.0	0.0
9	1009	2.0858E+03		45.670	7.269	0.138	5.000	0.0	0.0	36.1

Sl. 58: Podatki o nihajnih oblikah

Nihajni časi za prevladujoče nihajne oblike v x , y in z smeri so:

$$T_x = 0,412 \text{ s,}$$

$$T_y = 0,521 \text{ s,}$$

$$T_z = 0,189 \text{ s.}$$

5.7.3 Vodravni komponenti

Za vodoravni komponenti potresa je projektni pospešek tal naslednji:

$$a_g = 0,1 \cdot g = 0,1 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,981 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}.$$

Vodoravni projektni spekter odziva določimo s pomočjo izrazov od (47) do (50), pri tem pa upoštevamo ustrezne parametre iz preglednice Pr. 24.

Pr. 24: Vrednosti parametrov, ki opisujejo vodoravni spekter odziva za uporabo v Sloveniji (vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006: str. 4)

Tip tal	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (47)$$

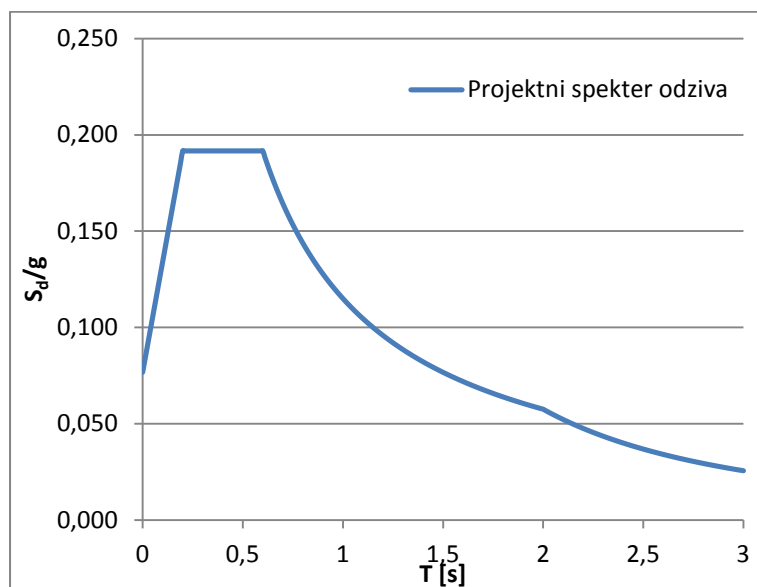
$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (48)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (49)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (50)$$

Pri tem so:

- $S_d(T)$... projektni spekter odziva,
- T ... nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- a_g ... projektni pospešek tal,
- g ... težnostni pospešek,
- T_B ... spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C ... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D ... vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,
- S ... faktor tal,
- q ... faktor obnašanja in
- β ... faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnejem spektru (standard podaja priporočeno vrednost $\beta = 0,2$).



Sl. 59: Vodoravni projektni spekter odziva za tip tal C

5.7.3.1 Vzdolžna komponenta

V smeri x osnovni nihajni čas dobim iz 2. nihajne oblike (Sl. 58) in je naslednji:

$$T_x = 0,412 \text{ s.}$$

Pripadajočo vrednost iz projektnega spektra odziva pa dobim iz izraza (48).

$$0,2 \text{ s} \leq 0,412 \text{ s} \leq 0,6 \text{ s}: S_d(T) = 0,1 \cdot g \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,1917 \cdot g$$

5.7.3.2 Prečna komponenta

V smeri y osnovni nihajni čas dobim iz 1. nihajne oblike (Sl. 58) in je:

$$T_y = 0,521 \text{ s.}$$

Pripadajočo vrednost iz projektnega spektra odziva tudi v prečni komponenti potresa dobim iz izraza (48).

$$0,2 \text{ s} \leq 0,521 \text{ s} \leq 0,6 \text{ s}: S_d(T) = 0,1 \cdot g \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,1917 \cdot g$$

5.7.4 Navpična komponenta

Pri navpični komponenti potresa je potrebno upoštevati tudi navpični projektni pospešek tal a_{vg} , ki ga dobimo s preglednice Pr. 25.

Pr. 25: Vredn. parametrov, ki opisujejo navpične spektre odziva (vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006: str. 4)

Spekter	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tip 1	0,90	0,05	0,15	1,0

Navpični projektni pospešek tal a_{vg} je torej:

$$a_{vg} = 0,9 \cdot a_g = 0,9 \cdot 0,1 \cdot g = 0,09 \cdot g.$$

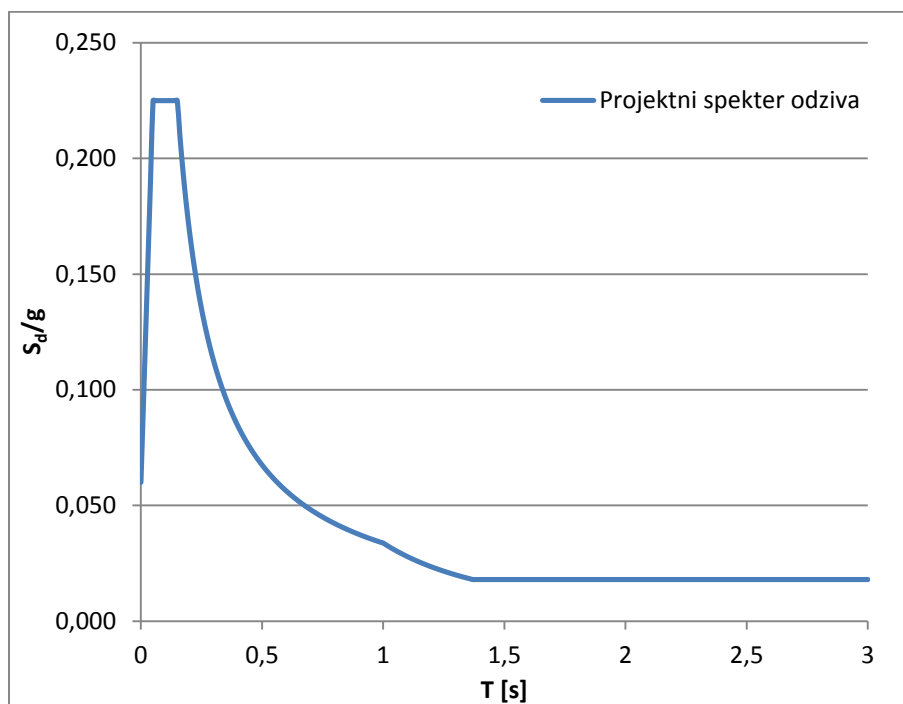
Standard SIST EN 1998-1:2005 pravi, da vrednosti za navpični projektni spekter odziva dobimo tako, da upoštevamo izraze (47) do (50), pri čemer projektni pospešek tal a_g nadomestimo z a_{vg} in za S privzamemo vrednost 1,0. Za faktor obnašanja v navpični komponenti potresa privzamem vrednost 1,0. Navpični projektni spekter odziva torej določimo z izrazi (51) do (54), pri tem pa upoštevamo parametre iz preglednice Pr. 25.

$$0 \leq T \leq T_B: S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (51)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \quad (52)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{vd}(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{array} \right\} \quad (53)$$

$$T_D \leq T: S_{vd}(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{array} \right\} \quad (54)$$



Sl. 60: Navpični projektni spekter odziva za tip tal A, B, C, D in E

V smeri z osnovni nihajni čas dobim iz 7. nihajne oblike (Sl. 58) in je:

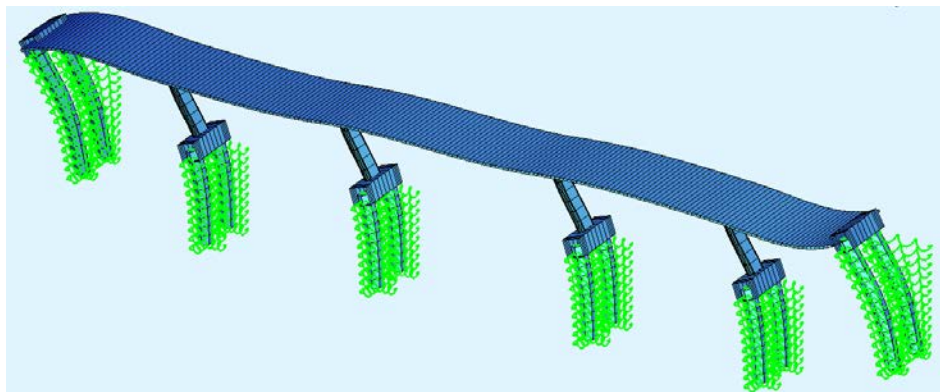
$$T_z = 0,189 \text{ s.}$$

Pripadajočo vrednost iz projektnega spektra odziva pa dobim iz izraza (53).

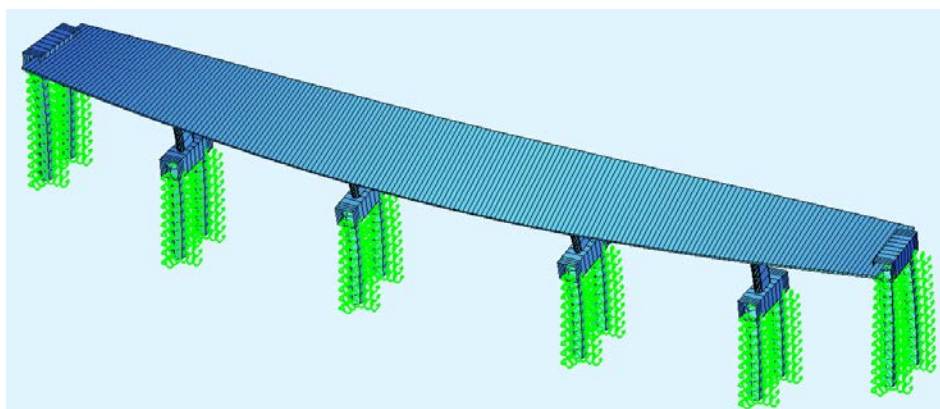
$$0,15 \text{ s} \leq 0,189 \text{ s} \leq 1,0 \text{ s} : S_{vd}(T) \left\{ \begin{array}{l} = 0,09 \cdot g \cdot \frac{2,5}{1,0} \cdot \left[\frac{0,15 \text{ s}}{0,189 \text{ s}} \right] \\ \geq 0,2 \cdot 0,09 \cdot g \end{array} \right\} = 0,1786 \cdot g$$

5.7.5 Nihajne oblike

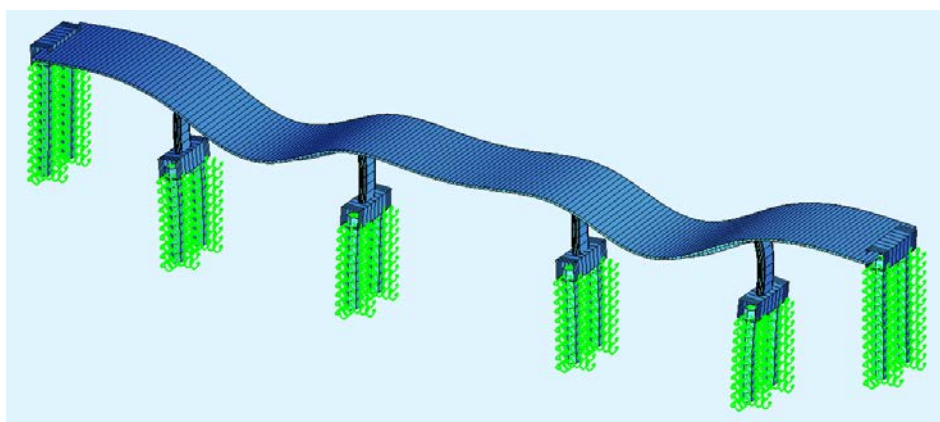
Na slikah od Sl. 61 do Sl. 63 so prikazane nihajne oblike, ki prevladujejo v posamezni smeri.



Sl. 61: 2. nihajna oblika (x smer)



Sl. 62: 1. nihajna oblika (y smer)



Sl. 63: 7. nihajna oblika (z smer)

6 KOMBINACIJE OBTEŽNIH PRIMEROV

6.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

6.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Standard EN 1990 Dodatek A2 navaja, da se za dimenzioniranje konstrukcijskih elementov (mejno stanje nosilnosti) brez upoštevanja geotehničnih vplivov uporabi preglednico A2.4(B) v omenjenem standardu, ki sem jo povzel v preglednici Pr. 26. V splošnem je potrebno upoštevati še vplive prednapetja, vendar v mojem primeru prednapetja ni, zato ta člen v enačbah izpustim.

Pr. 26: Projektne vrednosti vplivov (povzeto po EN 1990 Dodatek A2)

Stalna in začasna projektna stanja	Stalni vplivi		Prevladujoči spremenljivi vpliv	Spremljajoči spremenljivi vplivi	
	Neugodni	Ugodni		Glavni (če je)	Drugi
En. (6.10)	$\gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Priporočene vrednosti za γ so:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35,$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00,$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,35 \quad \text{ko } Q_1 \text{ predstavlja neugodni vpliv zaradi prometne obtežbe ali obtežbe pešcev (če je vpliv ugoden je vrednost enaka 0),}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \quad \text{za ostale spremljajoče spremenljive vplive (npr. horizontalni pritiski zemljine, vpliv vetra, toplotni vpliv, ...),}$$

$$\psi_{0,i} \quad \text{kombinacijski faktor za i-ti spremenljivi vpliv (Pr. 11).}$$

Če upoštevam zapis v literaturi Calgaro (2010) v poglavju 8.3.1, naredim le kombinacije vplivov, ki so najbolj primerne (merodajne). Pravila, ki poenostavijo kombinacije vplivov, so naslednja:

- toplotni vpliv in vpliv vetra se ne kombinira z nobeno prometno obtežno skupino in
- vpliv vetra se kombinira le s prometno obtežno skupino GR1A.

Ob upoštevanju tega, dobim najbolj pogoste kombinacije vplivov v izrazu (55), ki sem jih prav tako povzel iz iste literature v poglavju 8.6.3.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35 \cdot G_{kj,sup} \text{ " + " } 1,00 \cdot G_{kj,inf}) \right\} \text{ " + " }$$

$$\left. \begin{array}{l}
 1,35 \cdot (TS + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot F_{Wk,traffic} \\
 1,35 \cdot gri_{i=1b,2,3,4,5} \\
 1,5 \cdot T_k + 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot q_{fk}^*) \\
 1,5 \cdot F_{Wk} \\
 1,5 \cdot F_{Wk} + 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot q_{fk}^*)
 \end{array} \right\} \quad (55)$$

Pri tem so:

- TS ... koncentrirane sile tipskih vozil (poglavje 5.2.3.1),
- UDL ... enakomerno porazdeljena prometna obtežba (poglavje 5.2.3.1),
- q_{fk}^* ... kombinacijska vrednost vertikalne obtežbe na pločniku (poglavje 5.2.3.1),
- $F_{Wk,traffic}$... vpliv vetra pri upoštevanju prometa na konstrukciji (poglavje 5.4.2),
- gri ... skupina prometne obtežbe (poglavje 5.2.3),
- T_k ... toplotni vpliv in
- F_{Wk} ... vpliv vetra brez prometa na konstrukciji (poglavje 5.4.1).

6.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za dimenzioniranje konstrukcijskih elementov (mejno stanje nosilnosti) določa standard SIST EN 1998-2:2006 oz. standard EN 1990 Dodatek A2 v preglednici A2.5, ki sem jo povzel v preglednici Pr. 27. V preglednici in enačbi (56) sem izpustil člen, ki zajema vpliv prednapetja.

Pr. 27: Projektne vrednosti vplivov v potresnih projektih stanjih (povzeto po EN 1990 Dodatek A2)

Projektno stanje	Stalni vplivi		Prevladujoči potresni vpliv	Spremljajoči spremenljivi vplivi	
	Neugodni	Ugodni		Glavni (če je)	Drugi
En. (6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$		$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja se lahko zapiše tudi tako, kot je prikazano v izrazu (56).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (56)$$

Pri tem sta:

A_{Ed} ... projektna vrednost vpliva potresa ($A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$) in

γ_I ... faktor pomembnosti (v mojem primeru je enak 1,0).

Za faktor $\psi_{2,i}$ za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva velja, da je vrednost enaka 0, razen pri toplotnem vplivu je vrednost enaka 0,5 (Pr. 11).

6.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Standard SIST EN 1990:2004 navaja, da se za mejno stanje uporabnosti v kombinacijah uporabi vrednosti vplivov, ki so navedene v preglednici Pr. 28. Pri kontroli pomikov se uporabi navidezno stalna obtežna kombinacija. Pri tej kombinaciji ostaneta le obtežbi zaradi stalnih in temperaturnih vplivov. Temperaturni vplivi so pomnoženi s faktorjem $\psi_{2,i} = 0,5$ za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva, vsi ostali spremenljivi vplivi pa odpadejo zaradi faktorja $\psi_{2,i} = 0$ za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

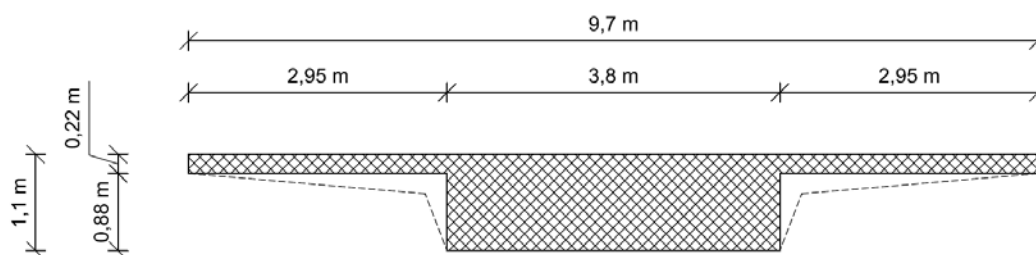
Pr. 28: Projektne vrednosti vplivov pri MSU (povzeto po SIST EN 1990:2004)

Kombinacija	Stalni vplivi		Spremenljivi vplivi	
	Neugodni	Ugodni	Glavni	Drugi
Karakteristična	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Pogosta	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Navidezno stalna	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

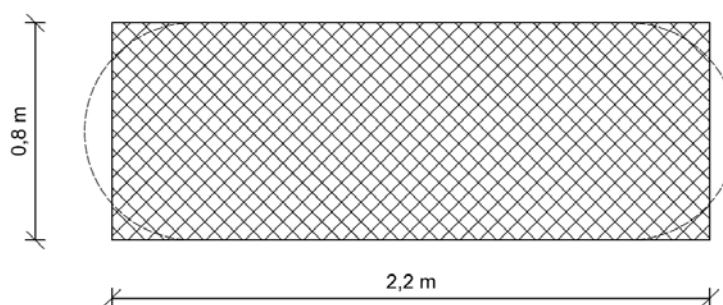
7 GLOBALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

V programu Sofistik sem naredil dve ločeni statični analizi za račun notranjih sil (mejno stanje nosilnosti) in pomikov (mejno stanje uporabnosti) s katerima dimenzioniram le določene nosilne elemente konstrukcije. Rezultate za notranje sile sem dobil z linearno elastično analizo, rezultate za pomike pa z nelinearno analizo. Pri slednji sem upošteval vpliv razpok na togost elementov, sodelovanje armature ter lezenje betona. Modalna analiza za potresno projektno stanje je namreč pokazala, da potresno stanje ni merodajno. Računski model konstrukcije je predstavljen v poglavju 4.4, pri čemer sem upošteval vpliv zemljine tako v vertikalni kot v horizontalni smeri (poglavji 4.4.1 in 4.4.2). Zasnova konstrukcije je namreč brez ležišč, ki bi omogočala vzdolžne pomike. Povsem tega podpiranje konstrukcije zato ni primerno, saj bi bile obremenitve v konstrukciji izjemno velike. To pa bi bilo daleč od realnega stanja obremenitev v taki konstrukciji.

Za preverjanje potrebne armature v programu DIAS uporabim poenostavljen prečni prerez za prekladno konstrukcijo (Sl. 64) in stebre (Sl. 65). Program DIAS namreč ne omogoča poljubnih oblik prečnih prerezov. Preostale karakteristike prečnih prerezov pa so opisane v poglavjih 4.2 in 4.3.



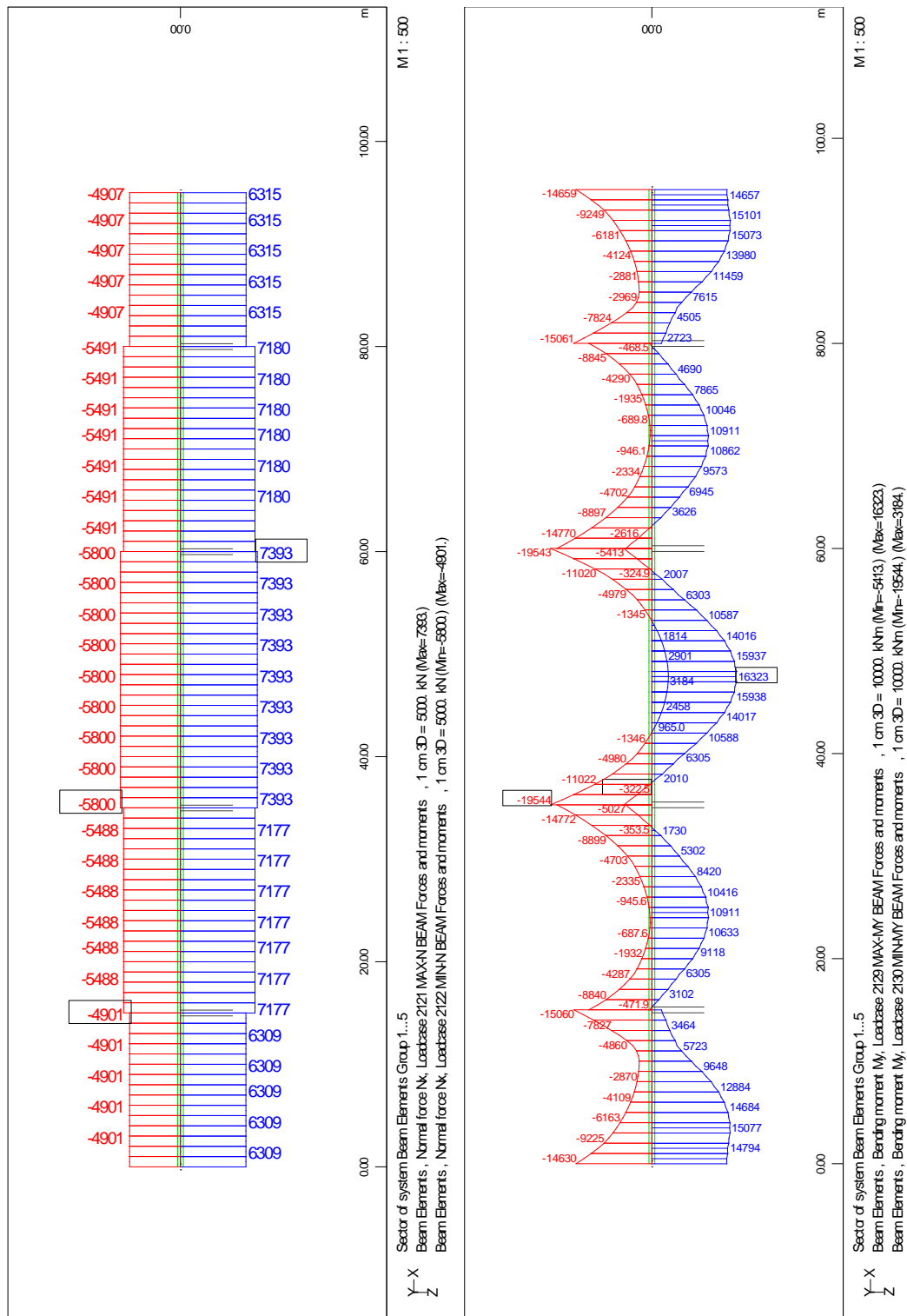
Sl. 64: Poenostavitev prečnega prereza prekladne konstrukcije



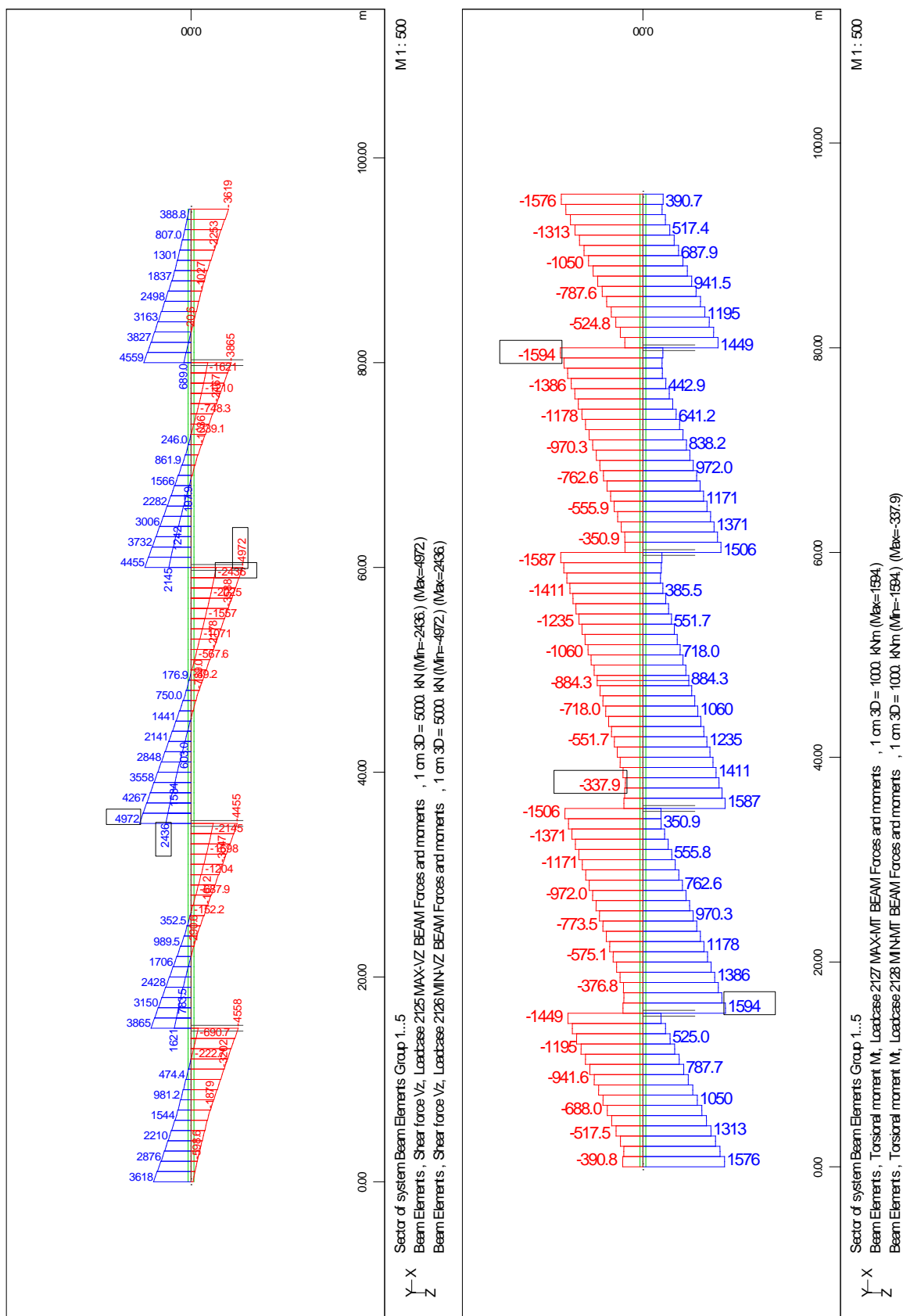
Sl. 65: Poenostavitev prečnega prereza stebra

7.1 Obremenitve in potrebna armatura

7.1.1 Mejna stanja nosilnosti – stalna projektna stanja



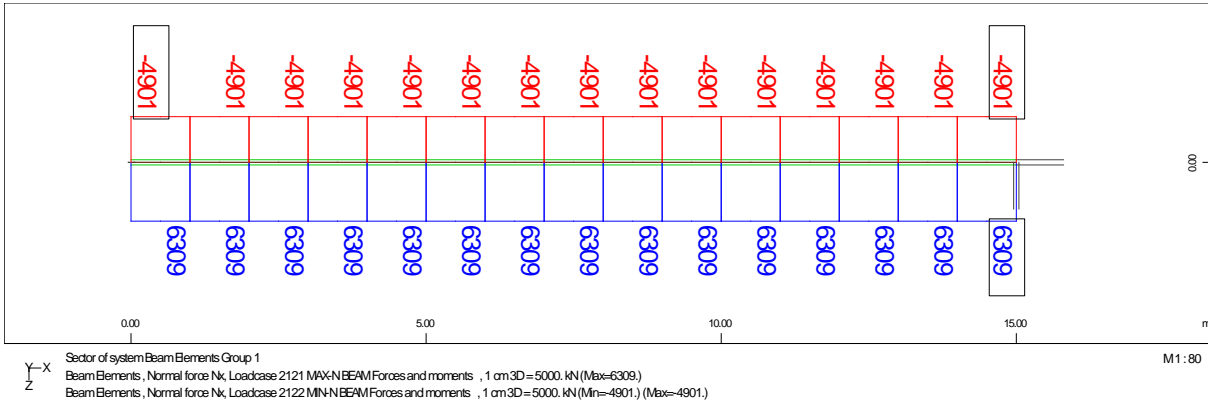
Sl. 66: Ovojnice projektних osnih sil in upogibnih momentov na prekladni konstrukciji



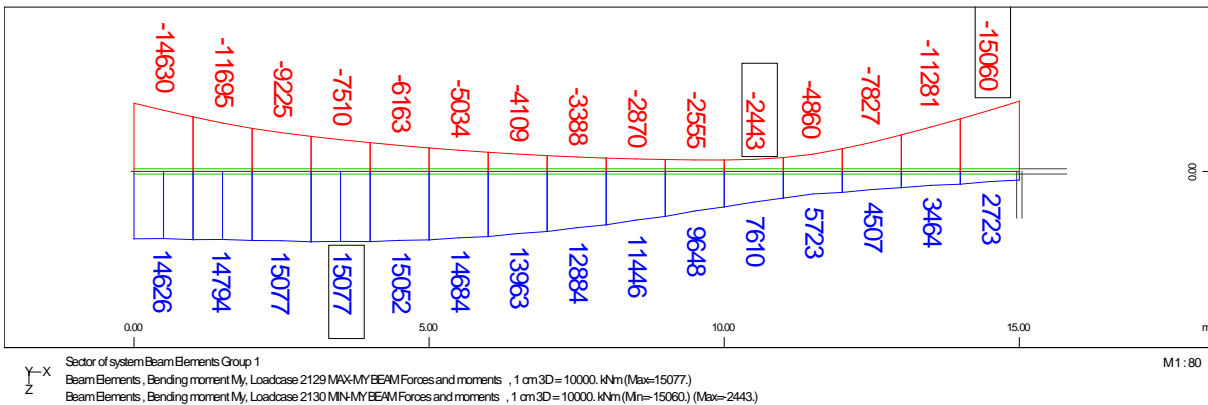
Sl. 67: Ovojnice projektnih prečnih sil in torzijskih momentov na prekladni konstrukciji

7.1.1.1 Prvo polje

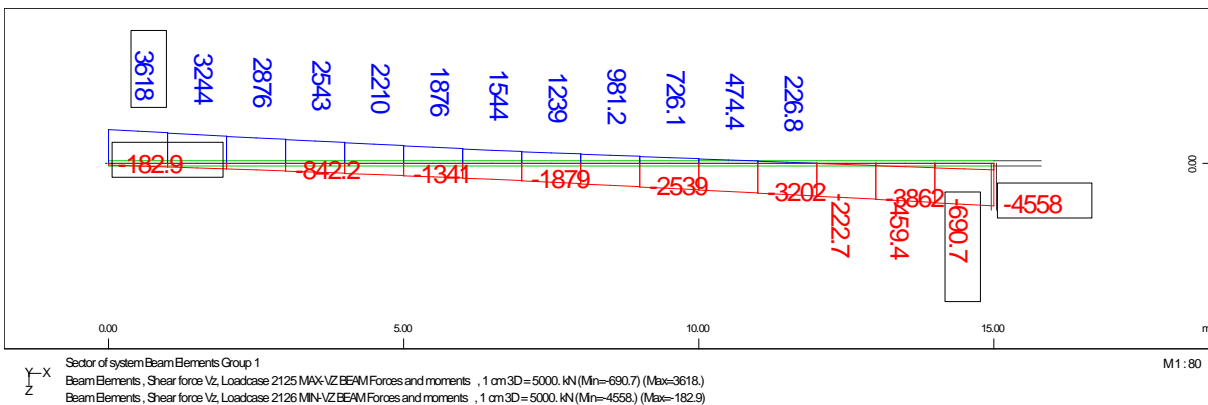
Obremenitve



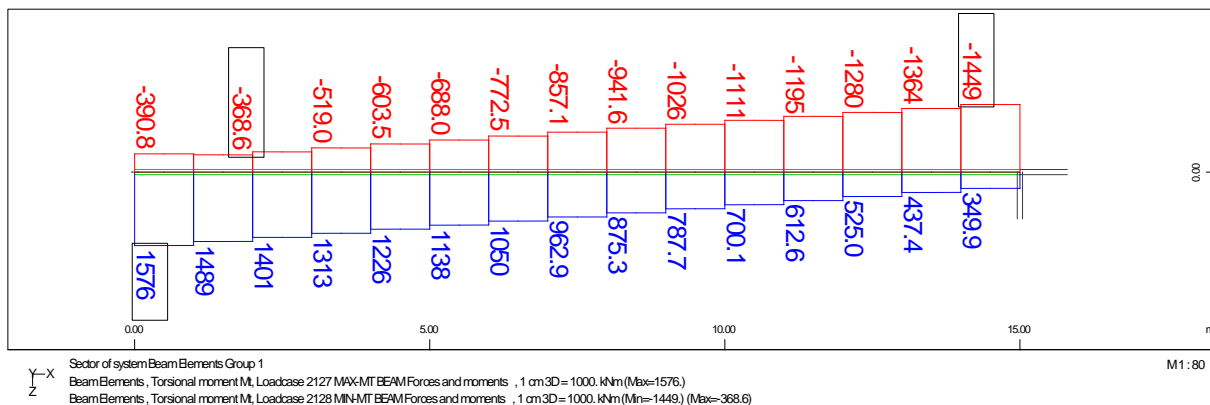
Sl. 68: Ovojnice projektnih osnih sil v prvem polju



Sl. 69: Ovojnice projektnih upogibnih momentov v prvem polju

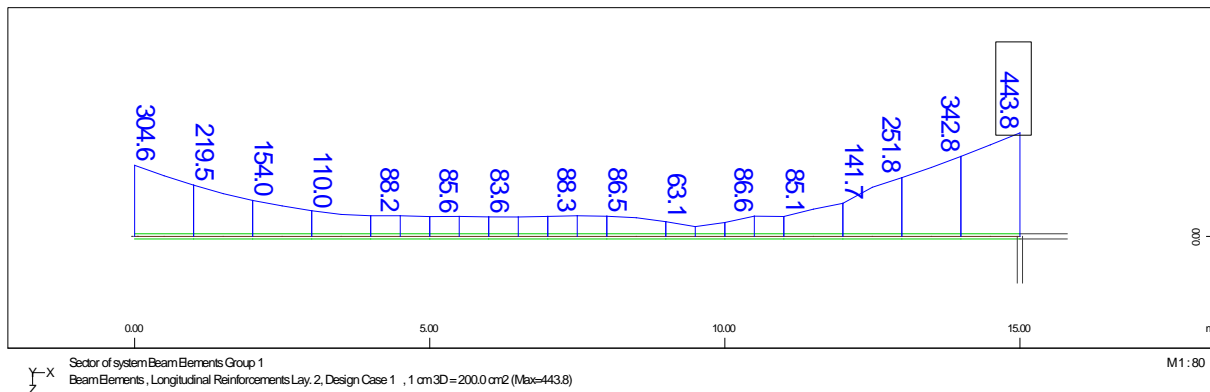


Sl. 70: Ovojnice projektnih prečnih sil v prvem polju

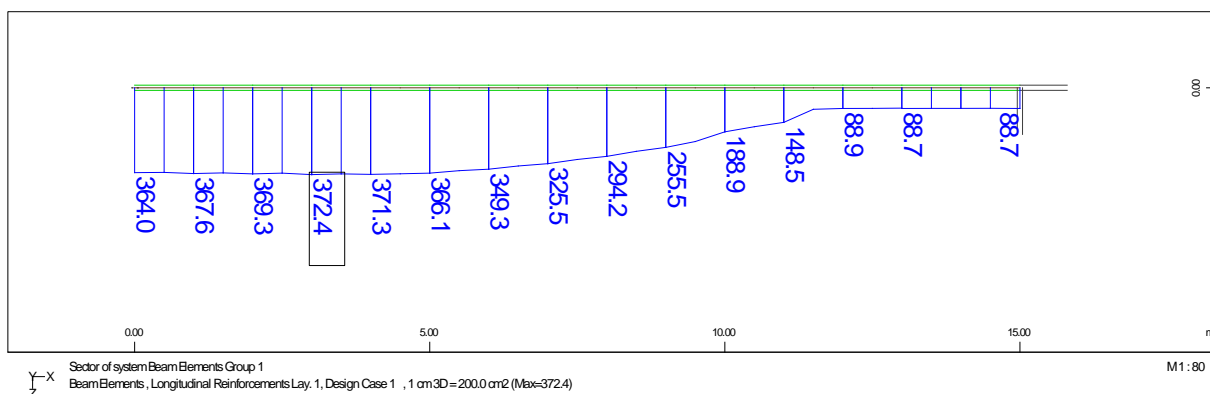


Sl. 71: Ovojnici projektnih torzjskih momentov v prvem polju

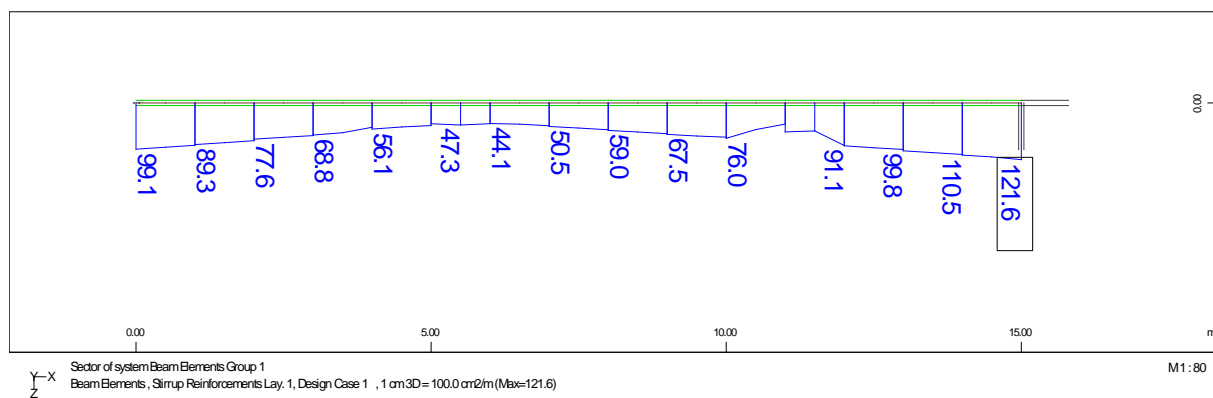
Potrebni prerezi vzdolžne in strižne armature



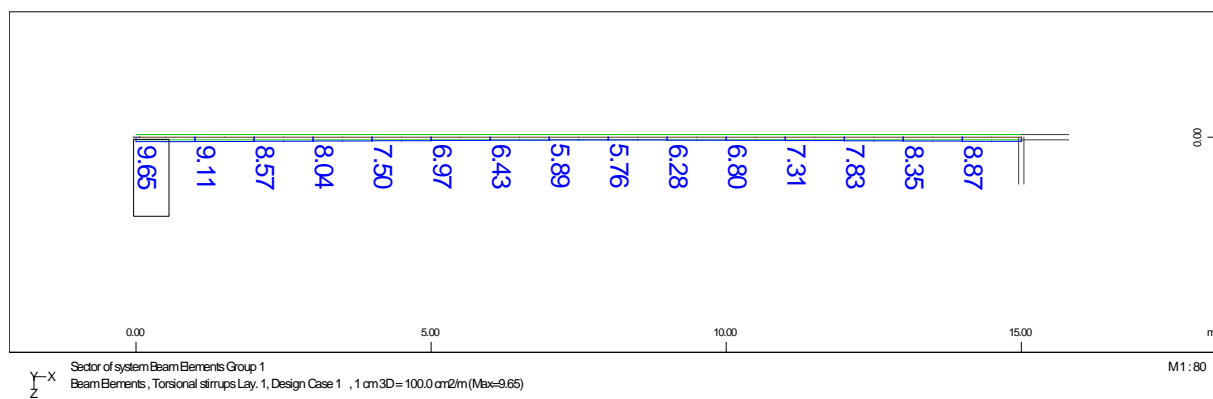
Sl. 72: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v prvem polju



Sl. 73: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v prvem polju



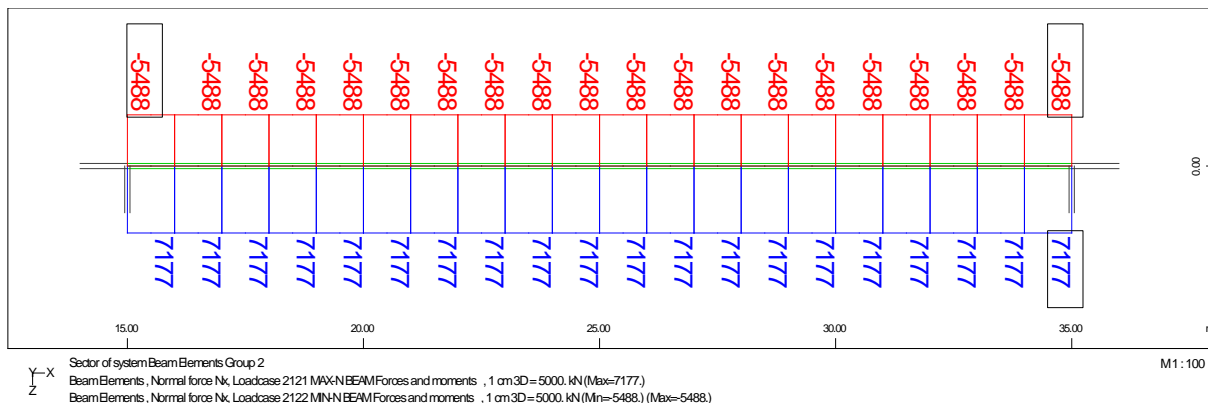
Sl. 74: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil



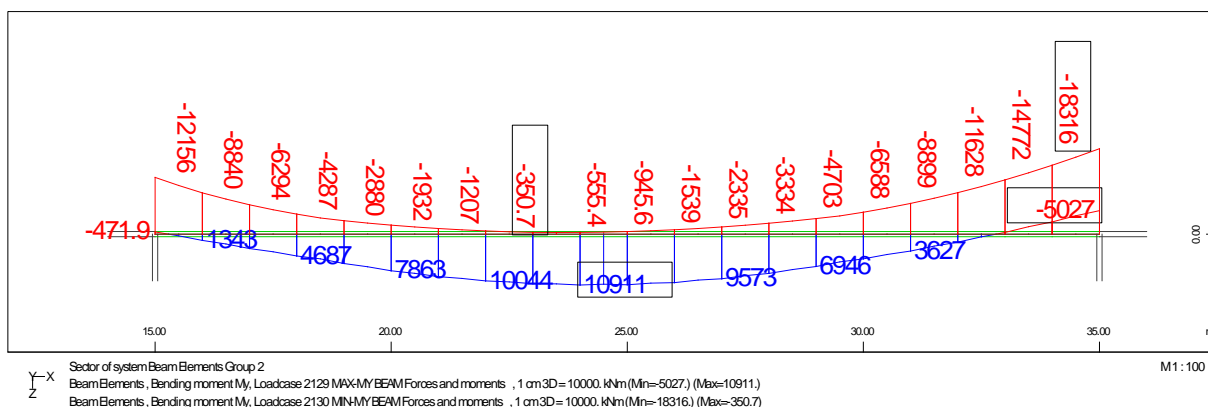
Sl. 75: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta

7.1.1.2 Drugo polje

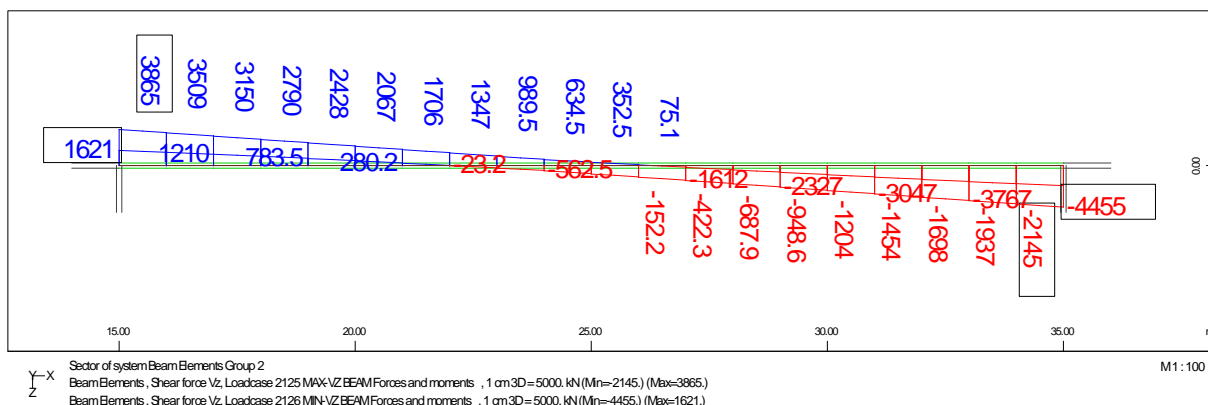
Obremenitve



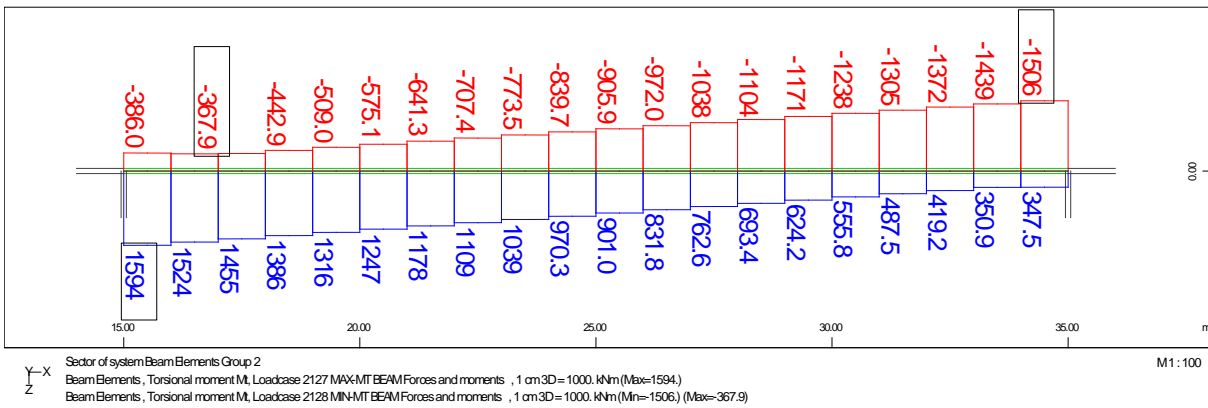
Sl. 76: Ovojnici projektnih osnih sil v drugem polju



Sl. 77: Ovojnici projektnih upogibnih momentov v drugem polju

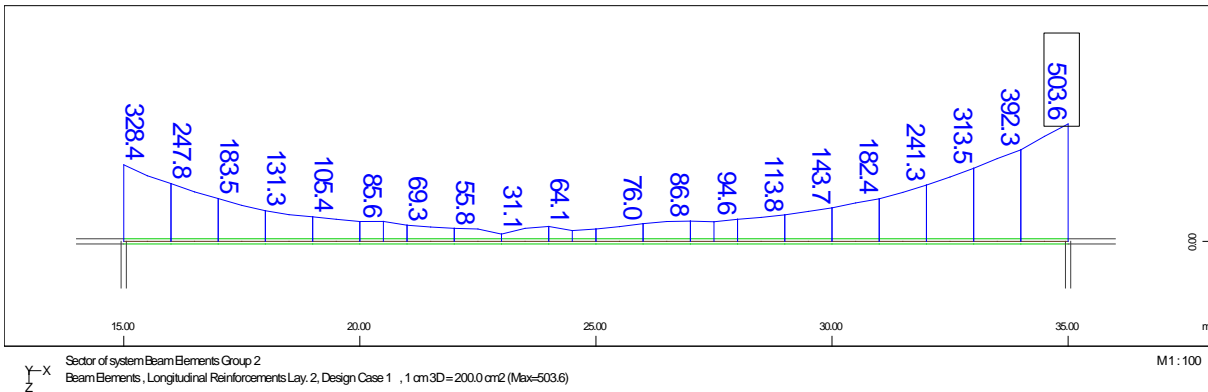


Sl. 78: Ovojnici projektnih prečnih sil v drugem polju

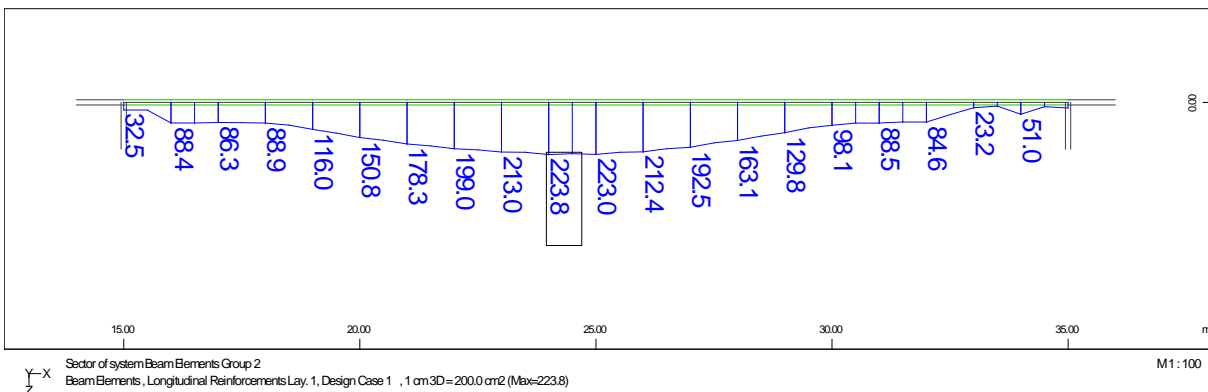


Sl. 79: Ovojnice projektnih torzijskih momentov v drugem polju

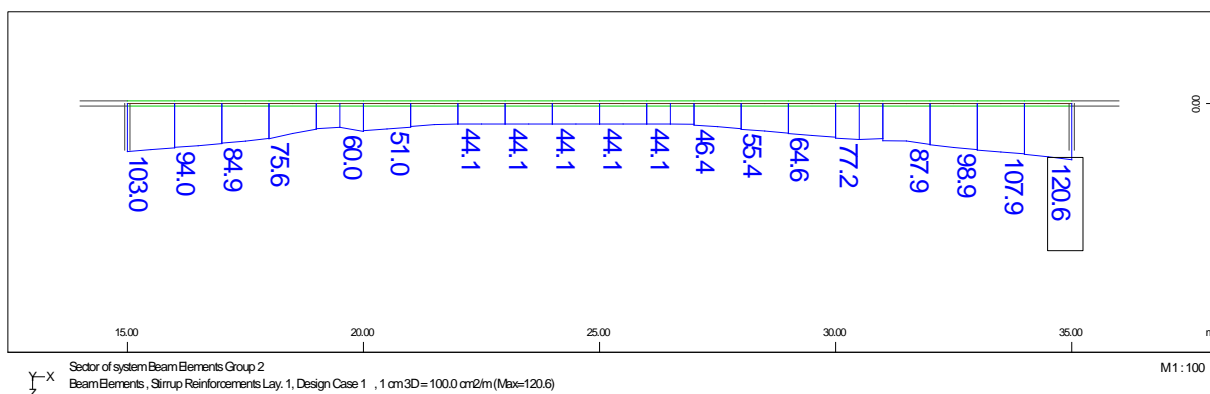
Potrebni prerezi vzdolžne in strižne armature



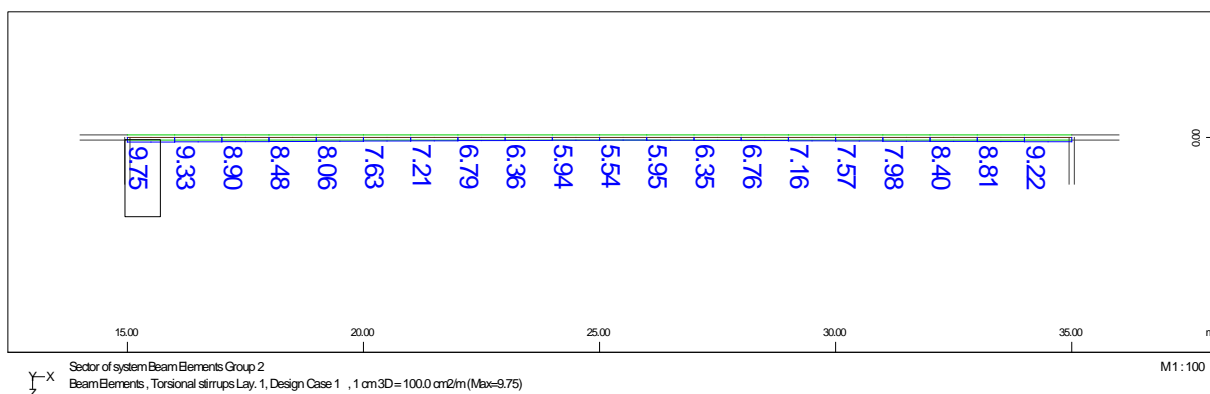
Sl. 80: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v drugem polju



Sl. 81: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v drugem polju



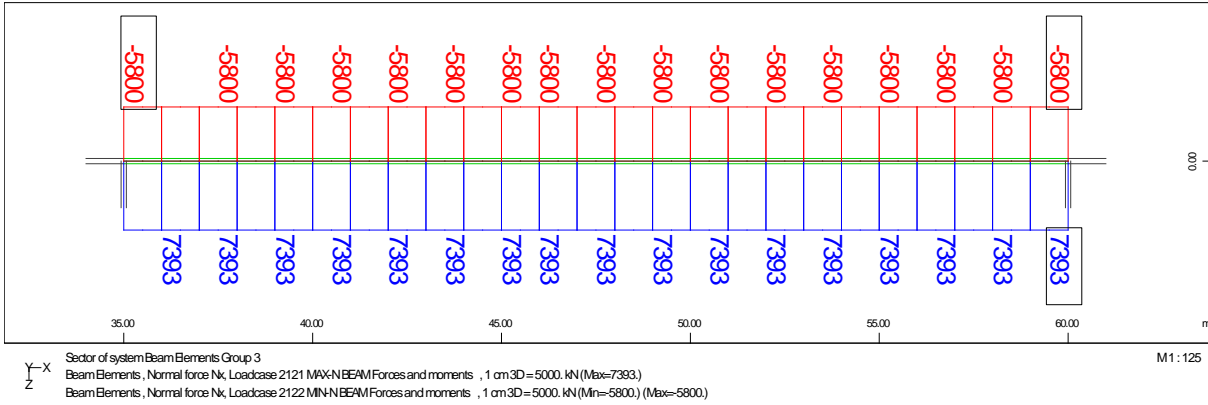
Sl. 82: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil



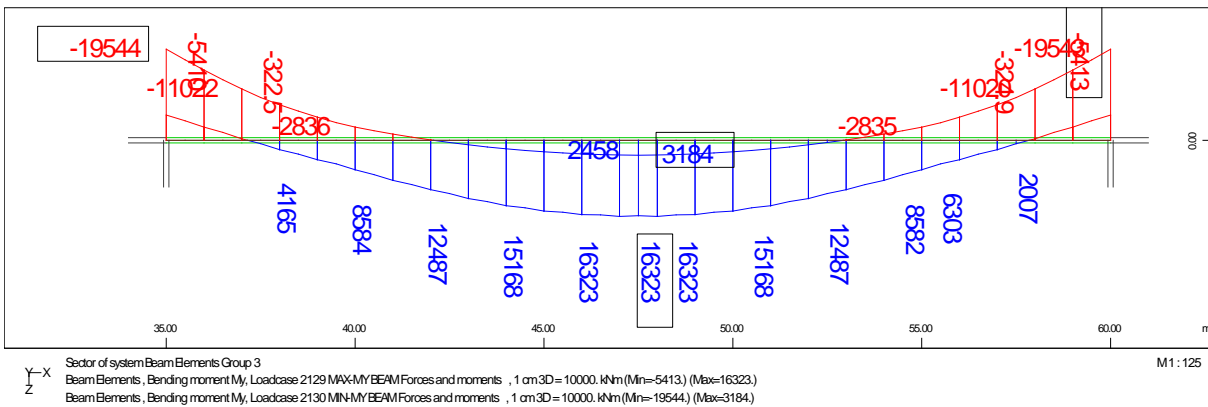
Sl. 83: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta

7.1.1.3 Tretje polje

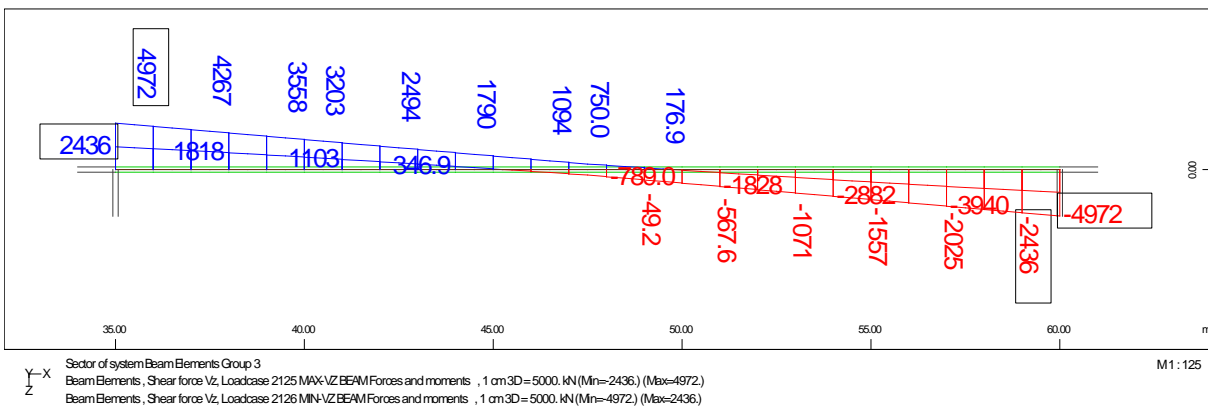
Obremenitve



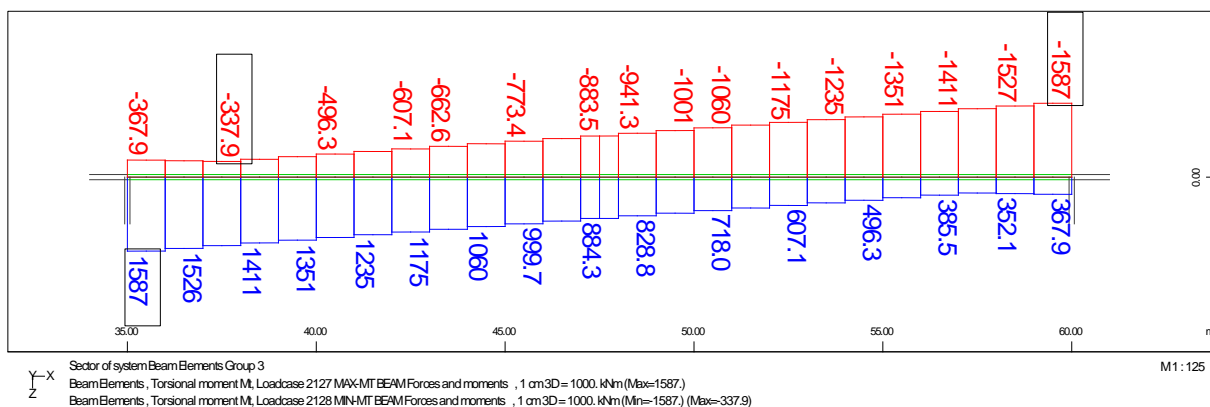
Sl. 84: Ovojnice projektnih osnih sil v tretjem polju



Sl. 85: Ovojnice projektnih upogibnih momentov v tretjem polju

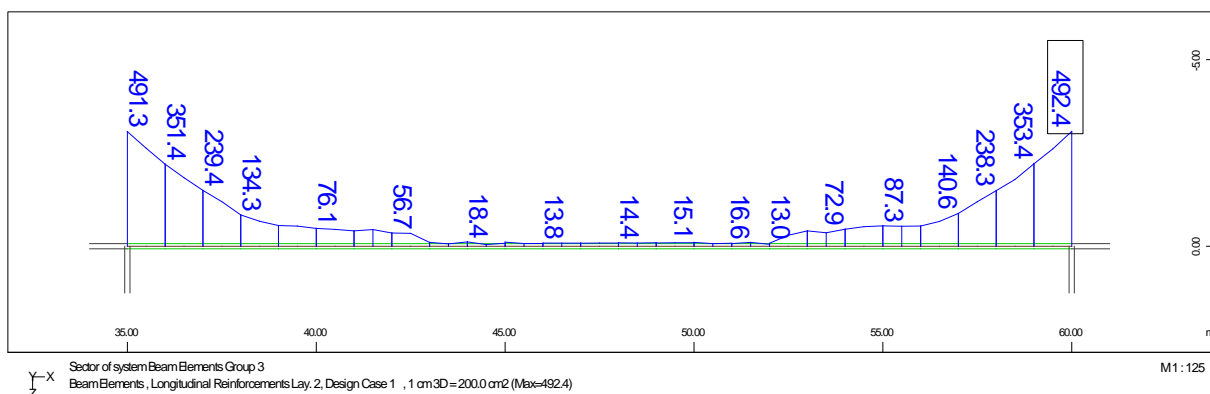


Sl. 86: Ovojnice projektnih prečnih sil v tretjem polju

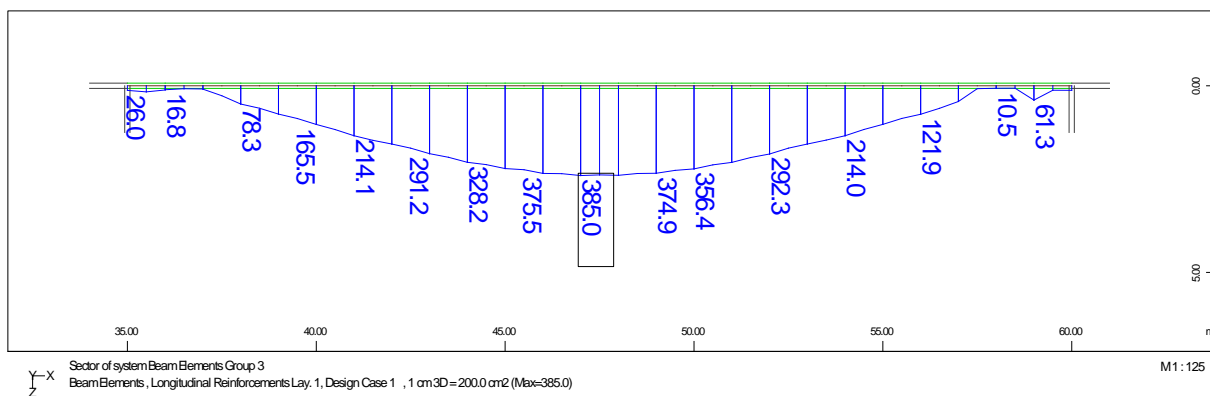


Sl. 87: Ovojnici projektnih torzijskih momentov v tretjem polju

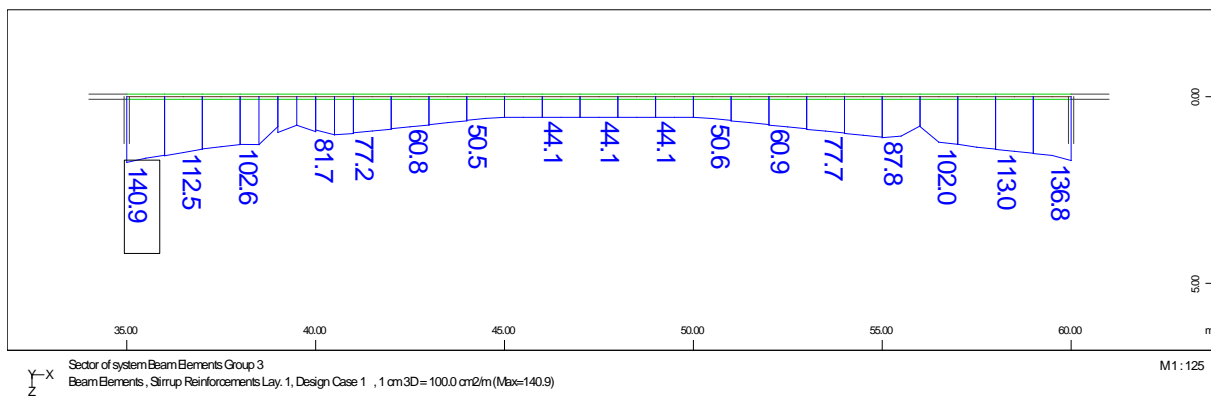
Potrebni prerezi vzdolžne in strižne armature



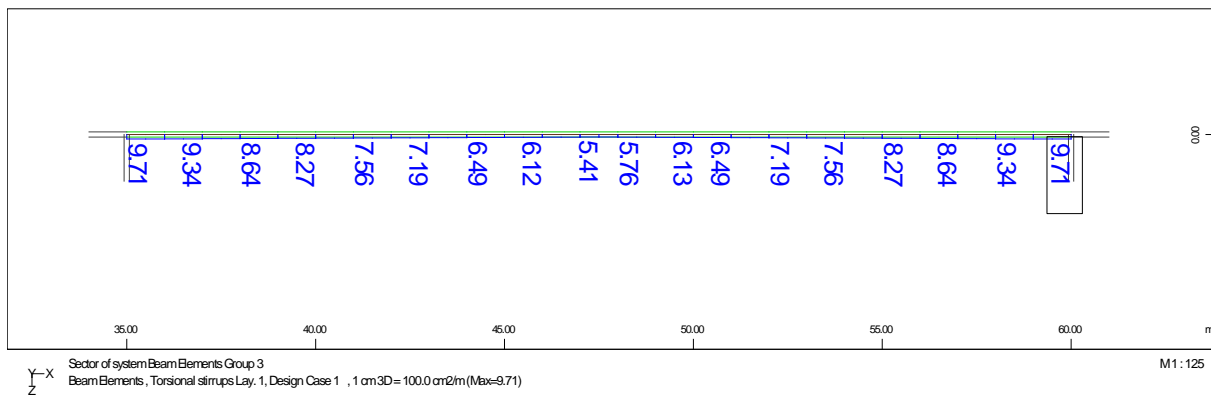
Sl. 88: Potrebna zgornja vzdolžna armatura v tretjem polju



Sl. 89: Potrebna spodnja vzdolžna armatura v tretjem polju



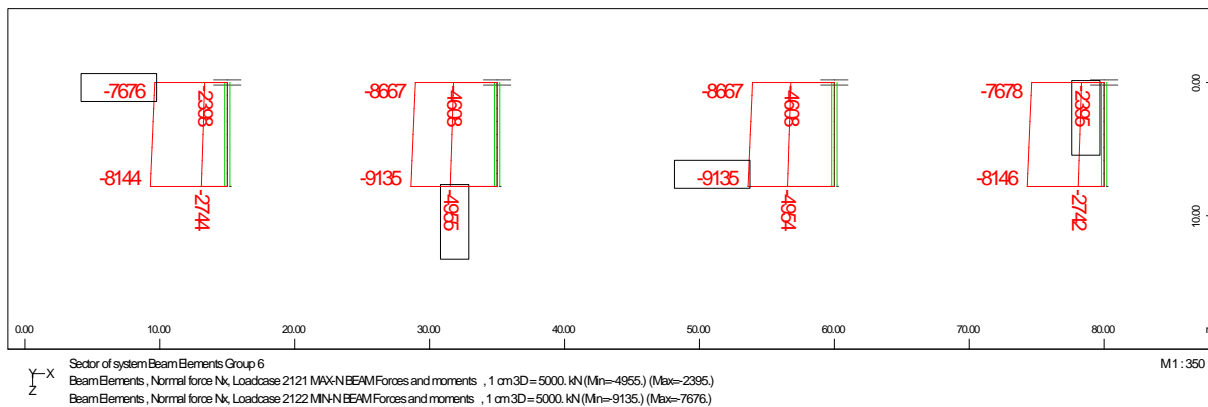
Sl. 90: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil



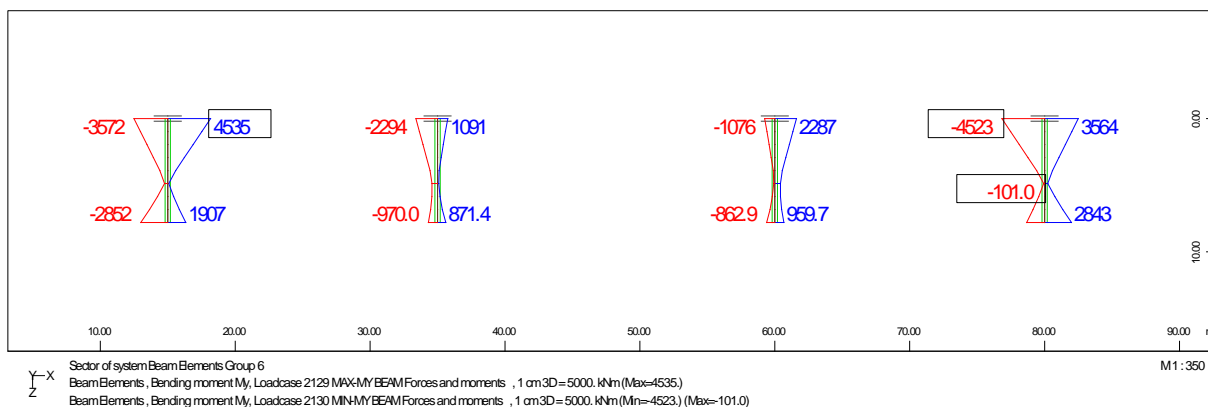
Sl. 91: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta

7.1.1.4 Stebri

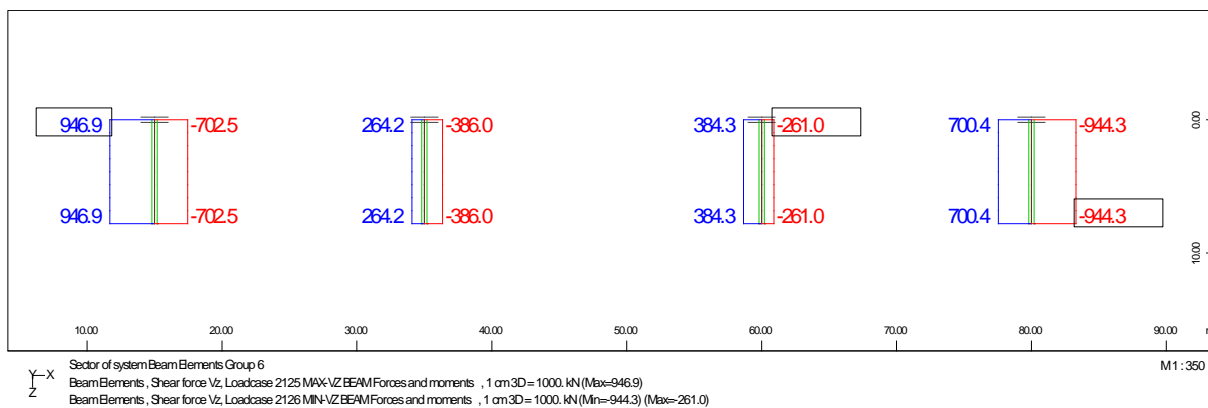
Obremenitve



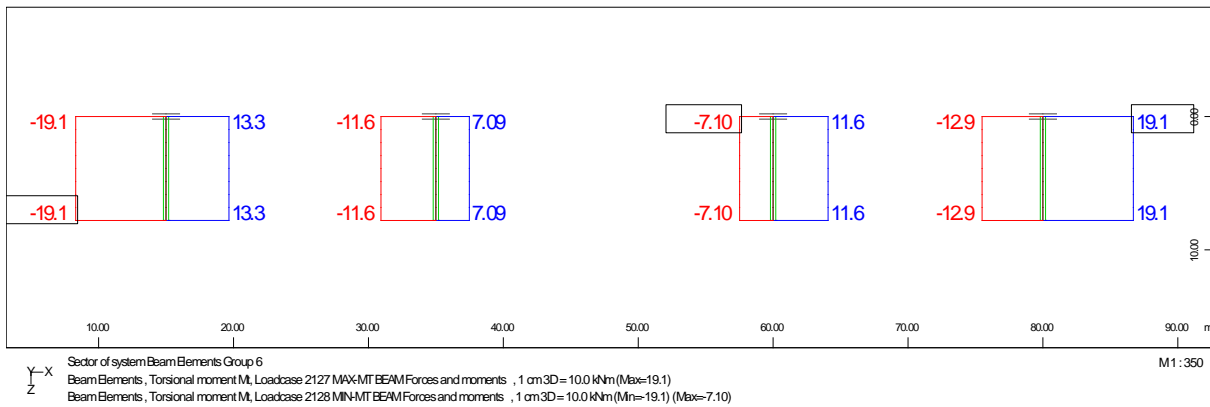
Sl. 92: Ovojnice projektnih osnih sil v stebrih



Sl. 93: Ovojnice projektnih upogibnih momentov v stebrih

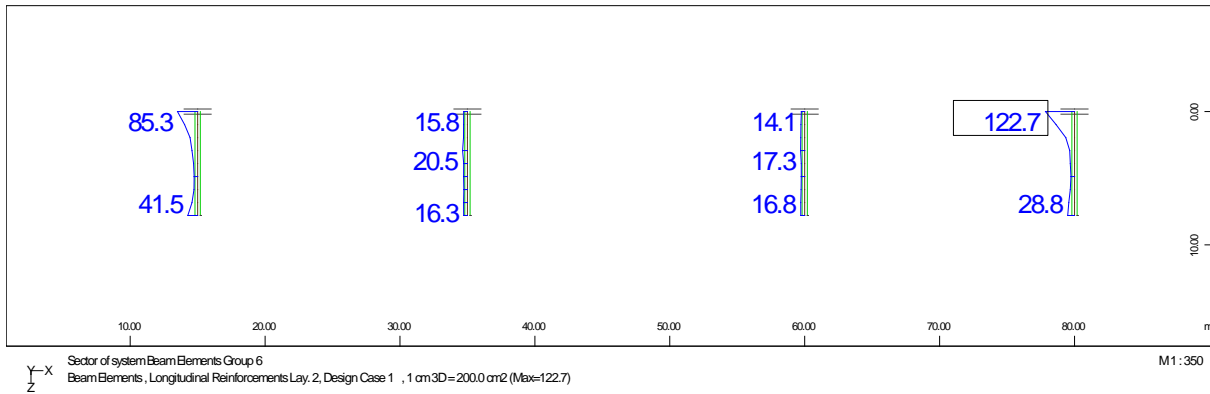


Sl. 94: Ovojnice projektnih prečnih sil v stebrih

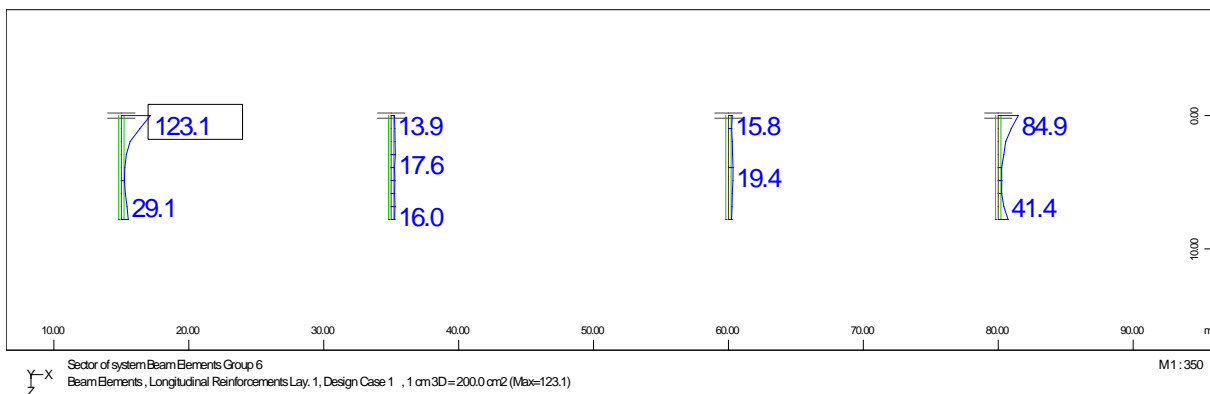


Sl. 95: Ovojnice projektnih torzijskih momentov v stebrih

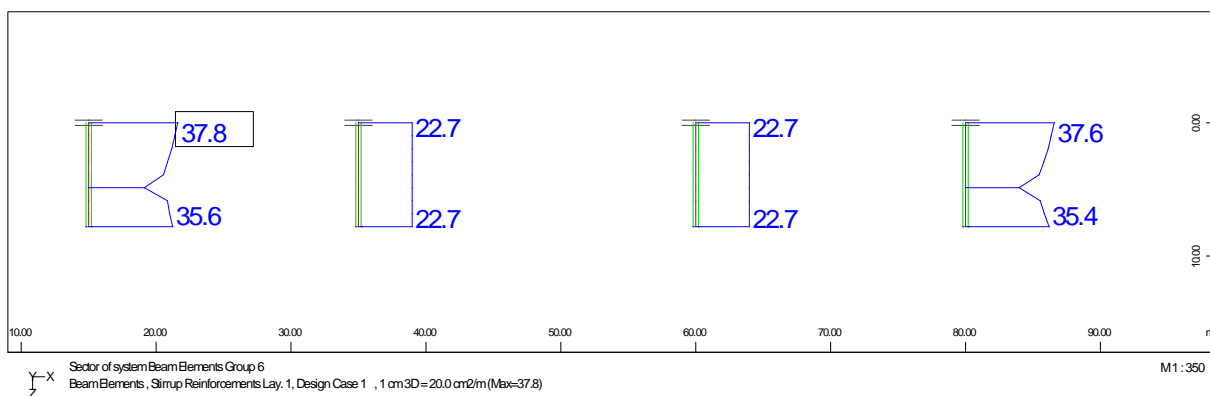
Potrebni prerezi vzdolžne in strižne armature



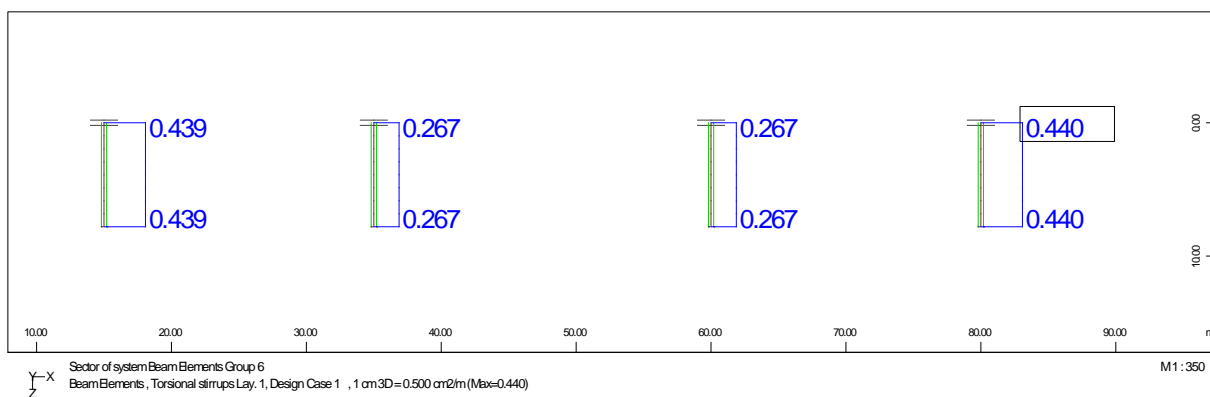
Sl. 96: Potrebna vzdolžna armatura na levi strani stebrov



Sl. 97: Potrebna vzdolžna armatura na desni strani stebrov



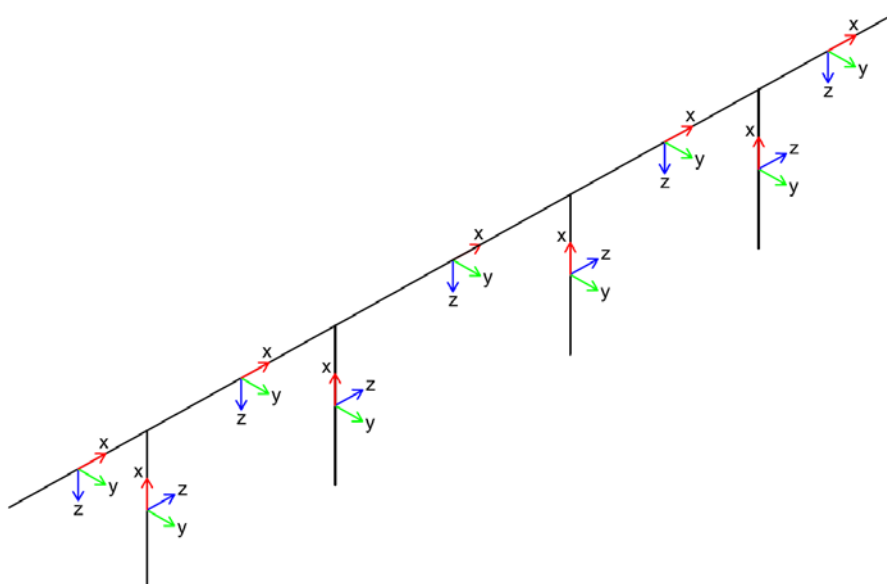
Sl. 98: Potrebna strižna armatura zaradi prečnih sil



Sl. 99: Potrebna strižna armatura zaradi torzijskega momenta

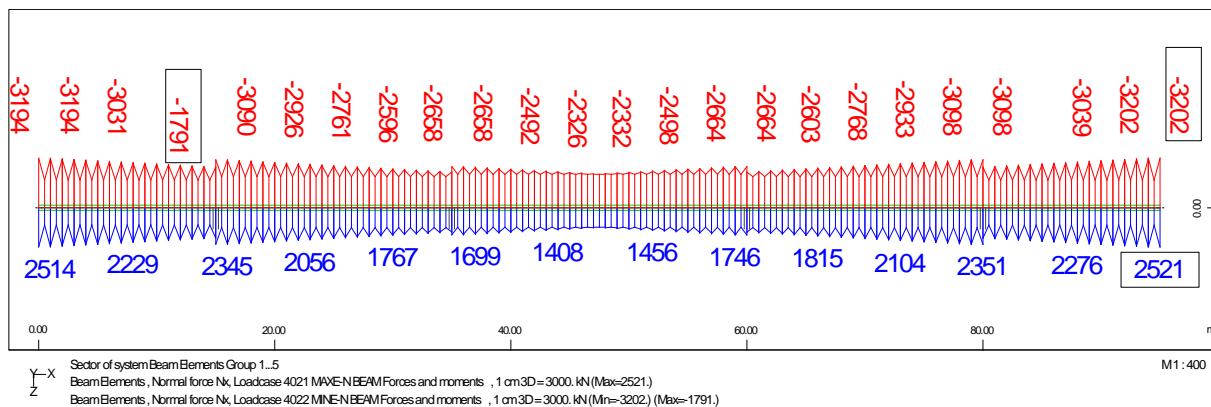
7.1.2 Mejna stanja nosilnosti – potresno projektno stanje

V tem poglavju prikažem obremenitve za potresno projektno stanje, ki sem jih določil tako, da sem kombiniral obremenitve, ki so posledica potresnega vpliva ter stalne obtežbe. Kombiniranje teh obremenitev je predstavljeno v poglavju 6.1.2 z izrazom (56). Izkaže se, da te obremenitve v večini niso merodajne za dimenzioniranje konstrukcije. Merodajne so namreč obremenitve zaradi stalnega projektne stanja. Pri potresnem projektne stanju so omembe vredni le upogibni momenti M_z in prečne sile V_y , vendar se izkaže, da so prečni prerezi, ki jih dimenzioniram v naslednjih poglavjih, sposobni prevzeti take obremenitve. Lokalne koordinatne sisteme konstrukcijskih elementov sem predstavil na sliki Sl. 100.

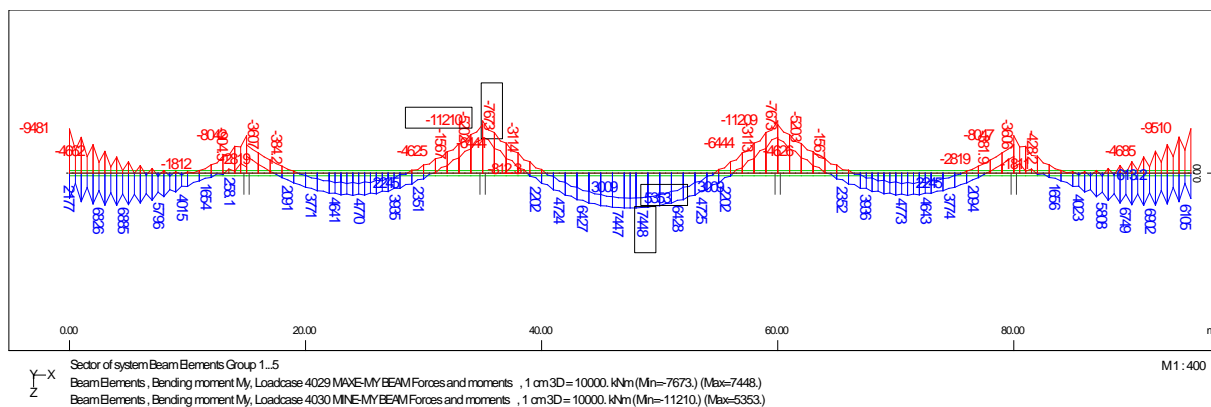


Sl. 100: Lokalni koordinatni sistemi konstrukcijskih elementov

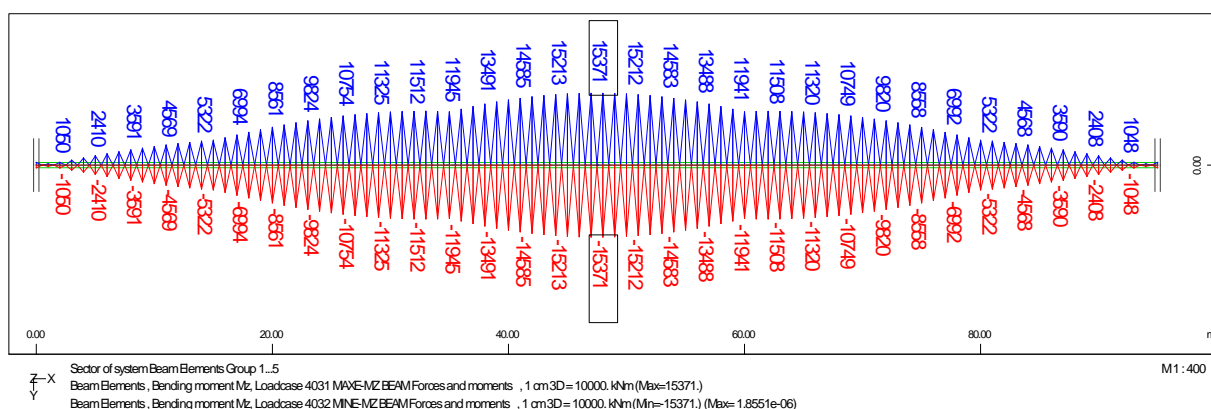
7.1.2.1 Prekladna konstrukcija



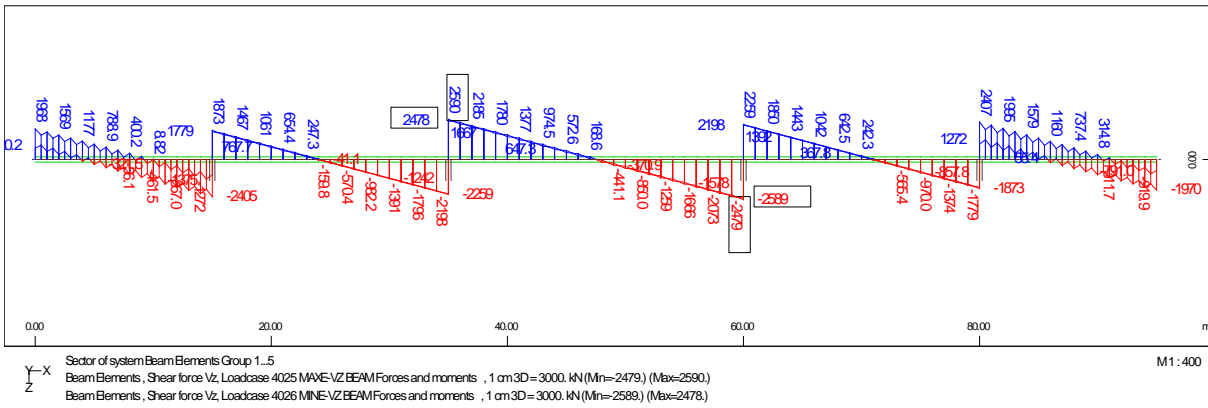
Sl. 101: Ovojnici projektne osnih sil N_x



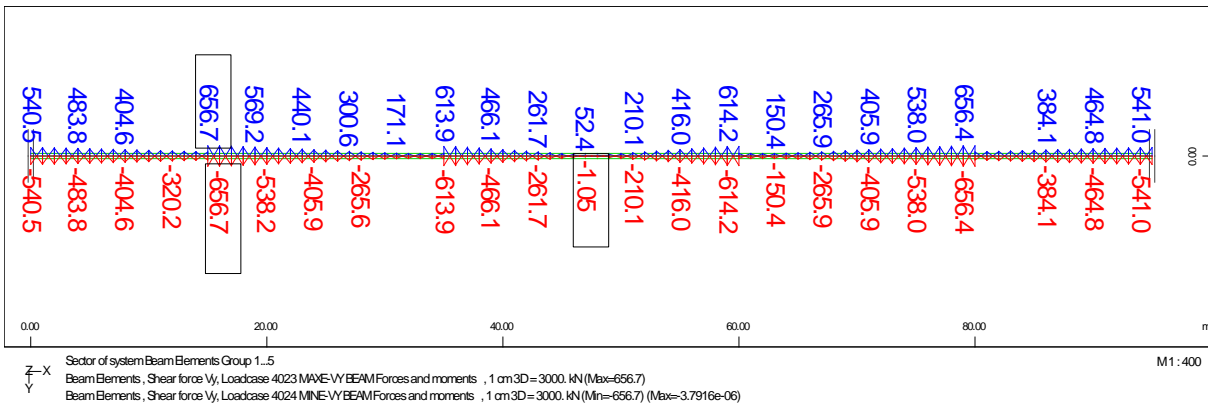
Sl. 102: Ovojnici projektne upogibnih momentov M_y



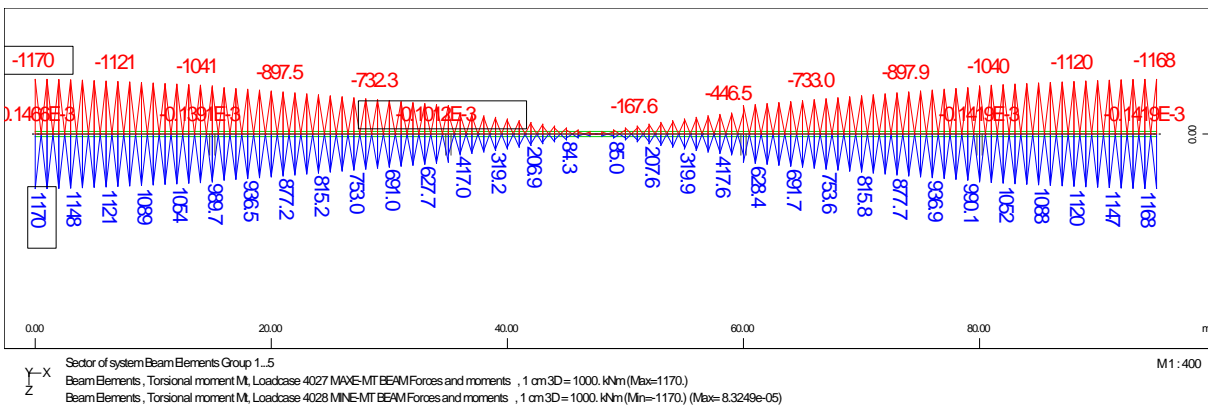
Sl. 103: Ovojnici projektne upogibnih momentov M_z



Sl. 104: Ovojnici projektnih prečnih sil V_z

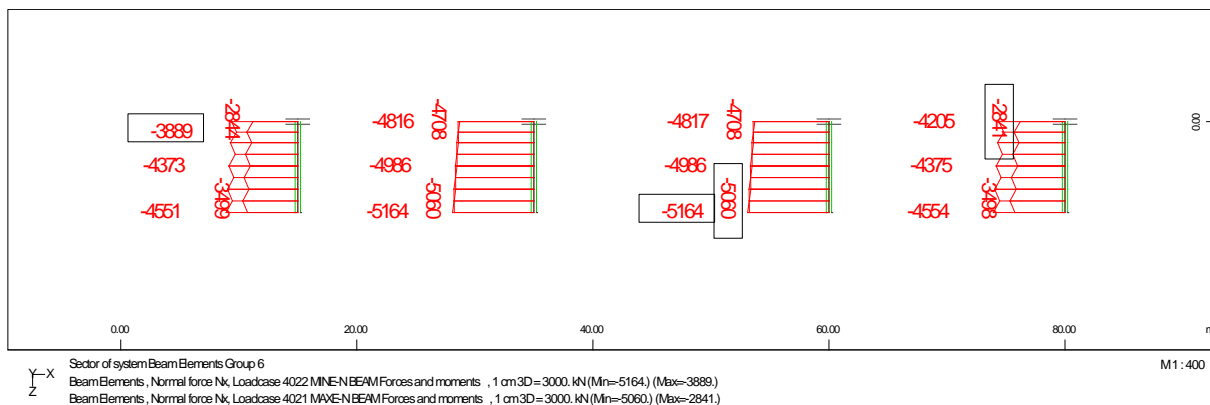


Sl. 105: Ovojnici projektnih prečnih sil V_y

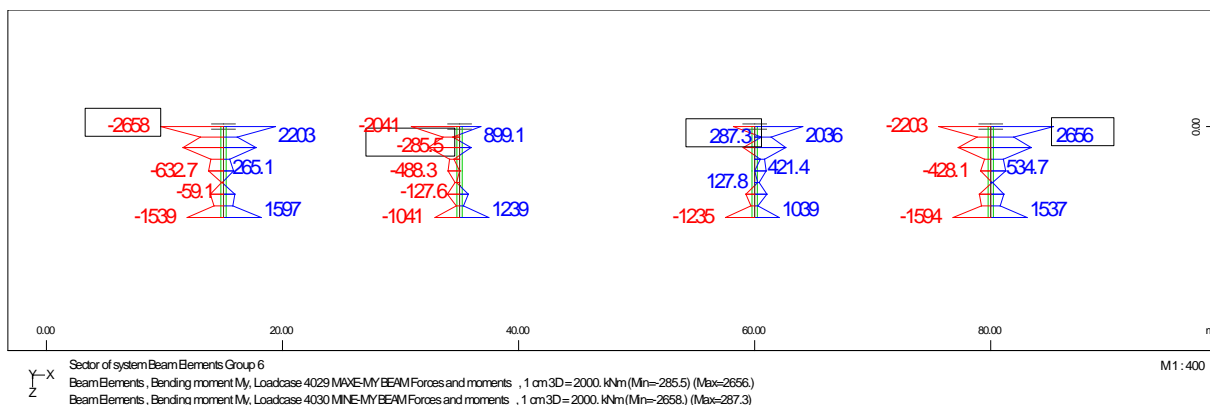


Sl. 106: Ovojnici projektnih torzijskih momentov M_t

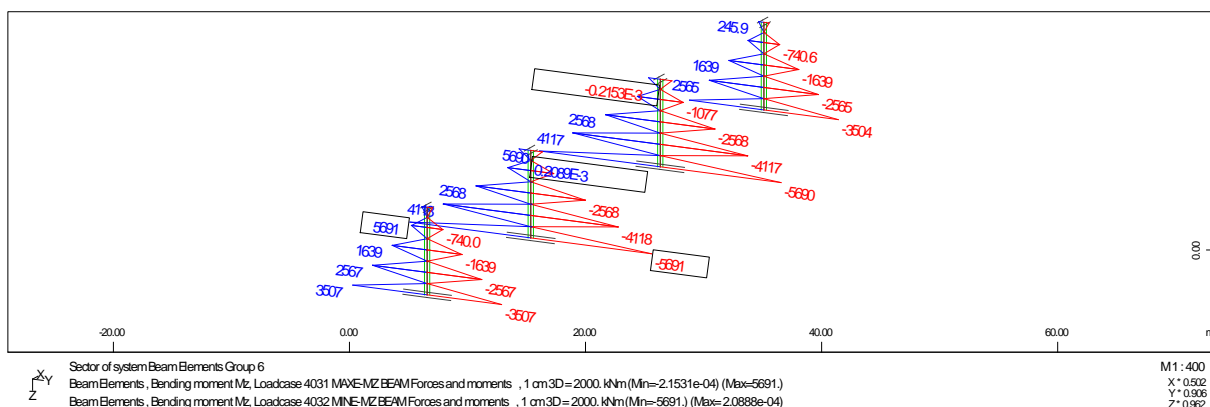
7.1.2.2 Stebri



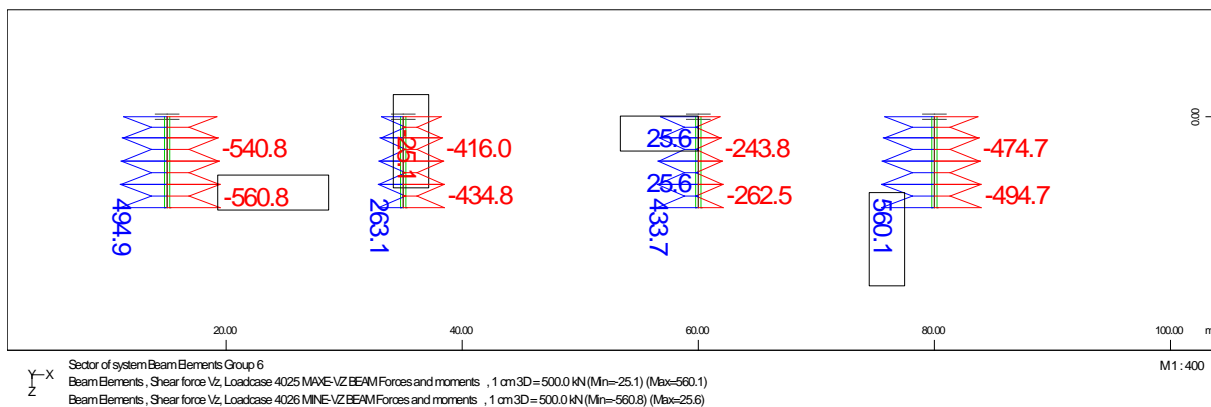
Sl. 107: Ovojnice projektnih osnih sil N_x



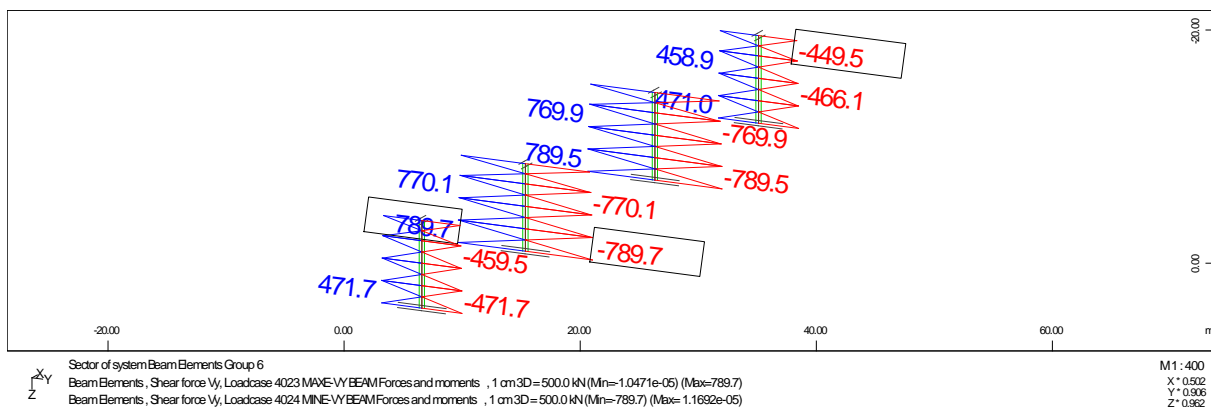
Sl. 108: Ovojnice projektnih upogibnih momentov M_y



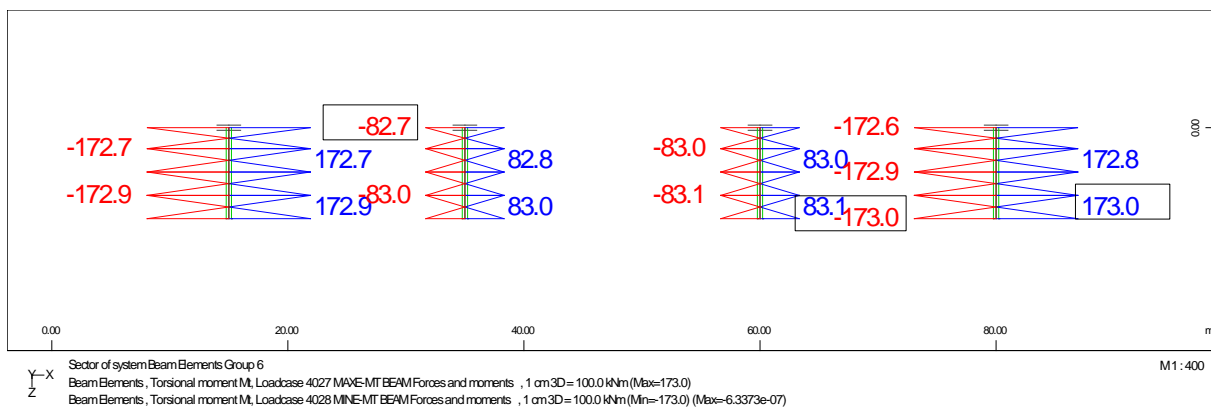
Sl. 109: Ovojnice projektnih upogibnih momentov M_z



Sl. 110: Ovojnici projektnih prečnih sil V_z



Sl. 111: Ovojnici projektnih prečnih sil V_y



Sl. 112: Ovojnici projektnih torzijskih momentov M_t

7.2 Dimenzioniranje

Izbrane prečne prereze dimenzioniram na obremenitve, ki jih dobim zaradi stalnega projektnega stanja (MSN). Za potresno projektno stanje se namreč izkaže, da ni merodajno, saj se konstrukcija nahaja na potresnem območju z majhnim projektnim pospeškom tal. Primerjava med obremenitvami enega in drugega projektnega stanja je razvidna v poglavjih 7.1.1 in 7.1.2.

7.2.1 Minimalna vzdolžna armatura

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 podaja minimalno potrebno vzdolžno armaturo. Ta je potrebna zaradi preprečitve krhke porušitve in preširokih razpok. S spodnjima izrazoma je določena minimalna vzdolžna armatura $A_{s,\min}$ za grede (57) in stebre (58).

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (57)$$

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right\} \quad (58)$$

Pri tem so:

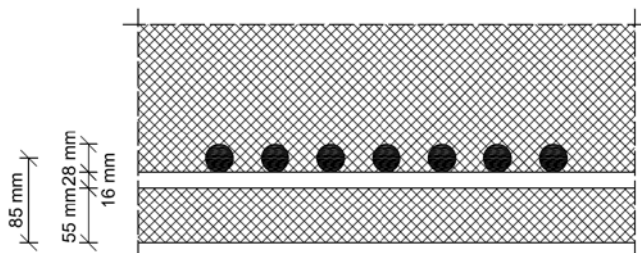
- f_{ctm} ... srednja vrednost nazivne natezne trdnosti betona (poglavje 4.5),
- f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti (poglavje 4.5),
- b_t ... srednja širina natezne cone,
- d ... statična višina prečnega prereza,
- N_{Ed} ... projektna tlačna osna sila v stebri,
- f_{yd} ... projektna meja elastičnosti armature v stebri (poglavje 4.5) in
- A_c ... površina prečnega prereza stebra (poglavje 4.3).

Statično višino prereza določim z izrazom (59). Oddaljenost armature od spodnjega roba pa je prikazana na sliki Sl. 113.

$$d = h - c_{nom} - \phi_{st} - \frac{\phi_{vz}}{2} \quad (59)$$

$$d_{preklada} = 1100 \text{ mm} - 55 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{28 \text{ mm}}{2} = 1015 \text{ mm}$$

$$d_{steber} = 800 \text{ mm} - 55 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{28 \text{ mm}}{2} = 715 \text{ mm}$$



Sl. 113: Določitev oddaljenosti armature od spodnjega roba

Pri tem so:

- h ... višina prereza,
- c_{nom} ... nazivni krovni sloj betona (poglavje 4.7),
- ϕ_{st} ... premer palic strižne armature in
- ϕ_{vz} ... premer palic vzdolžne armature.

Sedaj lahko izračunam minimalno vzdolžno armaturo $A_{s,min}$ posebej za zgornji in spodnji del prereza prekladne konstrukcije. Za širino b_t v zgornjem delu prereza privzamem povprečno širino, ki znaša 845 cm.

$$A_{s,min,zg} = 0,26 \cdot \frac{0,32 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 845 \text{ cm} \cdot 101,5 \text{ cm} = 142,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min,sp} = 0,26 \cdot \frac{0,32 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 380 \text{ cm} \cdot 101,5 \text{ cm} = 64,2 \text{ cm}^2$$

7.2.2 Maksimalna vzdolžna armatura

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 podaja količino maksimalne vzdolžne armature v prečnem prerezu izven območja stikovanja z izrazom (60).

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \tag{60}$$

$$A_{s,max,steber} = 0,04 \cdot 1,7827 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 = 713,1 \text{ cm}^2$$

Pri tem je:

- A_c ... površina prečnega prereza (poglavje 4.3).

7.2.3 Strižna armatura zaradi prečne sile

Standard EN 1992-2:2005 podaja enačbo (61) za izračun strižne odpornosti elementa brez strižne armature.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (61)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (62)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (63)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ v mm} \quad (64)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (65)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (66)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (67)$$

Pri tem so:

- $V_{Rd,c}$... projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature [N],
- ρ_l ... stopnja armiranja z vzdolžno armaturo,
- f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona [MPa],
- k_1 ... priporočena vrednost je 0,15,
- σ_{cp} ... tlačna napetost betona zaradi osne sile,
- b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm],
- d ... statična višina prečnega prereza (poglavje 7.2.1),
- A_{sl} ... ploščina prečnega prereza natezne armature, ki jo je treba voditi najmanj $\geq (l_{bd} + d)$ preko obravnavanega prečnega prereza,
- N_{Ed} ... osna sila prereza, ki jo povzroča obtežba v [N] (tlačne osne sile so pozitivne),
- A_c ... ploščina prečnega prereza betona [mm²] in
- f_{cd} ... projektna vrednost tlačne trdnosti betona [MPa].

Če se izkaže, da je strižna armatura potrebna, potem standard EN 1992-2:2005 podaja izraz (68), s katerim se izračuna odpornost elementa V_{Rd} glede na nosilnost strižne armature, nikakor pa ne smemo prekoračiti odpornosti glede na tlačne razpore, ki je določena z izrazom (69).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (68)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (69)$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \} \quad (70)$$

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35 \text{ MPa}}{250} \right] = 0,516 \quad (71)$$

$$z_{preklada} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 101,5 \text{ cm} = 91,4 \text{ cm} \quad (72)$$

$$z_{steber} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 71,5 \text{ cm} = 64,4 \text{ cm} \quad (73)$$

Pri tem so:

- A_{sw} ... ploščina prečnega prereza strižne armature,
- s ... medsebojna horizontalna razdalja strižne armature,
- z ... ročica notranjih sil (v splošnem $z = 0,9 \cdot d$),
- f_{ywd} ... projektna meja elastičnosti strižne armature (poglavje 4.5),
- θ ... kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo (privzamem $\theta = 45^\circ$),
- α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (enak 1 za konstrukcije brez prednapetja),
- b_w ... najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom,
- v_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona (priporočena vrednost enaka v) in
- d ... statična višina prečnega prereza (poglavje 7.2.1).

Če je projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature manjša od projektne vrednosti prečne sile, je potrebna strižna armatura. Potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile pa določim z izrazom (74).

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (74)$$

Zaradi prevzema prečne sile z mehanizmom nadomestnega paličja pride v vzdolžni armaturi do dodatne natezne sile. Zato je potrebno predvideti dodatno natezno vzdolžno armaturo zaradi prečne sile, ki se jo izračuna z izrazom (75).

$$\Delta A_{sl} = \frac{\Delta F_{td}}{f_{yd}} \quad (75)$$

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (76)$$

Pri tem so:

ΔA_{sl} ... dodatna natezna vzdolžna armatura,

ΔF_{td} ... dodatna natezna sila in

α ... kot med strižno armaturo in osjo nosilca (v mojem primeru velja $\alpha = 90^\circ$).

Minimalno strižno armaturo obravnava standard SIST EN 1992-1-1:2005 z naslednjim izrazom:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}}{500 \text{ MPa}} = 0,0009. \quad (77)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min}$$

Največja vzdolžna medsebojna razdalja med strižno armaturo je določena z naslednjim izrazom:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha). \quad (78)$$

Največja prečna razdalja med kraki v skupini strižnih stremen v prekladi je določena z naslednjim izrazom:

$$s_{t,\max} = \min \{0,75 \cdot d; 600 \text{ mm}\}. \quad (79)$$

Najmanjši premer palic strižne armature in največja vzdolžna medsebojna razdalja med strižno armaturo v stebru sta določena z izrazoma (80) in (81).

$$\phi_{st,\min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\phi_{vzd,\max}}{4} \right\} \quad (80)$$

$$s_{cl,\max} = \min \left\{ 20 \cdot \phi_{vzd,\min}; b; h; 400 \text{ mm} \right\} \quad (81)$$

neposredno pod preklado je kriterij še strožji ($s'_{cl,\max} = 0,6 \cdot s_{cl,\max}$)

7.2.4 Strižna armatura zaradi torzije

Standard EN 1992-2:2005 podaja enačbe za izračun potrebne armature zaradi torzije. Ob tem pa je največja odpornost elementa omejena še z odpornostjo betonskih razpor v skladu z naslednjim pogojem:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,\max}} \leq 1,0. \quad (82)$$

Pri tem sta:

T_{Ed} ... projektni torzijski moment in

$T_{Rd,\max}$... projektna odpornost glede torzijskega momenta po kriteriju nosilnosti tlačnih razpor.

Projektno odpornost elementa glede torzijskega momenta $T_{Rd,\max}$ izračunam z izrazom (83), pri čemer pri prekladni konstrukciji upoštevam le osrednji del prereza.

$$T_{Rd,\max} = 2 \cdot v \cdot a_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta. \quad (83)$$

$$t_{ef} = \frac{A}{u} > 2 \cdot a \quad (84)$$

Pri tem so:

v ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona,

a_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (enak 1 za konstrukcije brez prednapetja),

- A_k ... ploskev, ki jo obdajajo srednjice spojenih sten (Sl. 114 in Sl. 115),
 u_k ... obseg ploskve A_k (Sl. 114 in Sl. 115),
 $t_{ef,i}$... učinkovita debelina stene,
 A ... celotna ploskev prečnega prereza znotraj zunanjega oboda,
 u ... zunanji obseg prečnega prereza (Sl. 114 in Sl. 115) in
 a ... odmik vzdolžne armature od zunanjega roba prečnega prereza (Sl. 113).

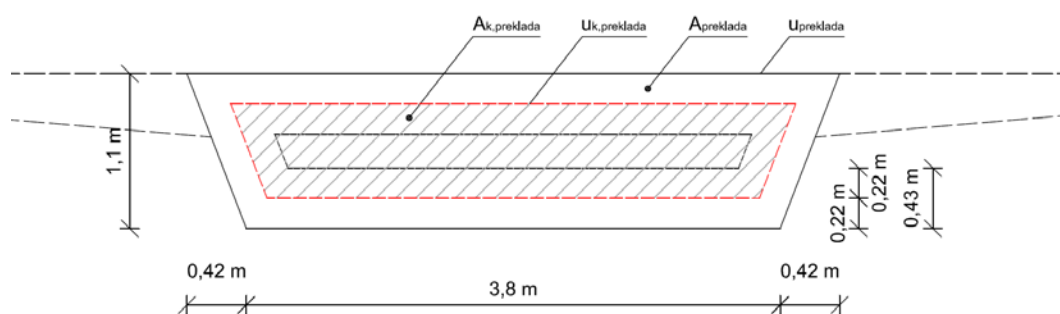
$$A_{preklada} = 4,645 \text{ m}^2$$

$$u_{preklada} = 10,803 \text{ m}$$

$$A_{k,preklada} = 2,521 \text{ m}^2$$

$$u_{k,preklada} = 8,96 \text{ m}$$

$$t_{ef,preklada} = \frac{4,645 \text{ m}^2}{10,803 \text{ m}} = 0,43 \text{ m} = 43 \text{ cm} > 2 \cdot 8,5 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$



Sl. 114: Prikaz dela prereza preklade (A_k) za izračun torzije

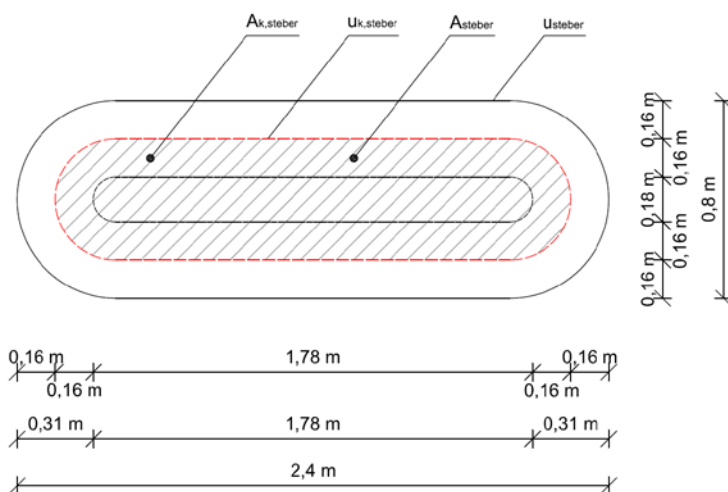
$$A_{steber} = 1,7827 \text{ m}^2$$

$$u_{steber} = 5,713 \text{ m}$$

$$A_{k,steber} = 0,973 \text{ m}^2$$

$$u_{k,steber} = 4,74 \text{ m}$$

$$t_{ef,steber} = \frac{1,7827 \text{ m}^2}{5,713 \text{ m}} = 0,31 \text{ m} = 31 \text{ cm} > 2 \cdot 8,5 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Sl. 115: Prikaz prereza stebra (A_k) za izračun torzije

Stremenska armatura je statično potrebna, če betonski element brez strižne armature ne more prevzeti projektne obremenitve. Kontrola nosilnosti betonskega elementa brez strižne armature se opravi z naslednjim izrazom:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} \leq 1,0. \quad (85)$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,min} \quad (86)$$

Pri tem sta:

$T_{Rd,c}$... torzijski moment, pri katerem se pojavijo razpoke in

f_{ctd} ... projektna osna natezna trdnost betona (poglavje 4.5).

Potrebno stremensko armaturo zaradi torzije se izračuna z izrazom (87):

$$\frac{A_{sw}^*}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}. \quad (87)$$

Potrebno vzdolžno armaturo zaradi torzije, ki jo enakomerno razporedimo ob obodu torzijske strižne armature, pa določimo z naslednjim izrazom:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \cot \theta. \quad (88)$$

Vzdolžno armaturo zaradi torzije je potrebno razporediti tako, da je najmanj ena palica v vsakem vogalu. Ostale palice pa morajo biti enakomerno razporejene po notranjem obodu stremen. Maksimalna razdalja med vzdolžno armaturo zaradi torzije je:

$$s_{l,tor,max} = 350 \text{ mm}. \quad (89)$$

Minimalna strižna armatura zaradi torzije je po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 zagotovljena z izrazom (77). To pomeni, da je privzeto, da je minimalna strižna armatura zaradi prečne sile v izrazu (77) sposobna prevzeti tudi torzijski moment.

Največja vzdolžna medsebojna razdalja med torzijsko strižno armaturo je:

$$s_{l,max} = \min \left\{ \frac{u}{8}; b_w; h; 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \right\}. \quad (90)$$

7.2.5 Strižna armatura zaradi kombinacije prečne sile in torzije

Ob upoštevanju standarda SIST EN 1992-1-1:2005 preverim največjo odpornost elementa glede na odpornost betonskih razpor pri kombinaciji prečne sile in torzijskega momenta z izrazom (91).

$$\frac{V_{Ed,i}}{V_{Rd,max}(t_{ef,i})} + \frac{V_{Ed}/2}{V_{Rd,max}(b/2)} \leq 1,0 \quad (91)$$

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \quad (92)$$

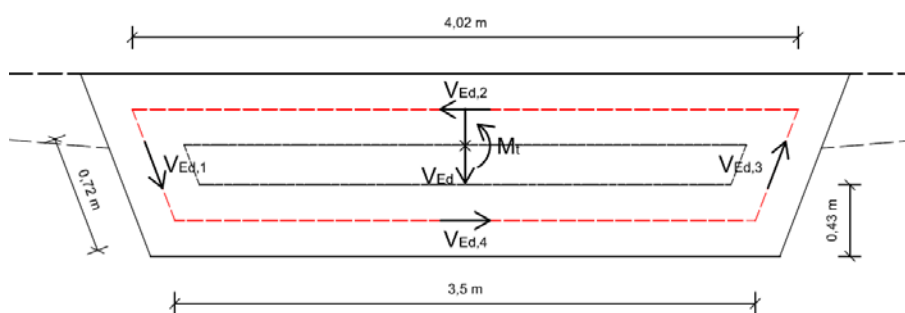
$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (93)$$

$$V_{Rd,max}(t_{ef,i}) = \frac{\alpha_{cw} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (94)$$

$$V_{Rd,max}(b/2) = \frac{V_{Rd,max}}{2} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \cdot (\cot \theta + \tan \theta)} \quad (95)$$

Pri tem so:

- $V_{Ed,i}$... prečna sila, ki jo v i -ti steni povzroča torzija,
- $t_{t,i}$... torzijska strižna napetost v i -ti steni,
- $t_{ef,i}$... učinkovita debelina stene,
- T_{Ed} ... projektni torzijski moment in
- z_i ... dolžina stranice i -te stene, ki je določena z razdaljo med presečiščema srednjice stene in srednjicama sosednjih sten (glej sliko Sl. 116).



Sl. 116: Prikaz dolžine stranic z_i in prečne sile $V_{Ed,i}$, ki so posledica torzije

Kontrola nosilnosti betonskega prečnega prereza (brez armature) se izračuna z izrazom (96) in stremenska armatura je potrebna, če betonski prerez ne more prevzeti projektnih obremenitev.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0. \quad (96)$$

Pri tem so:

- T_{Ed} ... projektni torzijski moment,
- $T_{Rd,c}$... torzijski moment, pri katerem se pojavijo razpoke (glej izraz (86)),
- V_{Ed} ... projektna prečna sila in
- $V_{Rd,c}$... projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature (glej izraz (61)).

Če je stremenska armatura zaradi kombinacije prečne sile in torzije potrebna, jo določimo ločeno zaradi prečne sile in torzije ter obe namestimo v element. Račun potrebne stremenske armature zaradi prečne sile sem prikazal v poglavju 7.2.3 z izrazom (74). Potrebno stremensko armaturo zaradi torzije pa se izračuna z izrazom (87) v poglavju 7.2.4.

7.2.6 Kontrola armature v prekladni konstrukciji na sredini razpona tretjega polja

V tem poglavju prikažem izračun potrebne armature in dobljene rezultate primerjam z rezultati, ki jih dobim s programom Sofistik. Obremenitve izbranega prečnega prereza so prikazane v preglednici Pr. 29.

Pr. 29: Maksimalne vrednosti merodajne količine na sredini razpona tretjega polja ter pripadajoče vrednosti

3. polje - Na sredini razpona polja						
Element	Obtežba	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Merodajna kol.
1047	2129	2680	16323	590	939	max My
1047	2122	-5800	7188	154	25	min N
1047	2121	7393	7802	65	111	max N
1047	2125	-3807	11168	789	941	max Vz
1047	2127	-3800	11181	634	941	max Mt

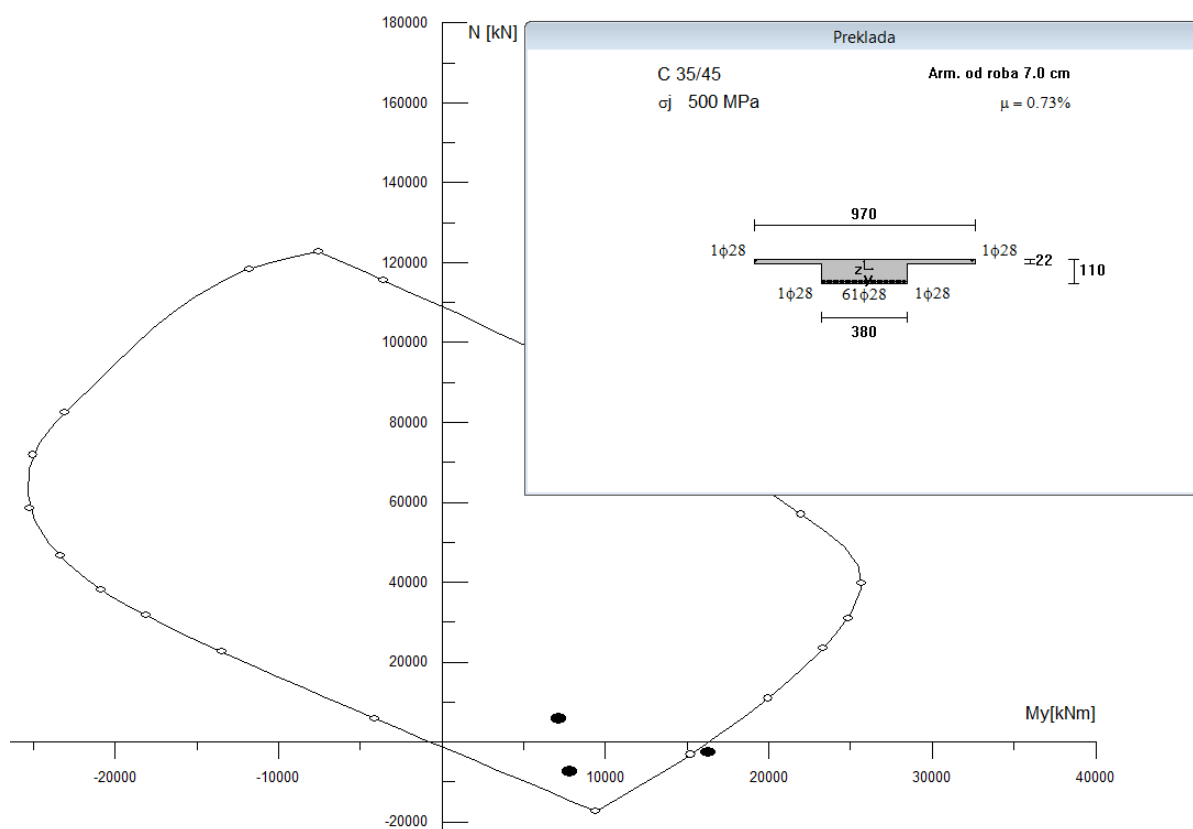
7.2.6.1 Vzdolžna armatura

S programom Sofistik dobim potrebno količino zgornje in spodnje armature v posameznem prerezu konstrukcije (Sl. 88 in Sl. 89). Dobljene rezultate za potrebno količino armature preverim tudi s programom DIAS (Sl. 117). Program DIAS omogoča enostavno kontrolo nosilnosti prereza, le vnesti je potrebno lastnosti prereza, količino armature in obremenitve. Glede na to, da v programu DIAS ni možno risati poljubnih prečnih prerezov, sem le tega nekoliko poenostavil (glej sliko Sl. 64). Potrebna količina spodnje vzdolžne armature, ki jo izračuna program Sofistik na tem delu prereza, je naslednja (Sl. 89):

$$A_s = 385 \text{ cm}^2.$$

Odločim se za armaturene palice s premerom 28 mm. Spodnja vzdolžna armatura, ki jo izberem, je:

$$63\phi 28 \rightarrow A_s = 387,9 \text{ cm}^2.$$

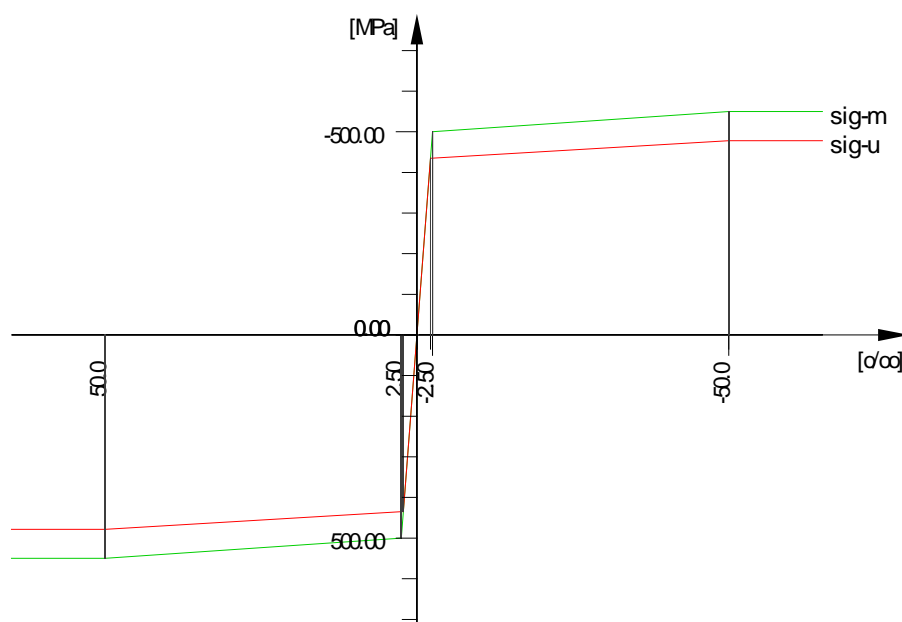


Sl. 117: Kontrola nosilnosti prereza na sredini razpona tretjega polja

Ugotovim, da potrebno količino vzdolžne armature, ki jo izračuna program Sofistik, lahko primerjam s programom DIAS. Ustrezno nosilnost prereza dokazuje slika Sl. 117, na kateri je razvidno, da so vse točke znotraj oz. na meji nosilnosti prereza. Poudariti je potrebno, da program DIAS ne upošteva utrjevanja jekla, medtem ko program Sofistik to upošteva (Sl. 118). Nosilnost prečnega prereza v programu DIAS je upravičeno malenkost manjša tudi zaradi poenostavitve prečnega prereza. Če kritična točka torej leži nekoliko izven območja nosilnosti prečnega prereza na sliki Sl. 117, lahko vseeno upoštevam potrebno količino armature izračunano s programom Sofistik. Le-ta namreč upošteva obe prej omenjeni dejstvi, ki nekoliko prispevata h končni nosilnosti prečnega prereza.

Minimalna vzdolžna armatura za ta element je naslednja:

$$A_{s,min,sp} = 0,26 \cdot \frac{0,32 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 380 \text{ cm} \cdot 101,5 \text{ cm} = 64,2 \text{ cm}^2 \leq 385 \text{ cm}^2 \quad \checkmark.$$



Sl. 118: Konstitutivni zakon armature upoštevan v programu Sofistik

Potrebno količino vzdolžne armature, ki jo izračuna program Sofistik, lahko preverimo tudi v obliki izpisa (Sl. 119). Na tem izpisu so prikazane tudi obremenitve, ki povzročajo minimalno potrebno količino vzdolžne armature, ter deformacije betona in armature, pri kateri je izračunana potrebna armatura.

Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn [o/oo / mm]	nue C/S	rel tra	As R [cm ²]
					T/Tmax	1.000	(D 0.000, Z	1.000)		13926.1
	2129			2680.1	16322.84	-3.50	32.18	1.50	1.00	385.00
					-565.75	9999	255	1.15		0.10
					e=	0.58	-0.39	=>	0.93	2.07
										28.95

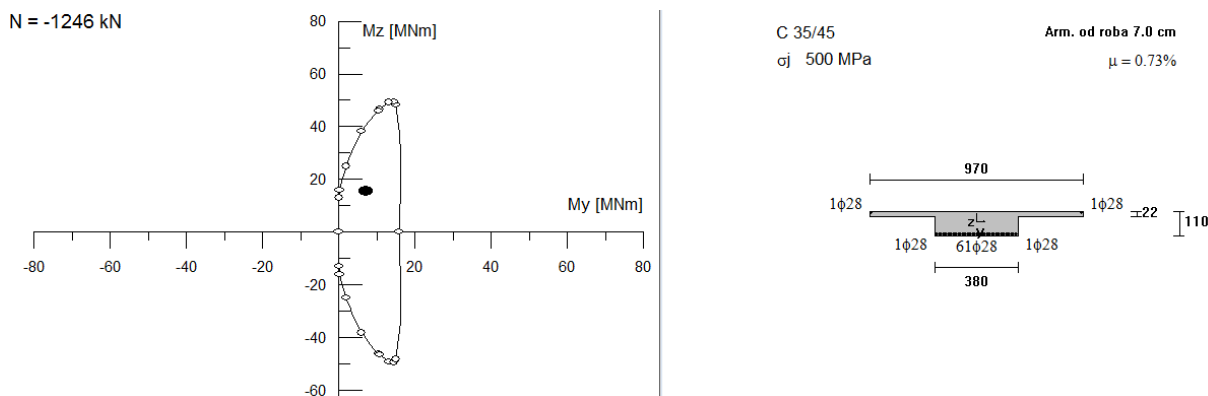
Sl. 119: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik

Kot sem že omenil v poglavju 7.1.2, so merodajni projektni upogibni momenti M_z tisti, ki jih dobim zaradi projektnega potresnega stanja (Sl. 103). Zato s programom DIAS preverim ali prečni prerez z izbrano vzdolžno armaturo lahko prevzame take obremenitve in izkaže se, da je nosilnost prečnega prereza ustrezna (Sl. 120). Dejansko pri prevzemu upogibnega momenta M_z sodeluje še vsa vzdolžna armatura v zgornjem delu prekladne konstrukcije, ki pa je tu zanemarjena. Merodajni projektni upogibni moment M_z ter pripadajoča projektna osna sila N in pripadajoči projektni upogibni moment M_y so naslednji:

$$M_{z,Ed} = 15371 \text{ kNm},$$

$$N_{Ed,prip} = 1246 \text{ kN (nateg)},$$

$$M_{y,Ed,prip} = 7175 \text{ kNm}.$$



Sl. 120: Kontrola nosilnosti prereza na sredini razpona tretjega polja zaradi potresnega projektne stanja

7.2.6.2 Strižna armatura

V tem poglavju prikažem izračun potrebne strižne armature in dobljene rezultate primerjam z rezultati, ki jih dobim s programom Sofistik. Obremenitve za izračun strižne armature v tem prečnem prerezu sicer niso merodajne, vendar za dokaz vseeno prikažem izračun. Obremenitve so navedene v preglednici (Pr. 29), izračun potrebne strižne armature pa naredim po enakem postopku, kot je opisan v poglavjih 7.2.3, 7.2.4 in 7.2.5.

Najprej preverim največjo odpornost elementa glede tlačnih razpor zaradi kombinacije prečne sile in torzije.

$$\frac{V_{Ed,i}}{V_{Rd,max}(t_{ef,i})} + \frac{V_{Ed}/2}{V_{Rd,max}(b/2)} = \frac{134 \text{ kN}}{1584 \text{ kN}} + \frac{789 \text{ kN}/2}{8885 \text{ kN}} = 0,13 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} = \frac{941 \cdot 100 \text{ kNcm}}{2 \cdot 25210 \text{ cm}^2} = 1,866 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i = 1,866 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 72 \text{ cm} = 134 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max}(t_{ef,i}) = \frac{\alpha_{cw} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \cdot V_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = \frac{1,0 \cdot 43 \text{ cm} \cdot 72 \text{ cm} \cdot 0,516 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 1584 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max}(b/2) = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w / 2 \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 380 \text{ cm} / 2 \cdot 91,4 \text{ cm} \cdot 0,516 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 8885 \text{ kN}$$

Preverim, če je potrebna stremenska armatura v sredini razpona tretjega polja.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{941 \text{ kNm}}{3187,1 \text{ kNm}} + \frac{789 \text{ kN}}{2525,5 \text{ kN}} = 0,61 \leq 1,0 \quad \checkmark \rightarrow \text{stremenska arm. ni potrebna}$$

v sredini razpona

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

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1015}} = 1,44 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{387,9 \cdot 100 \text{ mm}^2}{3800 \text{ mm} \cdot 1015 \text{ mm}} = 0,01 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{3807 \cdot 1000 \text{ N}}{6376500 \text{ mm}^2} = 0,597 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,97 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,44^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,358$$

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

$$= \left[0,12 \cdot 1,44 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,597 \right] \cdot 3800 \cdot 1015 = 2525526 \text{ N} = 2525,5 \text{ kN}$$

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

$$= (0,358 + 0,15 \cdot 0,597) \cdot 3800 \cdot 1015 = 1726200 \text{ N} = 1726,2 \text{ kN}$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,\min} = 2 \cdot 25210 \text{ cm}^2 \cdot 0,147 \text{ kN/cm}^2 \cdot 43 \text{ cm} = 318705 \text{ kNcm} =$$

$$= 3187,1 \text{ kNm}$$

Čeprav sem računsko dokazal, da strižna armatura ni potrebna, je potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile vseeno upoštevati zaradi pogojev za:

- minimalno strižno armaturo zaradi prečne sile ter
- maksimalno razdaljo med stremeni v vzdolžni in prečni smeri.

Izberem strižno armaturo zaradi prečne sile, ki je naslednja:

$$\phi 16 / 55 \text{ cm } (n = 10) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0,3656 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 36,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Sedaj preverim še, če z izbrano strižno armaturo zaradi prečne sile zadostim prej omenjenima pogojema z naslednjimi izrazi.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,3656 \text{ cm}^2 / \text{cm}}{380 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ} = 0,001 \geq \rho_{w, \min} = 0,0009 \quad \checkmark$$

$$s_l = 55 \text{ cm} \leq s_{l, \max} = 0,75 \cdot 101,5 \text{ cm} \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 76 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$s_t = \frac{380 \text{ cm}}{9} = 42,2 \text{ cm} \leq s_{t, \max} = \min \{0,75 \cdot 101,5 \text{ cm}; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Potrebno strižno armaturo zaradi torzije izberem ob upoštevanju pogoja za maksimalno razdaljo med stremeni, medtem ko je pogoj za minimalno strižno armaturo zaradi torzije že zadoščeno z minimalno armaturo zaradi prečne sile. Izbrana strižna armatura zaradi torzije pa je naslednja:

$$\phi 16 / 55 \text{ cm} \rightarrow \frac{A_{sw}^*}{s} = 0,0366 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 3,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Preverim, če z izbrano strižno armaturo zaradi torzije zadostim pogoj za maksimalno razdaljo med stremeni v vzdolžni smeri.

$$\begin{aligned} s_l = 55 \text{ cm} \leq s_{l, \max} &= \min \left\{ \frac{u}{8}; b_w; h; 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \right\} = \\ &= \min \left\{ \frac{10,803 \cdot 100 \text{ cm}}{8}; 380 \text{ cm}; 110 \text{ cm}; 0,75 \cdot 101,5 \text{ cm} \cdot (1 + \cot 90^\circ) \right\} = \\ &= 76 \text{ cm} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Potrebno dodatno vzdolžno armaturo zaradi torzije določim z naslednjim izrazom:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \cot \theta = \frac{941 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 896 \text{ cm}}{2 \cdot 25210 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} \cdot \cot 45^\circ = 38,5 \text{ cm}^2.$$

Izberem dodatno vzdolžno armaturo zaradi torzije, ki jo razporedim po obodu torzijske armature.

$$23\phi 16 \rightarrow \sum A_{sl} = 46,2 \text{ cm}^2$$

Preverim še pogoj za maksimalno razdaljo med vzdolžno armaturo zaradi torzije, ki je naslednji:

$$s_{l,tor} = 341 \text{ cm} \leq s_{l,tor,max} = 350 \text{ mm} \quad \checkmark.$$

7.2.6.3 Potrebna količina armature

Potrebna količina vzdolžne in strižne armature v prekladni konstrukciji na sredini razpona tretjega polja je prikazana v preglednicah Pr. 30 in Pr. 31.

Pr. 30: Potrebna količina vzdolžne armature na sredini razpona tretjega polja

Vzdolžna armatura na sredini razpona tretjega polja		
	Količina	Pozicija
Zaradi upogiba in osne sile (spodaj)	63 ϕ 28	1
Zaradi torzije (po obodu)	23 ϕ 16	2

Pr. 31: Potrebna količina strižne armature na sredini razpona tretjega polja

Strižna armatura na sredini razpona tretjega polja		
	Količina	Pozicija
Zaradi prečne sile	ϕ 16 / 55 cm ($n = 10$)	3
Zaradi torzije	ϕ 16 / 55 cm	4

7.2.7 Kontrola armature v drugem polju prekladne konstrukcije nad drugim stebrom

Na enak način kot v prejšnjem poglavju, tudi v tem prerezu prekladne konstrukcije (nad drugim stebrom v drugem polju) preverim potrebno količino armature. V preglednici Pr. 32 so navedene obremenitve v omenjenem prečnem prerezu.

Pr. 32: Maksimalne vrednosti merodajne količine nad drugim stebrom v drugem polju ter pripadajoče vrednosti

3. polje - Nad drugim stebrom						
Element	Obtežba	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Merodajna kol.
1035	2130	2556	-18316	3763	182	min My
1035	2122	-5488	-14185	3206	70	min N
1035	2121	7177	-8383	2246	35	max N
1035	2126	-1400	-13020	4455	1499	max Vz
1035	2128	4438	-15294	4190	1505	max Mt

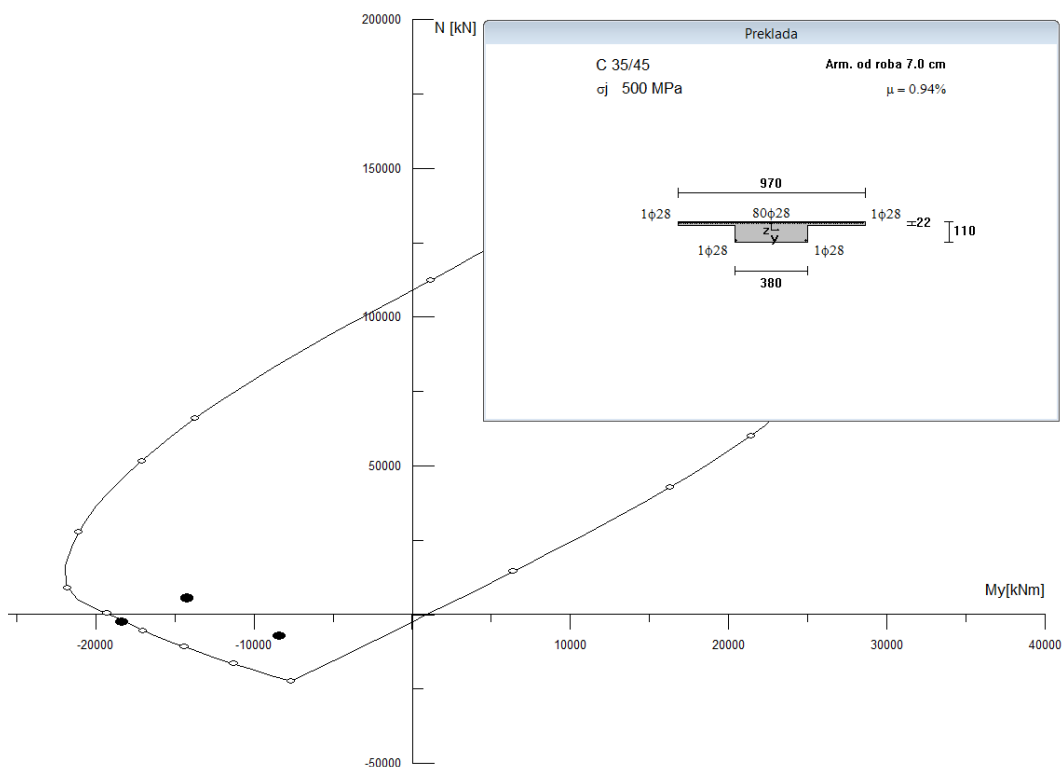
7.2.7.1 Vzdolžna armatura

Potrebno količino zgornje vzdolžne armature določim na enak način kot v poglavju 7.2.6. Potrebna količina zgornje vzdolžne armature, ki jo izračuna program Sofistik v tem prečnem prerezu, je naslednja (Sl. 80):

$$A_s = 503,6 \text{ cm}^2.$$

Odločim se za armaturne palice s premerom 28 mm. Zgornja vzdolžna armatura, ki jo izberem, je:

$$82\phi 28 \rightarrow A_s = 504,9 \text{ cm}^2.$$



Sl. 121: Kontrola nosilnosti prereza nad drugim stebrom

Ugotovim, da izračunano potrebno količino vzdolžne armature v programu Sofistik lahko primerjam s programom DIAS. Ustrezno nosilnost prereza dokazuje slika Sl. 121, na kateri je razvidno, da so vse točke znotraj oz. na meji nosilnosti prereza. Minimalna vzdolžna armatura za ta prerez pa je naslednja:

$$A_{s,min,zg} = 0,26 \cdot \frac{0,32 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 845 \text{ cm} \cdot 101,5 \text{ cm} = 142,7 \text{ cm}^2 \leq 503,6 \text{ cm}^2 \checkmark.$$

Obremenitve ter deformacije betona in armature, pri katerih je izračunana potrebna zgornja vzdolžna armatura, so prikazane na sliki Sl. 122.

Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo]	e2/zn [mm]	nue C/S	rel tra	As R [cm2]
Section2S					T/Tmax	0.997	(D 1.000, Z 0.003)			-5775.9 [kN]
2130				2556.4	-18316.32	-3.50	8.16	1.50	1.00	15.98 1
					-810.62	-9999	912	1.15		503.55 2
					e= -0.35	0.54 =>		0.89		0.02 3
										5.62 T

Sl. 122: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik

7.2.7.2 Strižna armatura

Potrebno količino strižne armature določim na enak način kot v poglavju 7.2.6.2. Najprej preverim največjo odpornost elementa glede tlačnih razpor za kombinacijo prečne sile in torzije.

$$\frac{V_{Ed,i}}{V_{Rd,max}(t_{ef,i})} + \frac{V_{Ed}/2}{V_{Rd,max}(b/2)} = \frac{214 \text{ kN}}{1584 \text{ kN}} + \frac{4455 \text{ kN}/2}{8885 \text{ kN}} = 0,39 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} = \frac{1499 \cdot 100 \text{ kNcm}}{2 \cdot 25210 \text{ cm}^2} = 2,973 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i = 2,973 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 72 \text{ cm} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max}(t_{ef,i}) = \frac{\alpha_{cw} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = \frac{1,0 \cdot 43 \text{ cm} \cdot 72 \text{ cm} \cdot 0,516 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 1584 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max}(b/2) &= \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w / 2 \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 380 \text{ cm} / 2 \cdot 91,4 \text{ cm} \cdot 0,516 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 8885 \text{ kN} \end{aligned}$$

Preverim, če je potrebna stremenska armatura v izbranem prečnem prerezu.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{1499 \text{ kNm}}{3187,1 \text{ kNm}} + \frac{4455 \text{ kN}}{2506,7 \text{ kN}} = 2,25 \leq 1,0 \quad \times \rightarrow \text{potrebna je stremenska arm.}$$

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

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1015}} = 1,44 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{504,9 \cdot 100 \text{ mm}^2}{3800 \text{ mm} \cdot 1015 \text{ mm}} = 0,013 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1400 \cdot 1000 \text{ N}}{6376500 \text{ mm}^2} = 0,22 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,97 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,44^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,358$$

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

$$= \left[0,12 \cdot 1,44 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,22 \right] \cdot 3800 \cdot 1015 = 2506661 \text{ N} = 2506,7 \text{ kN}$$

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

$$= (0,358 + 0,15 \cdot 0,22) \cdot 3800 \cdot 1015 = 1508087 \text{ N} = 1508,1 \text{ kN}$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,\min} = 2 \cdot 25210 \text{ cm}^2 \cdot 0,147 \text{ kN/cm}^2 \cdot 43 \text{ cm} = 318705 \text{ kNcm} =$$

$$= 3187,1 \text{ kNm}$$

Potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile določim z naslednjim izrazom:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{4455 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 91,4 \text{ cm} \cdot \cot 45^\circ} = 1,121 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 112,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Potrebna količina strižne armature v tem prerezu, ki jo izračuna program Sofistik, je prikazana na sliki Sl. 82 in je naslednja:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 120,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Ugotovim, da pride do majhne razlike med mojim izračunom in izračunom programa Sofistik. Predvidevam, da do tega pride zaradi drugačnega pristopa izračuna potrebne strižne armature v programu. V to se niti nisem toliko poglobljajal, zato se odločim, da upoštevam potrebno količino strižne armature, ki jo izračuna program in sem tako na varni strani. Izberem stremensko armaturo zaradi prečne sile, ki je naslednja:

$$\phi 16 / 16 \text{ cm } (n = 10) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 1,257 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 125,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Potrebna je tudi dodatna vzdolžna natezna armatura zaradi prečne sile, ki jo razporedim poleg natezne armature v prečnem prerezu.

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 0,5 \cdot 4455 \text{ kN} \cdot (\cot 45^\circ - \cot 90^\circ) = 2228 \text{ kN}$$

$$\Delta A_{sl} = \frac{\Delta F_{td}}{f_{yd}} = \frac{2228 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 51,2 \text{ cm}^2$$

Izberem dodatno vzdolžno natezno armaturo zaradi prečne sile:

$$9\phi 28 \rightarrow \Delta A_{sl} = 55,4 \text{ cm}^2.$$

Preverim, če izbrana strižna armatura zaradi prečne sile ustreza pogojema za minimalno strižno armaturo in maksimalno razdaljo med stremeni v vzdolžni in prečni smeri.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,257 \text{ cm}^2/\text{cm}}{380 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ} = 0,0033 \geq \rho_{w,\min} = 0,0009 \quad \checkmark$$

$$s_l = 16 \text{ cm} \leq s_{l,\max} = 0,75 \cdot 101,5 \text{ cm} \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 76 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$s_t = \frac{380 \text{ cm}}{9} = 42,2 \text{ cm} \leq s_{t,\max} = \min\{0,75 \cdot 101,5 \text{ cm}; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Strižno armaturo zaradi torzije določim z naslednjim izrazom:

$$\frac{A_{sw}^*}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{1505 \cdot 100 \text{ kNcm}}{2 \cdot 25210 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45^\circ} = 0,0687 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 6,87 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Potrebna količina strižne armature zaradi torzije, ki jo izračuna program Sofistik, je prikazana na sliki Sl. 83 in je naslednja:

$$\frac{A_{sw}^*}{s} = 9,22 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ugotovim, da tudi tukaj pride do majhne razlike med mojim izračunom in izračunom programa Sofistik. Tudi tukaj upoštevam potrebno količino torzijske armature, ki jo izračuna program in tako sem na varni strani. Izberem stremensko armaturo zaradi torzije, ki je naslednja:

$$\phi 16 / 16 \text{ cm} \rightarrow \frac{A_{sw}^*}{s} = 0,1257 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 12,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Preverim še, če z izbrano strižno armaturo zaradi torzije zadostim pogoju za maksimalno razdaljo med stremeni v vzdolžni smeri. Pogoju za minimalno strižno armaturo zaradi torzije je namreč že zadoščeno z minimalno strižno armaturo zaradi prečne sile.

$$\begin{aligned} s_l = 16 \text{ cm} \leq s_{l,\max} &= \min \left\{ \frac{u}{8}; b_w; h; 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \right\} = \\ &= \min \left\{ \frac{10,803 \cdot 100 \text{ cm}}{8}; 380 \text{ cm}; 110 \text{ cm}; 0,75 \cdot 101,5 \text{ cm} \cdot (1 + \cot 90^\circ) \right\} = \\ &= 76 \text{ cm} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Potrebno dodatno vzdolžno armaturo zaradi torzije določim z naslednjim izrazom:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \cot \theta = \frac{1505 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot 896 \text{ cm}}{2 \cdot 25210 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} \cdot \cot 45^\circ = 61,5 \text{ cm}^2.$$

Izberem dodatno vzdolžno armaturo zaradi torzije, ki jo razporedim po obodu torzijske armature.

$$16\phi 24 \rightarrow \sum A_{sl} = 72,4 \text{ cm}^2$$

Preverim še pogoj za maksimalno razdaljo med vzdolžno armaturo zaradi torzije:

$$s_{l,\text{tor}} = 336 \text{ cm} \leq s_{l,\text{tor},\max} = 350 \text{ mm} \quad \checkmark.$$

7.2.7.3 Potrebna količina armature

Potrebna količina vzdolžne in strižne armature v drugem polju prekladne konstrukcije nad drugim stebrom je prikazana v preglednicah Pr. 33 in Pr. 34.

Pr. 33: Potrebna količina vzdolžne armature nad drugim stebrom v drugem polju

Vzdolžna armatura nad drugim stebrom		
	Količina	Pozicija
Zaradi upogiba in osne sile (zgoraj)	82 ϕ 28	1
Zaradi prečne sile (zgoraj poleg nat. arm.)	9 ϕ 28	2
Zaradi torzije (po obodu)	16 ϕ 24	3

Pr. 34: Potrebna količina strižne armature nad drugim stebrom ob drugem polju

Strižna armatura nad drugim stebrom		
	Količina	Pozicija
Zaradi prečne sile	$\phi 16 / 16 \text{ cm } (n = 10)$	4
Zaradi torzije	$\phi 16 / 16 \text{ cm}$	5

7.2.8 Kontrola armature v prvem stebri

Nazadnje preverim še potrebno količino armature v stebri. Preveril sem prečni prerez stebra, ki je najbolj obremenjen. Izkaže se, da je najbolj obremenjen prečni prerez prvega stebra na zgornjem robu tik pod prekladno konstrukcijo, katerega obremenitve so navedene preglednici. Nosilnost stebra preverjam na dvoosnih upogib, medtem ko sem nosilnost prekladne konstrukcije preverjal le na enoosni upogib, saj dvoosni upogib ni bil merodajen.

Pr. 35: Maksimalne vrednosti merodajne količine v prvem stebri na zg. robu ter pripadajoče vrednosti

Prvi stebri - Zgoraj								
Element	Obtežba	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vz [kN]	Vy [kN]	Mt [kNm]	Merodajna kol.
2001	2129	-5445	4535	587	947	62	5	max My
2001	2130	-4489	-3572	633	702	32	11	min My
2001	2131	-5663	-2084	1329	410	103	9	max Mz
2001	2122	-7677	2563	1260	570	112	4	min N
2001	2125	-5446	4535	574	947	63	6	max Vz
2004	4024	-3549	-2658	-247	526	450	172	max Vy
2004	4028	-3549	-2658	-247	526	450	172	max Mt

7.2.8.1 Vzdolžna armatura

Potrebna količina vzdolžne armature, ki jo izračuna program Sofistik na tem delu prereza, je prikazana na slikah Sl. 96 in Sl. 97. Na levi strani stebra, v negativni z smeri lokalnega koordinatnega sistema, ki je prikazan na sliki Sl. 100, je potrebna količina vzdolžne armature naslednja:

$$A_{s,z-} = 85,3 \text{ cm}^2.$$

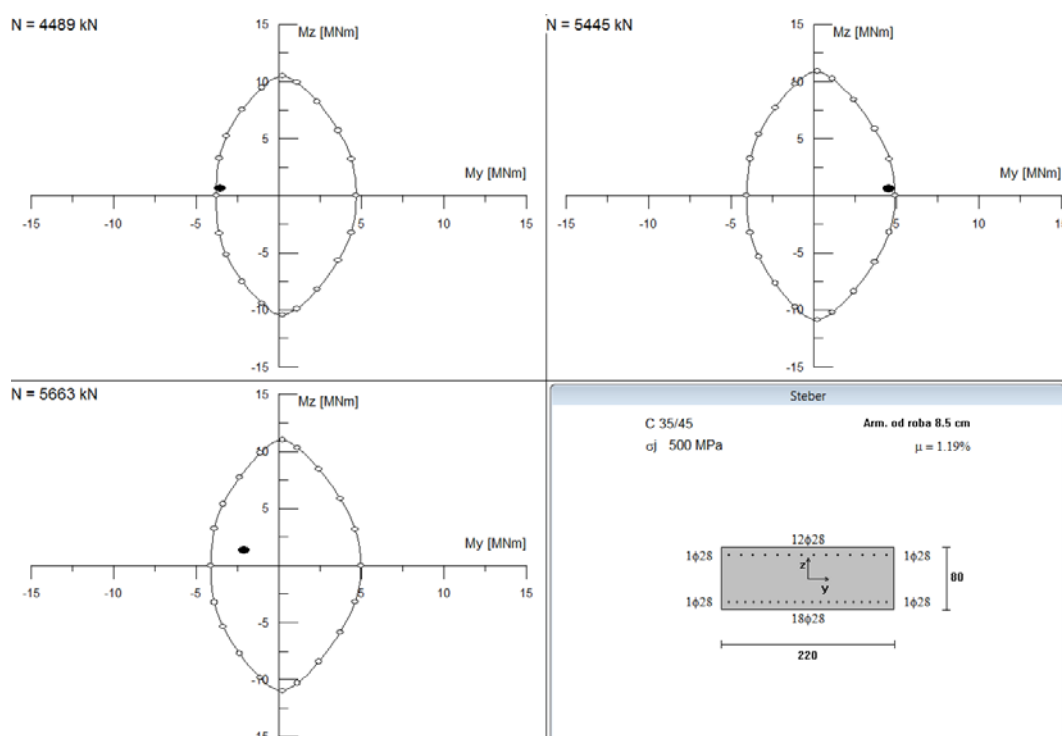
Potrebna količina vzdolžne armature v pozitivni z smeri lokalnega koordinatnega sistema, pa je naslednja:

$$A_{s,z+} = 123,1 \text{ cm}^2.$$

Odločim se za armaturne palice s premerom 28 mm. Izbrana vzdolžna armatura, je naslednja:

$$14\phi 28 \rightarrow A_{s,z-} = 86,2 \text{ cm}^2$$

$$20\phi 28 \rightarrow A_{s,z+} = 123,2 \text{ cm}^2$$



Sl. 123: Kontrola nosilnosti prereza v prvem stebri

Ugotovim, da izračunano potrebno količino vzdolžne armature v programu Sofistik lahko primerjam s programom DIAS. Tako kot pri prekladni konstrukciji sem tudi tukaj uporabil poenostavljen prečni prerez (glej sliko Sl. 65), saj program DIAS ne omogoča upoštevanja poljubnih prečnih prerezov. Poleg tega je v programu DIAS lokalni koordinatni sistem ravno obratno zasukan, kot v programu Sofistik. Nosilnost prereza sem preveril ob interakciji upogibnega momenta M_y in M_z pri določeni osni sili N . Ustrezno nosilnost prereza pa dokazuje slika Sl. 123, na kateri sem prikazal le najbolj kritične točke in razvidno je, da so vse točke znotraj meje nosilnosti prereza. Minimalna in maksimalna vzdolžna armatura za prerez stebra pa je naslednja.

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot 7677 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2}; 0,002 \cdot 1,7827 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 \right\} = 35,7 \text{ cm}^2 \leq 86,2 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot 1,7827 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 = 713,1 \text{ cm}^2 \geq 123,2 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Obremenitve ter deformacije betona in armature, pri katerih je izračunana potrebna količina vzdolžne armature, so prikazane slikah Sl. 124 in Sl. 125.

Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn [o/oo / mm]	nue C/S	rel tra	As R [cm2]
			2130	-4490.1	-3572.32	-3.50	6.17	1.50	1.00	0.02
				632.67	9999	708	1.15			85.26
					e= -0.31	0.29 =>	0.61			0.32
										0.54 T

Sl. 124: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik v neg. z smeri lokalnega k.s.

Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn [o/oo / mm]	nue C/S	rel tra	As R [cm2]
	7.800	5	2129	-5444.7	4534.59	-3.50	4.31	1.50	1.00	123.12
					587.06	-9999	398	1.15		2.30
					e= 0.31	-0.26 =>	0.58			0.01
										0.27 T

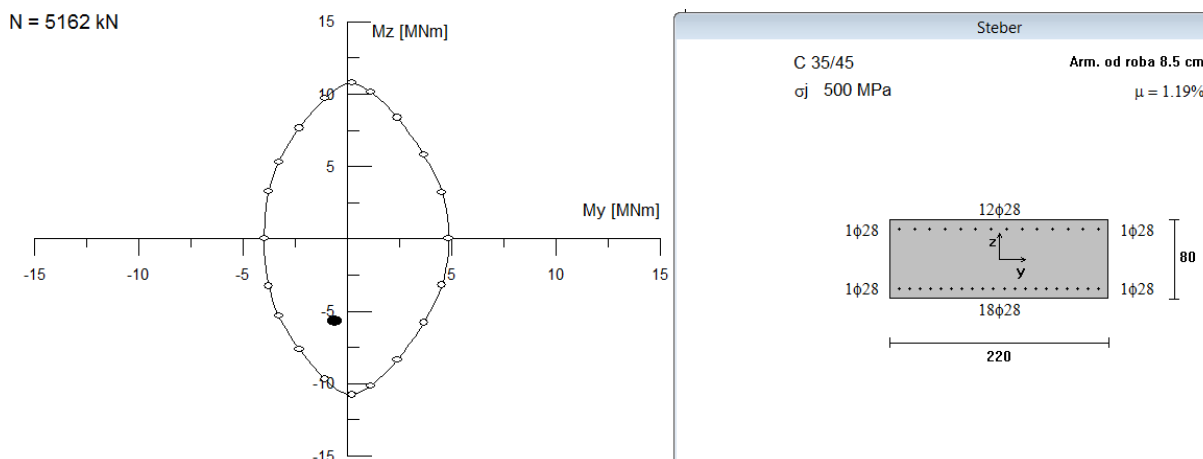
Sl. 125: Potrebna količina vzdolžne armature iz izpisa programa Sofistik v poz. z smeri lokalnega k.s.

Kot sem že omenil v poglavju 7.1.2, so merodajni projektni upogibni momenti M_z tisti, ki jih dobim zaradi projektnega potresnega stanja. Na sliki Sl. 109 je razvidno, da je največji upogibni moment M_z v prečnem prerezu drugega stebra tik ob vpetju. S programom DIAS preverim ali izbrana vzdolžna armatura za prvi steber lahko prevzame take obremenitve in izkaže se, da je nosilnost prečnega prereza ustrezna (Sl. 126). Merodajni projektni upogibni moment M_z ter pripadajoča projektna osna sila N in pripadajoči projektni upogibni moment M_y so naslednji:

$$M_{z,Ed} = -5691 \text{ kNm},$$

$$N_{Ed,prip} = -5162 \text{ kN (tlak)},$$

$$M_{y,Ed,prip} = -620 \text{ kNm}.$$



Sl. 126: Kontrola nosilnosti prereza v drugem steberu zaradi potresnega projektnega stanja

7.2.8.2 Strižna armatura

Najprej preverim največjo odpornost elementa glede tlačnih razpor z naslednjimi izrazi.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{6 \text{ kNm}}{3086 \text{ kNm}} + \frac{947 \text{ kN}}{5865 \text{ kN}} = 0,16 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

$$T_{Rd,max,steber} = 2 \cdot 0,516 \cdot 1,0 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2 \cdot 9730 \text{ cm}^2 \cdot 31 \text{ cm} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = \\ = 308636 \text{ kNcm} = 3086 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = \frac{1,0 \cdot 178 \text{ cm} \cdot 64,4 \text{ cm} \cdot 0,516 \cdot 1,983 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 5865 \text{ kN}$$

Preverim, če je potrebna stremenska armatura v izbranem prečnem prerezu.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{6 \text{ kNm}}{886,8 \text{ kNm}} + \frac{947 \text{ kN}}{1476 \text{ kN}} = 0,65 \leq 1,0 \quad \checkmark \rightarrow \text{stremenska arm. ni potrebna}$$

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

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{715}} = 1,53 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{(86,2 + 123,2) \cdot 100 \text{ mm}^2}{1780 \text{ mm} \cdot 715 \text{ mm}} = 0,016 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{5446 \cdot 1000 \text{ N}}{1,7827 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 3,05 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,97 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,53^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,392$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[0,12 \cdot 1,53 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,05 \right] \cdot 1780 \cdot 715 = 1476241 \text{ N} = 1476 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,\min} &= (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\ &= (0,392 + 0,15 \cdot 3,05) \cdot 1780 \cdot 715 = 1081159 \text{ N} = 1081 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{Rd,c,steber} = 2 \cdot 9730 \text{ cm}^2 \cdot 0,147 \text{ kN/cm}^2 \cdot 31 \text{ cm} = 88679 \text{ kNcm} = 886,8 \text{ kNm}$$

Čeprav sem računsko dokazal, da strižna armatura ni potrebna, je potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile vseeno upoštevati zaradi pogojev za:

- minimalno strižno armaturo zaradi prečne sile,
- minimalni premer strižne armature in
- maksimalno razdaljo med stremeni.

Izberem strižno armaturo zaradi prečne sile, ki je naslednja:

$$\phi 12 / 20 \text{ cm } (n = 4) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0,2262 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 22,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sedaj preverim še, če z izbrano strižno armaturo zaradi prečne sile zadostim prej omenjenim pogojem z naslednjimi izrazi.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,2262 \text{ cm}^2/\text{cm}}{178 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ} = 0,0013 \geq \rho_{w,\min} = 0,0009 \quad \checkmark$$

$$\phi_{\min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{28 \text{ mm}}{4} \right\} = 7 \text{ mm} \leq \phi = 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{cl,\max} = 0,6 \cdot (\min \{ 20 \cdot 28 \text{ mm}; 1780 \text{ mm}; 800 \text{ mm}; 400 \text{ mm} \}) = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \checkmark$$

neposredno pod preklado se upošteva faktor 0,6

Pogoju za minimalno strižno armaturo zaradi torzije pa je že zadoščeno z minimalno strižno armaturo zaradi prečne sile. Tako je strižna armatura zaradi prečne sile hkrati tudi strižna armatura za prevzem torzije.

7.2.8.3 Potrebna količina armature

Potrebna količina vzdolžne in strižne armature v prečnem prerezu prvega stebra ob zgornjem robu je prikazana v preglednicah Pr. 36 in Pr. 37.

Pr. 36: Potrebna vzdolžna armatura v prvem stebru na zgornjem robu

Vzdolžna armatura v prvem stebru ob zgornjem robu		
	Količina	Pozicija
Zaradi upogiba in osne sile (smer z+)	20 ϕ 28	1
Zaradi upogiba in osne sile (smer z-)	14 ϕ 28	2

Pr. 37: Potrebna strižna armatura v prvem stebru na zgornjem robu

Strižna armatura v prvem stebru ob zgornjem robu		
	Količina	Pozicija
Zaradi prečne sile	ϕ 12 / 20 cm ($n = 4$)	3

7.2.9 Kontrola pomikov (MSU)

Kontrolo pomikov naredim v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 z navidezno stalno obtežno kombinacijo. Kot sem že omenil v poglavju 6.2, se pri tej kombinaciji upošteva le stalni in temperaturni vpliv z ustreznimi faktorji. Pri kontroli pomikov v vertikalni smeri naredim nelinearno statično analizo s programom Sofistik. Program pri nelinearni statični analizi omogoča upoštevanje razpokanega armiranobetonskega prereza, sodelovanje armature in reologije betona. Količino armature privzamem tako, kot sem jo določil v prejšnjih poglavjih, lezenje betonske prekladne konstrukcije pa upoštevam s koeficientom lezenja, ki sem ga izračunal v poglavju 5.6.2 in je naslednji:

$$\varphi(t, t_0) = 1,493.$$

Lezenje v programu Sofistik upoštevam tako, da ustrezno korigiram sovisnost med napetostjo σ_c in deformacijo ε_c , ki jo v osnovi podaja standard SIST EN 1992-1-1:2005 z naslednjim izrazom (97):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (97)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (98)$$

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (99)$$

Pri tem so:

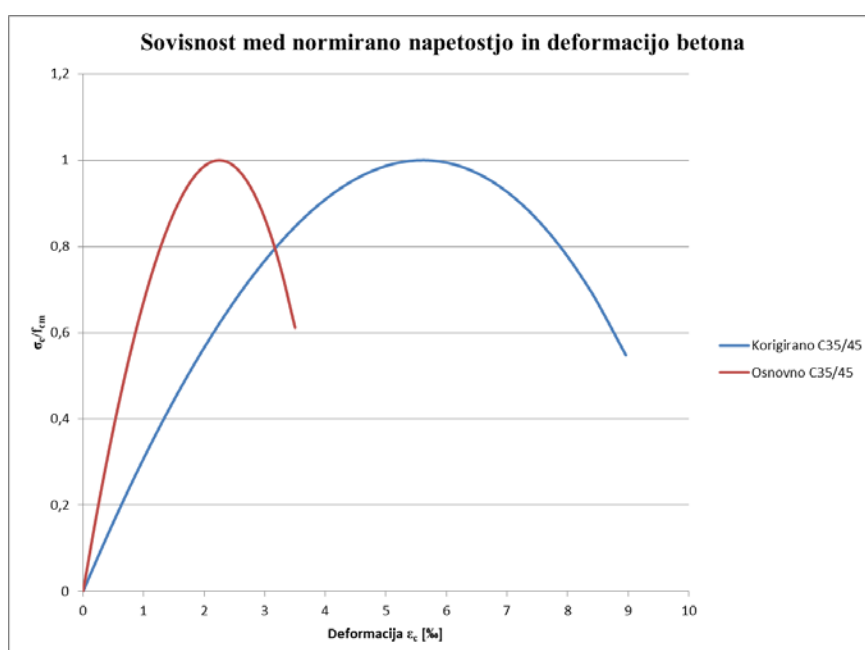
- σ_c ... tlačna napetost betona,
- f_{cm} ... srednja vrednost tlačne trdnosti betona (glej preglednico Pr. 3),
- k ... koeficient,
- η ... koeficient,
- ε_c ... tlačna deformacija betona,
- ε_{c1} ... tlačna deformacija betona pri največji tlačni napetosti (glej preglednico Pr. 3),
- ε_{cu1} ... mejna tlačna deformacija betona (glej preglednico Pr. 3) in
- E_{cm} ... sekantni modul elastičnosti betona (glej preglednico Pr. 3).

Lezenje torej upoštevam s korigiranim diagramom (Sl. 127), pri čemer sem s koeficientom lezenja korigiral naslednje količine.

$$E_{cm}^* = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \frac{3400 \text{ kN/cm}^2}{1 + 1,493} = 1364 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{c1}^* = \varepsilon_{c1} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) = 2,25 \text{ ‰} \cdot (1 + 1,493) = 5,61 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu1}^* = \varepsilon_{cu1} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) = 3,5 \text{ ‰} \cdot (1 + 1,493) = 8,73 \text{ ‰}$$



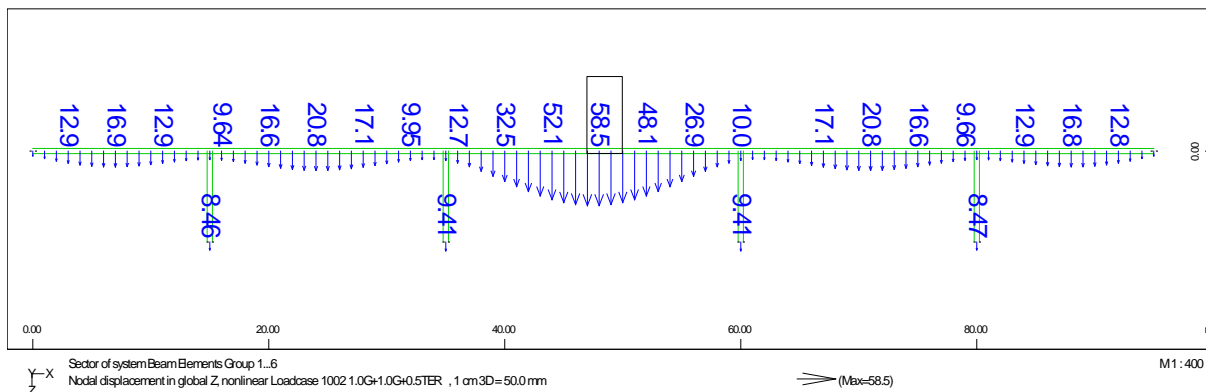
Sl. 127: Sovisnost med normirano napetostjo in deformacijo betona za navadni beton C35/45 in beton C35/45 z upoštevanjem lezenja

Pri kontroli pomikov v horizontalni smeri naredim poleg nelinearne statične analize, ki sem jo ravnokar omenil, tudi analizo za potresno projektno stanje. Izkaže se namreč, da so merodajni pomiki v horizontalni smeri tisti, ki jih dobim zaradi potresne obtežbe.

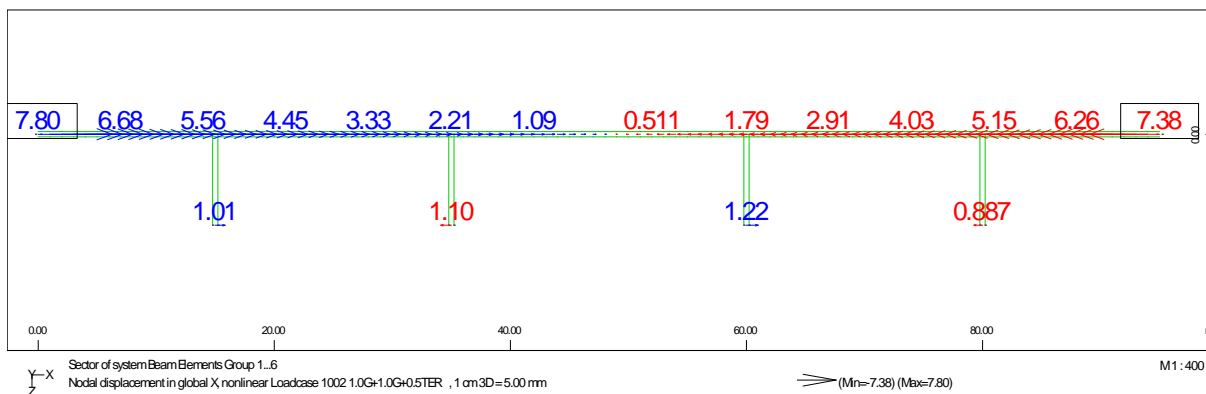
Standard SIST EN 1992-1-1:2005 obravnava omejitve za povese grede, plošče ali konzole. Omejitev povesa je predpisana zaradi videza in splošne uporabnosti konstrukcije, ki je določena z izrazom (100) pri navidezno stalni obtežni kombinaciji:

$$w_{\max} = \frac{L}{250}. \quad (100)$$

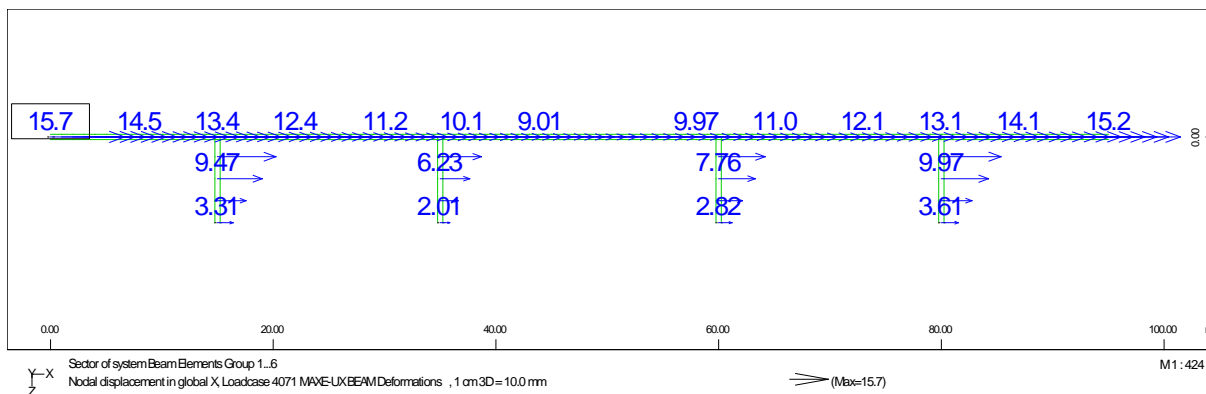
Pomiki vozlišč z upoštevanjem nelinearne analize so prikazani na slikah Sl. 128 in Sl. 129. Na sliki Sl. 128 so prikazani pomiki vozlišč v vertikalni in na sliki Sl. 129 v horizontalni smeri pri navidezno stalni obtežni kombinaciji. Upošteval sem razpokan armiranobetonski prerez, sodelovanje armature in lezenje betona.



Sl. 128: Pomiki vozlišč v vertikalni smeri (nelinearna analiza)



Sl. 129: Pomiki vozlišč v horizontalni smeri (nelinearna analiza)



Sl. 130: Pomiki vozlišč v horizontalni smeri (potresna analiza)

Na sliki Sl. 128 je razvidno, da je pomik v vertikalni smeri največji na sredini razpona tretjega polja. Merodajni vertikalni povos na tej točki dobim tako, da odštejem pomik, ki je posledica posedanja podpor in skrčka vertikalnih elementov z naslednjim izrazom:

$$w = 58,5 \text{ mm} - 10,0 \text{ mm} = 48,5 \text{ mm}.$$

Ugotovim torej, da je v mojem primeru omejitvi za pomik iz enačbe (100) zadoščeno.

$$w = 48,5 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{25000 \text{ mm}}{250} = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Kot sem omenil, je merodajni pomik v horizontalni smeri tisti, ki ga dobim zaradi potresnega projektne stanja. Potresna analiza je narejena z upoštevanjem faktorja obnašanja q (projektne spekter odziva), zato je potrebno pomike množiti s faktorjem obnašanja q . Pomik v horizontalni smeri ob krajnem oporniku zaradi potresnega projektne stanja je prikazan v naslednjem izrazu:

$$u_{potres} = u \cdot q = 15,7 \cdot 1,5 = 23,6 \text{ mm}.$$

Merodajni pomik v horizontalni smeri ob krajnem oporniku je torej 23,6 mm in tak pomik je povsem sprejemljiv. Pomik v horizontalni smeri se namreč omogoči z asfaltno dilatacijo med integralno mostno konstrukcijo ter voziščno konstrukcijo ceste. S tem je omogočeno deformiranje konstrukcije v vzdolžni smeri. Glede pomikov lahko povzamem, da so v mejah normale, zato dodatni ukrepi niso potrebni.

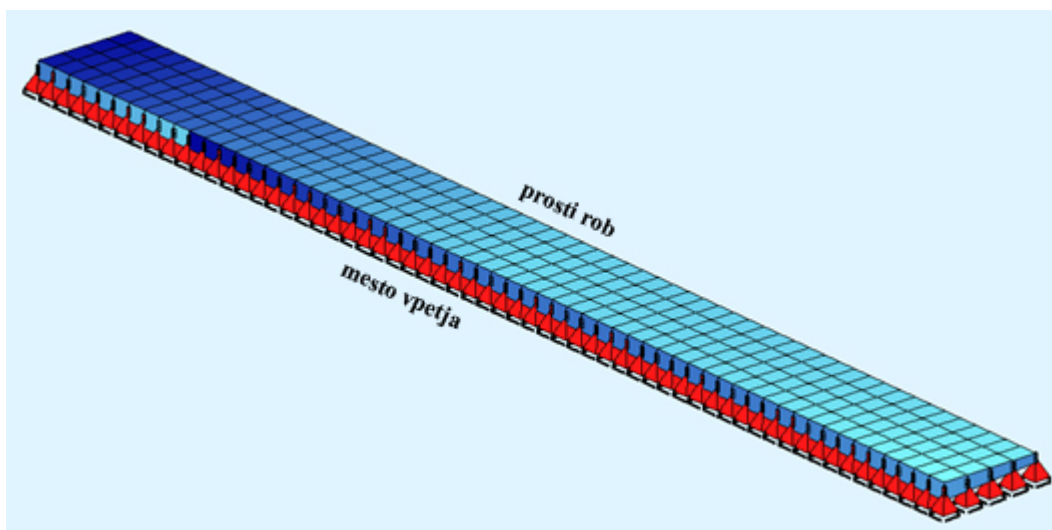
Kot zanimivost primerjam še pomike, ki jih dobim z linearno elastično analizo ob upoštevanju nerazpokanega prereza pri enaki obtežni kombinaciji kot pri nelinearni statični analizi. Izračunani povos z linearno elastično analizo v vertikalni smeri na sredini tretjega polja je 12,8 mm. To pomeni, da bi moral pomike v vertikalni smeri množiti s faktorjem 3,8, če bi želel dobiti realno velikost pomikov z linearno elastično analizo.

8 LOKALNA ANALIZA KONZOLNEGA DELA PREKLADNE KONSTRUKCIJE

V programu Sofistik sem naredil posebej lokalno statično analizo še za konzolni del prekladne konstrukcije. Model je zasnovan s ploskovnimi elementi, izračun obremenitev pa je narejen z linearno elastično analizo. Preveriti je potrebno ali minimalna potrebna armatura zadošča, ali so potrebe po količini armature večje. V globalni analizi, kjer je prekladna konstrukcija obravnavana kot linijski model, obremenitev za konzolni del prekladne konstrukcije namreč ne dobimo, zato je potrebna lokalna analiza tega dela konstrukcije.

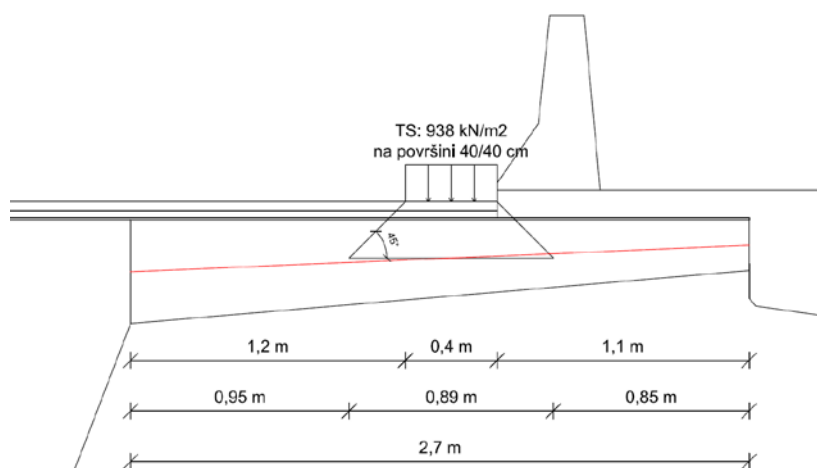
8.1 Model

Namesto celotne dolžine konzolnega dela, ki znaša 95 m, privzamem dolžino 30 m, ki je za obravnavani primer zadovoljiva (rezultati za določitev potrebne armature niso bistveno drugačni). Plošča je togo podprta vzdolž enega daljšega in enega krajšega roba. Podpore vzdolž daljšega roba predstavljajo vpetost v prekladno konstrukcijo, podpore vzdolž krajšega roba pa predstavljajo vpetost konstrukcije pri krajnem oporniku. V modelu sem upošteval debelejši vzdolžni del ob mestu vpetja (45 cm) in tanjši vzdolžni del ob prostem robu (22 cm). Model konstrukcije je prikazan na sliki Sl. 131.



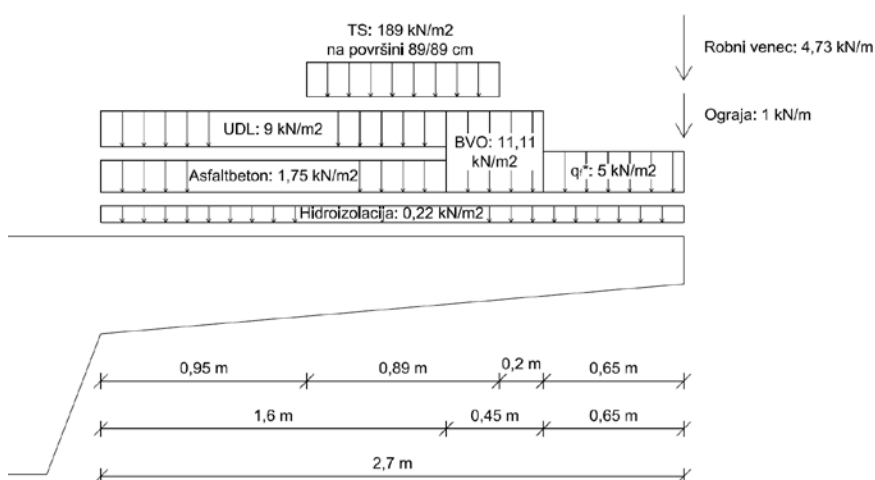
Sl. 131: Model konstrukcije za konzolni del prekladne konstrukcije

Standard SIST EN 1991-2:2004 dopušča razširitev kontaktne površine za koncentrirano obtežbo obtežnega modela LM1 in LM2. Razširitev se naredi pod kotom 45° med kontaktno površino in osrednjo ravnino nosilne konstrukcije, kot je prikazano na sliki Sl. 132. Torej ob upoštevanju razširitve kontaktna površina znaša 89/89 cm za obtežni model LM1 in 110/64 cm za obtežni model LM2.



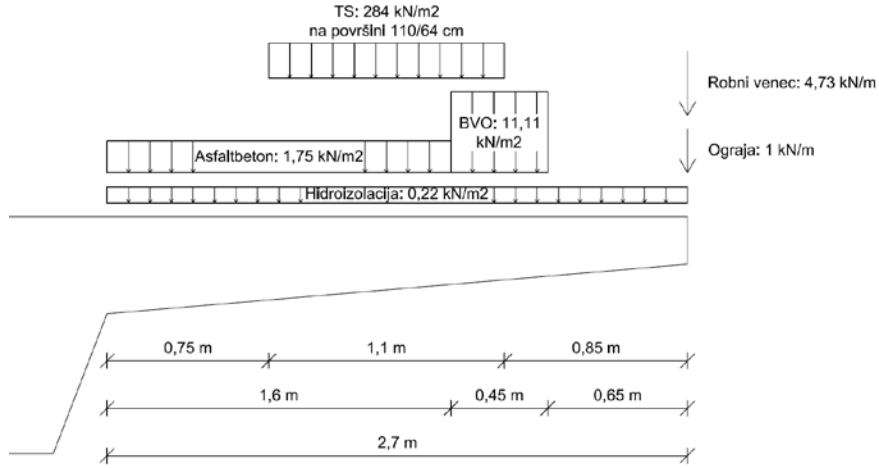
Sl. 132: Razširitev kontaktne površine za koncentrirano obtežbo

Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1A je prikazana na sliki Sl. 133. Upošteval sem stalne obtežbe ter prometno obtežbo, ki delujejo na tem delu prekladne konstrukcije. Obtežbo robnega venca in ograje za pešce sem upošteval z linijsko obtežbo. Točkovni obtežbi, ki znašata po 150 kN, sem pretvoril v površinsko obtežbo, ki deluje na razširjeni kvadratni površini dimenzije 89/89 cm (razširjeno kontaktno površino dopušča standard SIST EN 1992-2:2004). Preostale obtežbe pa so take kot v poglavju 5.1 in 5.2.3.1, le da sem jih pretvoril v površinsko obtežbo.



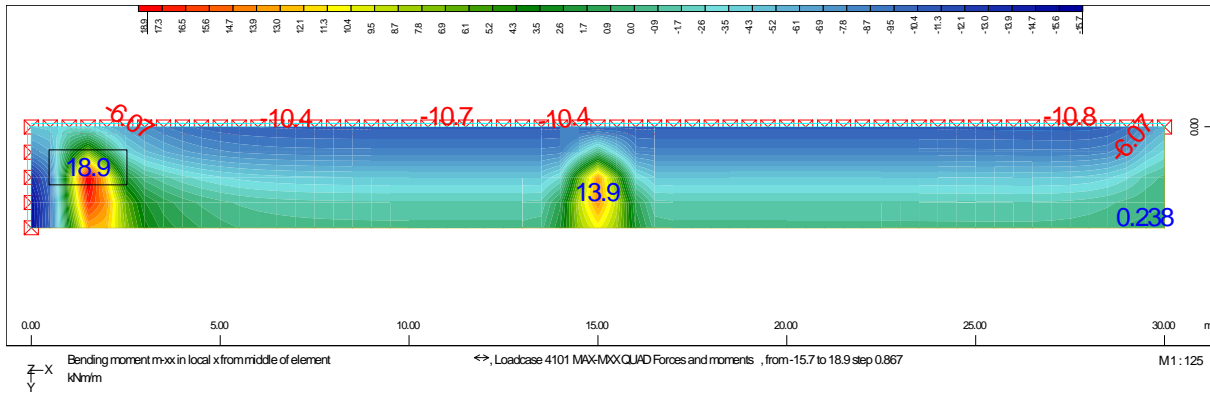
Sl. 133: Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1A

Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1B je prikazana na sliki Sl. 134. Tukaj sem upošteval stalne obtežbe ter prometno obtežbo obtežnega modela LM2. Tudi tukaj sem uporabil razširitev kontaktne površine točkovne obtežbe, ki znaša 200 kN.

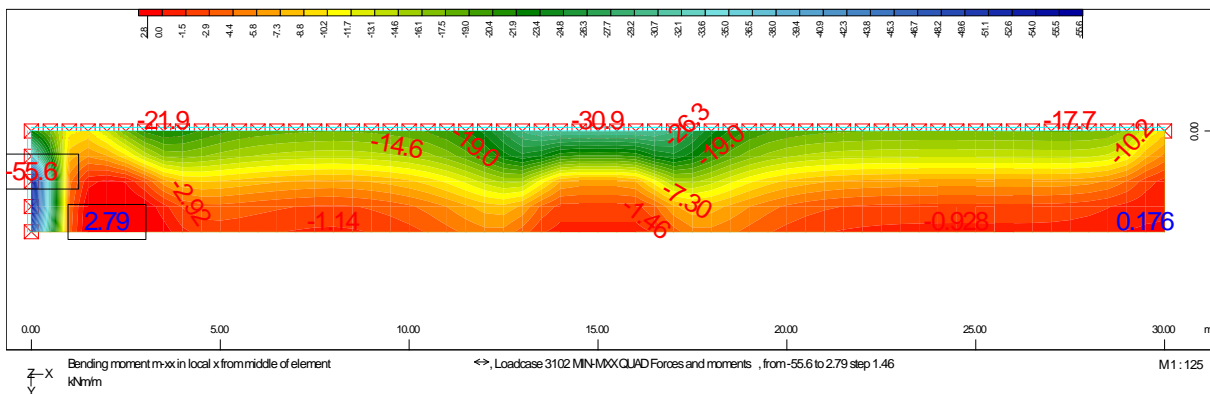


Sl. 134: Obtežba na konzolnem delu prekladne konstrukcije za obtežno skupino GR1B

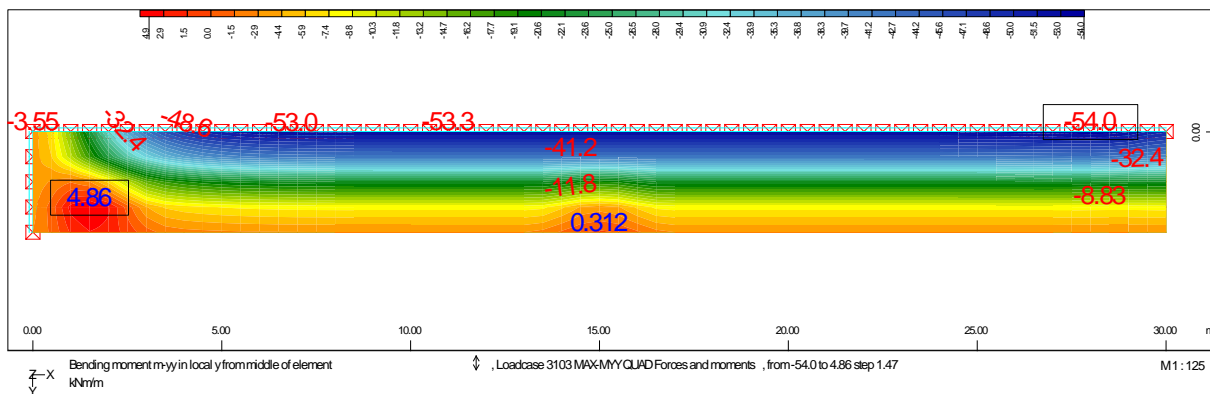
8.2 Obremenitve



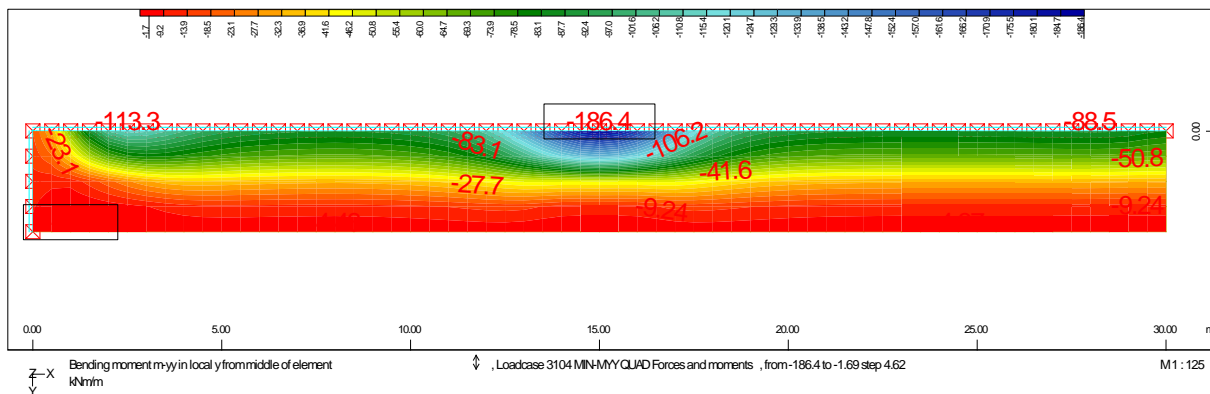
Sl. 135: Maksimalni projektni up. momenti M_{xx} zaradi merodajne obtežne skupine GR1B (vzdolžna smer)



Sl. 136: Minimalni projektni up. momenti M_{xx} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (vzdolžna smer)

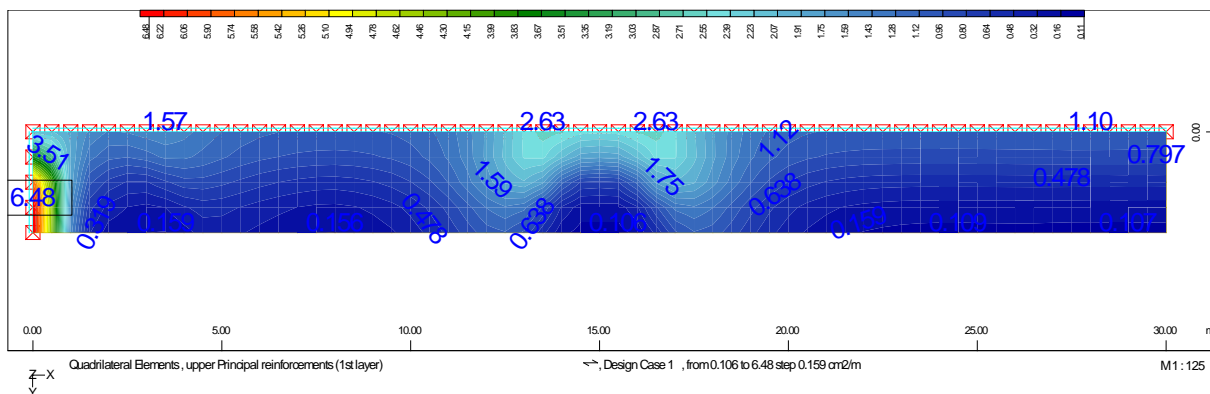


Sl. 137: Maksimalni projektne up. momenti M_{yy} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (prečna smer)

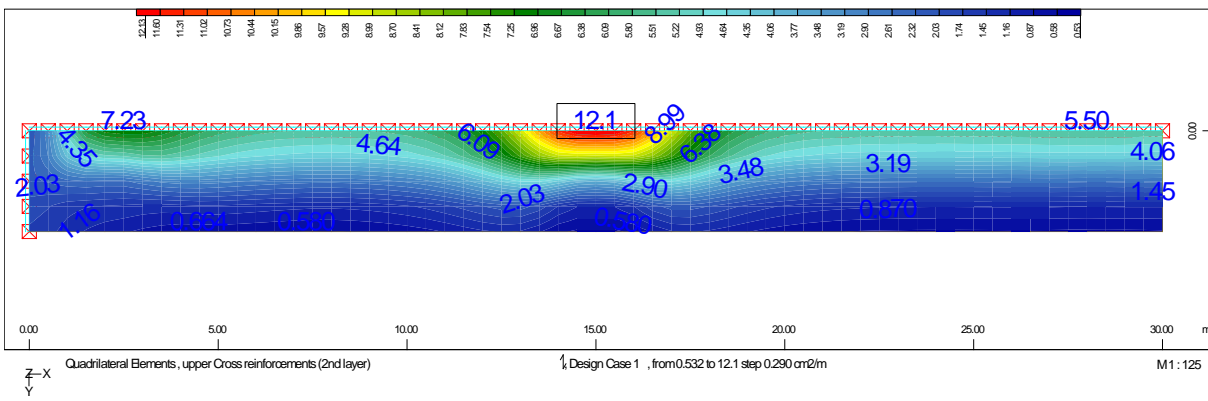


Sl. 138: Minimalni projektne up. momenti M_{yy} zaradi merodajne obtežne skupine GR1A (prečna smer)

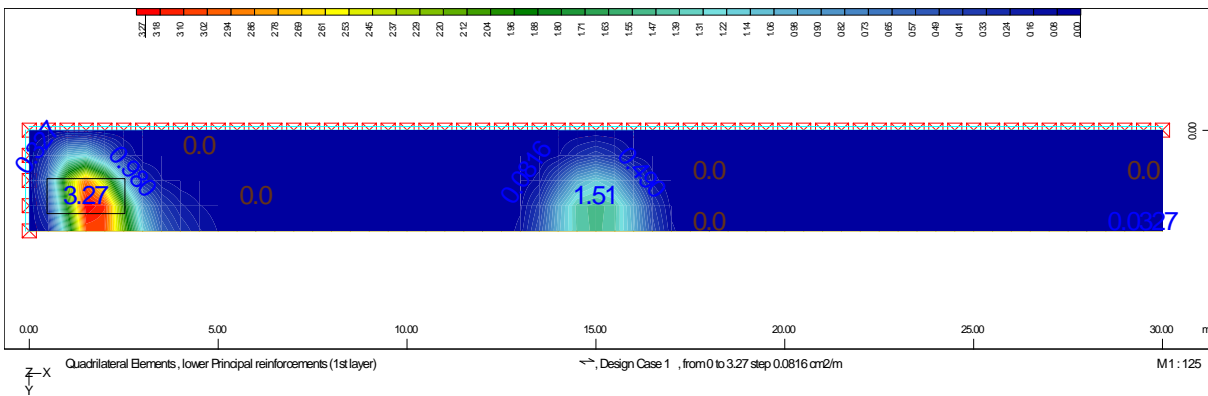
8.3 Potrebni prerezi vzdolžne in prečne armature



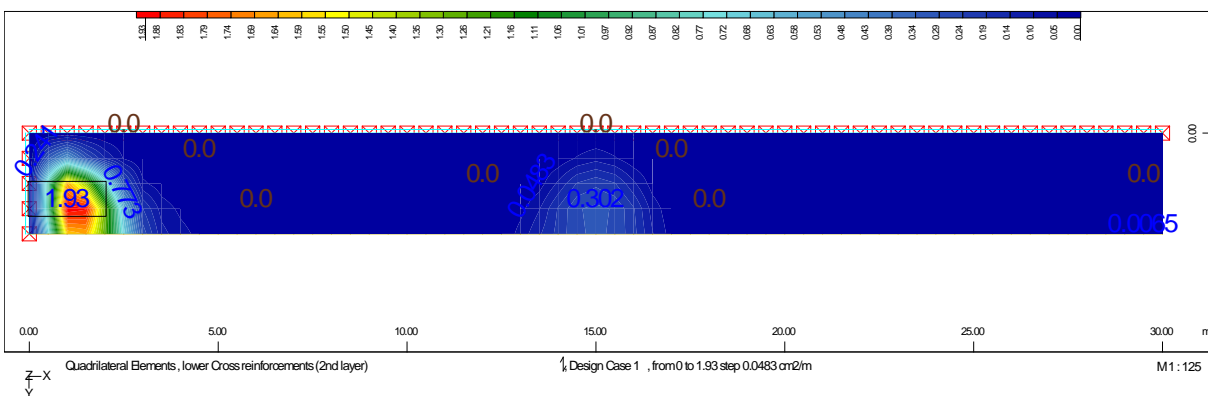
Sl. 139: Potrebna zgornja armatura v vzdolžni smeri



Sl. 140: Potrebna zgornja armatura v prečni smeri



Sl. 141: Potrebna spodnja armatura v vzdolžni smeri



Sl. 142: Potrebna spodnja armatura v prečni smeri

8.4 Dimenzioniranje

Dimenzioniranja se lotim s programom Sofistik. Potrebno količino armature, ki jo izračuna program Sofistik primerjam tudi z izračuni ob upoštevanju standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in ugotovim, da so rezultati podobni.

8.4.1 Minimalna vzdolžna armatura

Minimalna potrebna vzdolžna armatura je določena z izrazom (101), ki je enak kot v poglavju 7.2.1. Statična višina prečnega prereza se sicer spreminja v prečni smeri, vendar sem na varni strani, če vzamem večjo statično višino d . Za širino prečnega prereza pa privzamem 1 m.

$$d = 45 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$
$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,32 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 6,66 \text{ cm}^2 \quad (101)$$

8.4.2 Kontrola potrebne armature konzolnega dela

Odločim se za kontrolo potrebne zgornje armature v prečni smeri na sredini vzdolžnega dela nad podporo. Projektni upogibni moment in potrebna armatura, ki ju izračuna program Sofistik v izbrani smeri na tem delu, sta naslednja (Sl. 138 in Sl. 140):

$$M_{yy,Ed} = -186,4 \text{ kNm/m},$$

$$A_{s,zg,y} = 12,1 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Kontrolo potrebne količine armature naredim s pomočjo preglednice za dimenzioniranje pravokotnih prečnih prerezov na osno upogibno obremenitev, ki jo najdem v literaturi Beg in sod. (2009) na strani 2-102. Postopek je tak, da najprej določim koeficient k_d in na podlagi tega izberem koeficient k_s , s katerim izračunam potrebno količino armature. Za širino prečnega prereza pa izberem dimenzijo 1 m.

$$M_{Eds} = 186,4 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{186,4 \cdot 100 \text{ kNcm}}{1,983 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^2} = 0,059$$

Izberem koeficient $k_d = 0,063$ pri $\varepsilon_1 = -3,5 \text{ ‰}$ in $\varepsilon_s = 40 \text{ ‰}$, pri čemer je koeficient k_s naslednji:

$$k_s = 1,035.$$

Sedaj lahko izračunam potrebno količino vzdolžne armature v prečni smeri, ki je naslednja:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,035 \cdot \frac{186,4 \cdot 100 \text{ kNcm}}{40 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 11,1 \text{ cm}^2 \quad \left(b = 100 \text{ cm} \rightarrow A_s = 11,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right).$$

Ugotovim, da se izračunana potrebna količina armature ter potrebna količina armature, ki jo izračuna program Sofistik skoraj povsem ujemata. Potrebna količina armature, ki jo izračuna program Sofistik je nekoliko večja, zato sem na varni strani, če za potrebno količino armature upoštevam rezultate s programa Sofistik.

8.4.3 Določitev armature v konzolnem delu

Kot sem že omenil, rezultate za potrebno količino armature določim s pomočjo programa Sofistik. Rezultati programa Sofistik so razvidni na slikah Sl. 139 do Sl. 142. V preglednici pa je prikazana potrebna količina armature za zgornjo in spodnjo stran konzolnega dela v vzdolžni in prečni smeri.

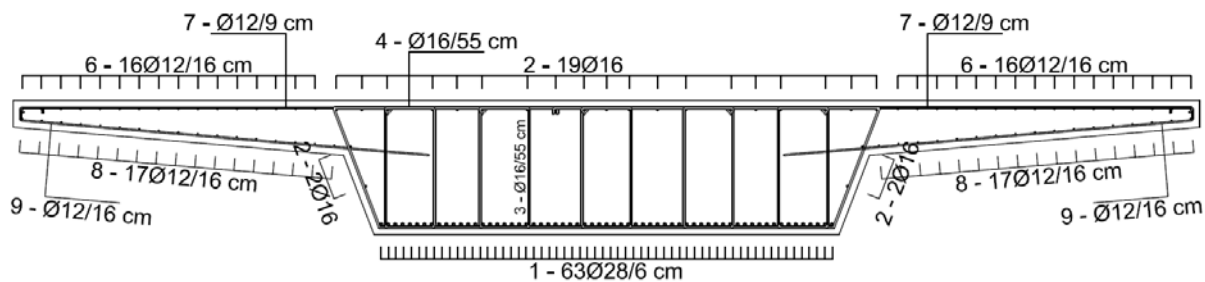
Pr. 38: Potrebna količina armature v konzolnem delu prekladne konstrukcije

	Pozicija arm.	Izračunana arm.	Minimalna arm.	Izbrana arm.
6	Zgornja armatura v vzdolžni smeri	$A_s = 6,48 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$A_{s,\min} = 6,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$\phi 12 / 16 \text{ cm}$ $A_{s,zg,x} = 7,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
7	Zgornja armatura v prečni smeri	$A_s = 12,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$A_{s,\min} = 6,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$\phi 12 / 9 \text{ cm}$ $A_{s,zg,y} = 12,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
8	Spodnja armatura v vzdolžni smeri	$A_s = 3,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$A_{s,\min} = 6,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$\phi 12 / 16 \text{ cm}$ $A_{s,sp,x} = 7,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
9	Spodnja armatura v prečni smeri	$A_s = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$A_{s,\min} = 6,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$\phi 12 / 16 \text{ cm}$ $A_{s,sp,y} = 7,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

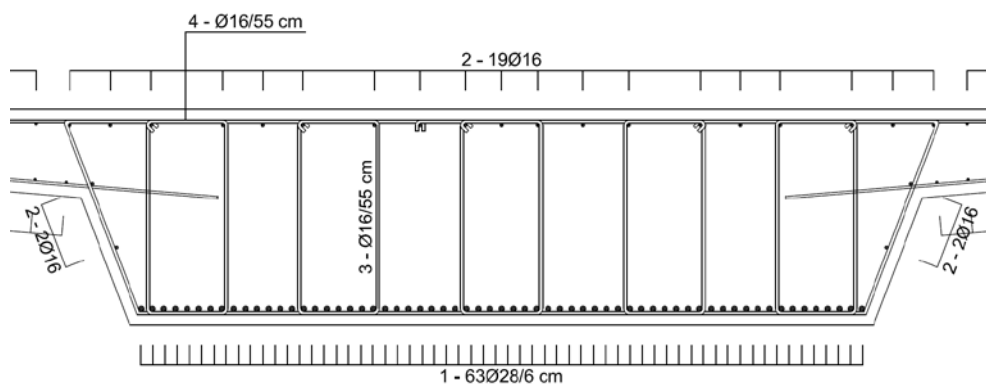
9 SHEMA ARMATURE

Z združenjem izračunane potrebne armature iz poglavja 7.2 in 8.4, dobim shemo statično potrebne armature, ki je prikazana na slikah Sl. 143 do Sl. 149.

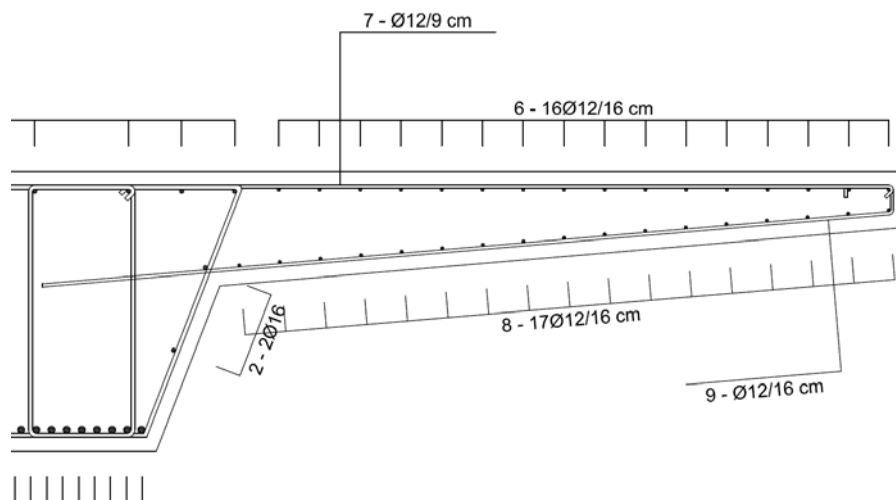
9.1 Na sredini tretjega polja



Sl. 143: Shema armature na sredini tretjega polja

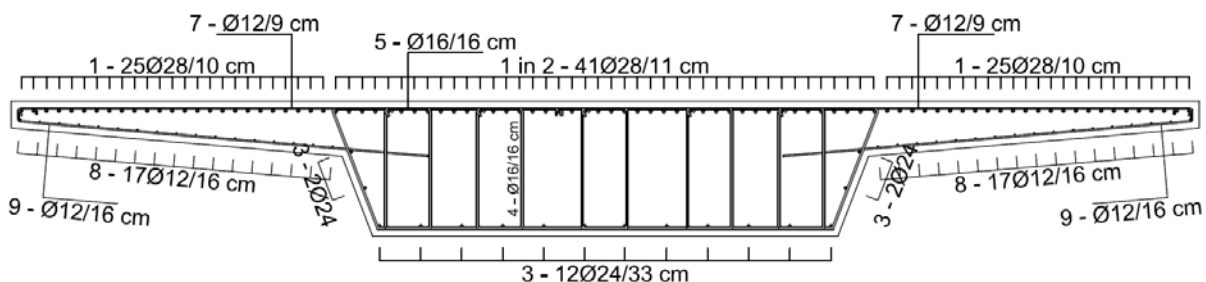


Sl. 144: Shema armature osrednjega dela prekladne konstrukcije na sredini tretjega polja

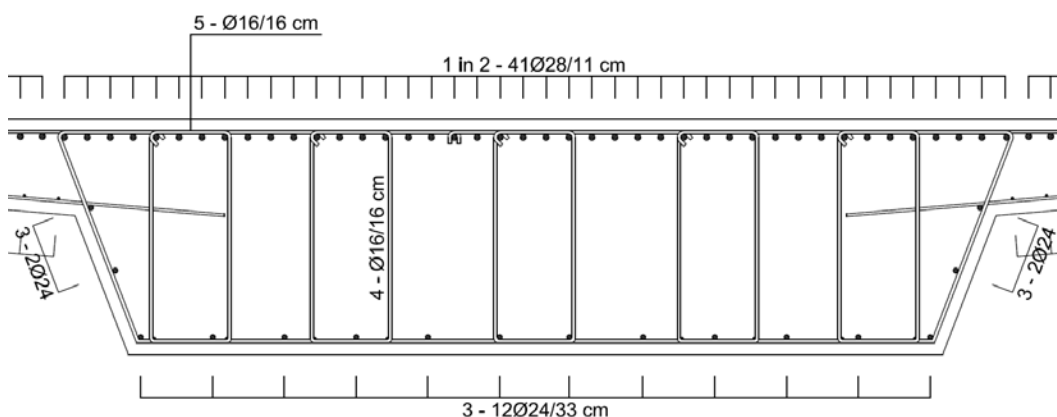


Sl. 145: Shema armature konzolnega dela prekladne konstrukcije na sredini tretjega polja

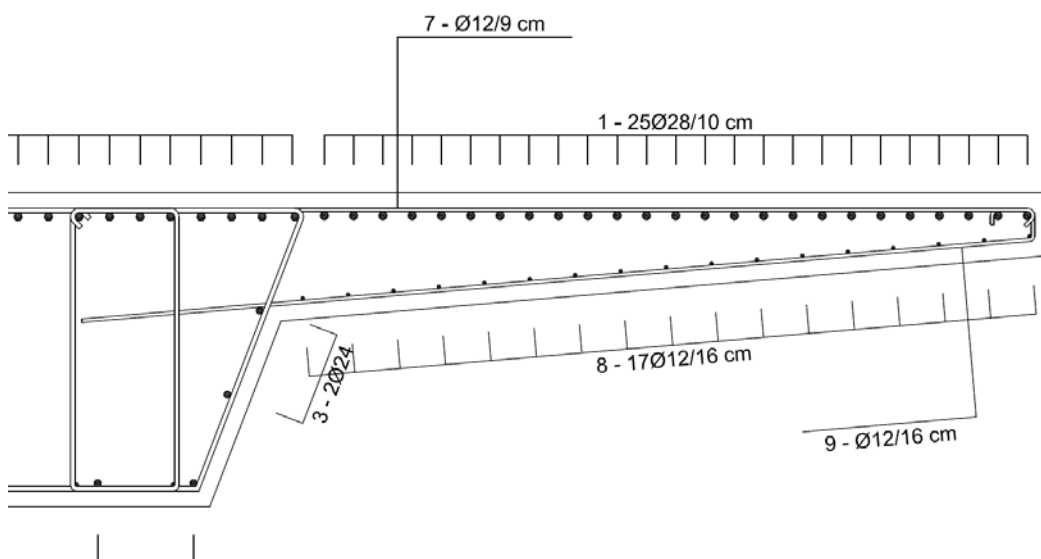
9.1.1.1 Nad drugim stebrom v drugem polju



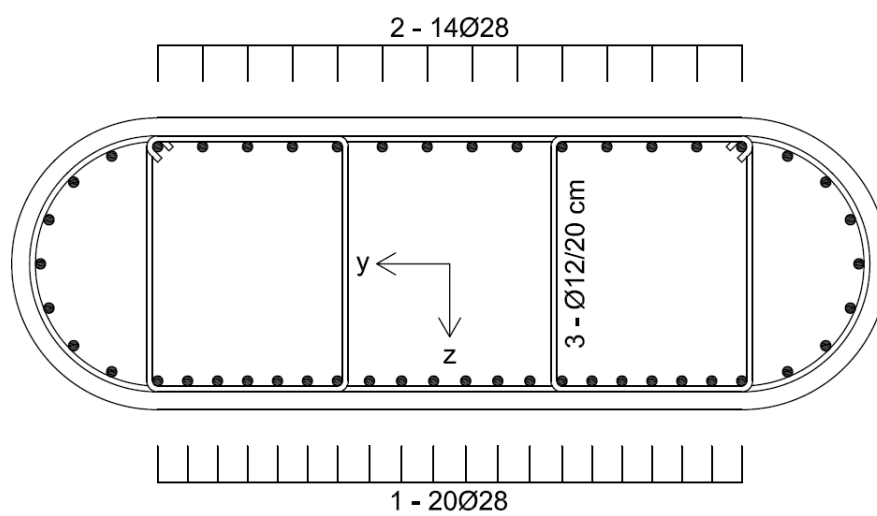
Sl. 146: Shema armature nad drugim stebrom v drugem polju



Sl. 147: Shema armature osrednjega dela prekladne konstrukcije drugega polja nad drugim stebrom



Sl. 148: Shema armature konzolnega dela prekladne konstrukcije drugega polja nad drugim stebrom

9.1.1.2 V prvem stebru

Sl. 149: Shema armature v prvem stebru

10 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem obravnaval integralno mostno konstrukcijo, kar pomeni, da ima konstrukcija tego povezavo med prekladno konstrukcijo ter vmesnimi in krajnimi oporniki. Izkazalo se je, da bi se dejanski objekt nadvoza v Beltincih lahko projektiral na ta način. Že v prvem delu diplomske naloge sem omenil, da imajo temeljna tla izredno velik vpliv pri projektiranju take konstrukcije in ravno s tem sem imel nekaj težav. Najprej sem zasnoval model s togimi podporami pod oporniki, da bi videl kako se taka konstrukcija obnaša. Ugotovil sem, da so pri taki zasnovi modela obremenitve v konstrukciji izjemno velike. Zaradi togih podpor na obeh koncih, se prekladna konstrukcija ni mogla ustrezno deformirati zaradi temperaturnih sprememb in krčenja, kar je povzročilo izredno velike osne sile v sami prekladni konstrukciji. Ukrepal sem tako, da sem v nadaljevanju pri zasnovi modela upošteval podajno zemljino. Podatke o temeljnih tleh na tej lokaciji sem dobil v elaboratu (Štern in sod., 2012) in tako sem imel možnost modelirati temeljna tla z realnimi podatki. Zemljino sem modeliral z linearnimi vzmetmi z ustreznimi karakteristikami. S horizontalnimi vzmetmi sem podprl pilote v vzdolžni in prečni smeri, z vertikalnimi vzmetmi pa so podprte grede, ki se nahajajo med stebrom in dvema pilotoma. Na ta način sem z vzmetmi upošteval interakcijo konstrukcije s temeljnimi tlemi. S tako zasnovo modela so se osne sile v prekladni konstrukciji precej spremenile, medtem ko se upogibni momenti v prekladni konstrukciji skoraj niso spremenili. Osna sila v prekladni konstrukciji se je zmanjšala za faktor približno 18 in posledično so se povečali horizontalni pomiki. Velikost pomikov v horizontalni smeri na krajnih opornikih znaša 23,6 mm. Tak pomik dobim zaradi potresnega projektnega stanja, ki se izkaže za merodajnega le pri določanju horizontalnih pomikov. Konstrukcija se namreč nahaja na potresnem območju z majhnim pospeškom tal ($a_g = 0,1 \cdot g$), zato so obremenitve v konstrukciji pri potresnem projektnem stanju precej manjše od ekstremnih pri stalnem projektnem stanju.

Glavni namen diplomske naloge je bil preveriti obremenitve in pomike konstrukcije ter ustrezno armirati najbolj obremenjene dele konstrukcije. Za določitev potrebne armature v prekladni konstrukciji sem pripravil dva ločena modela, enega za globalno in drugega za lokalno analizo. Z lokalno analizo sem določil potrebno armaturo v konzolnem delu prekladne konstrukcije, z globalno analizo pa preostalo potrebno armaturo v prekladni konstrukciji in izbranem stebri. Naredil sem kontrole nosilnosti izbranih prečnih prerezov zaradi projektnih strižnih sil, torzijskih momentov ter upogibnih momentov v interakciji z osno silo. Obremenitve, ki sem jih uporabil za dimenzioniranje posameznih elementov, sem dobil z linearno elastično analizo. Pomike pa sem izračunal z nelinearno statično analizo, kjer sem upošteval razpokane prereze, sodelovanje armature in lezenje betona. Izkazalo se je, da je obravnavanim kontrolam po standardu zadoščeno. Zanimiva pa je tudi primerjava

rezultatov potrebne količine armature iz programa Sofistik in »peš« izračuni, saj se razmeroma dobro ujemajo.

Menim, da bi se integralne mostne konstrukcije v Sloveniji lahko projektirale pogosteje, saj so z ekonomskega vidika zelo zanimive. V življenjski dobi konstrukcije so namreč stroški vzdrževanja veliko nižji kot pri konvencionalnih betonskih mostovih. Poudariti pa je treba, da je pri projektiranju take konstrukcije izredno pomembno dobro sodelovanje projektanta in geomehanika, saj interakcija konstrukcije s temeljnimi tlemi zelo vpliva na obnašanje integralne mostne konstrukcije.

VIRI

Agencija Republike Slovenije za okolje. 2001. Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 11. 3. 2013.)

Ašanin Gole, P. (ur.). 2004. Viadukti in mostovi na slovenskih avtocestah. Celje, Dars, Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji: 164 str.

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

Calgaro, J.-A., Tschumi, M., Gulvanessian, H. 2010. Designers' Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges. EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 Annex A2. London, Thomas Telford: 250 str.

EN 1990 Dodatek A2, izdan kot EN 1990:2002/A1:2005. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

EN 1991-1-3:2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

Pržulj, M. 2004. Cestni premostitveni objekti in galerije. V: Zbornik 7. slovenski kongres o cestah in prometu 2. del. Portorož, 20. – 22. oktober 2004. Ljubljana, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: str. 87-104.

Pržulj, M. 2008. Integralni betonski mostovi. V: Zbornik 9. slovenski kongres o cestah in prometu. Portorož, 22. – 24. oktober 2008. Ljubljana, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: str. 53-72.

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-5:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi.

SIST EN 1991-2:2004. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-2:2006. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi.

SIST EN 1998-2:2006/A101:2007. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi – Nacionalni dodatek.

Statistični urad Republike Slovenije. 1997. Nadmorska višina.

http://www.stat.si/letopis/1998/01_98/01-04-98.asp?jezik=si (Pridobljeno 11. 3. 2013.)

Štern, K., Munda, M., Žibret, K., Filipič, V. 2012. Ureditev križanj cest z železnico na odseku Pragersko – Hodoš v okviru elektrifikacije in rekonstrukcije železniške proge Pragersko – Hodoš. Elaborat. Ljubljana, Republika Slovenija Ministrstvo za infrastrukturo in prostor, Geoinženiring d.o.o.: loč. pag.