

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Gašper Ziherl

Projektiranje sovprežnega viadukta ob upoštevanju časovnega poteka gradnje

Diplomska naloga št.: 3039

Mentor:
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 24. 11. 2008

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **GAŠPER ZIHERL** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»PROJEKTIRANJE SOVPREŽNEGA VIADUKTA OB UPOŠTEVANJU POSTOPKA
GRADNJE«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za pravice elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 18.11.2008

(podpis)

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Darku Begu, za strokovno pomoč in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge, mladim raziskovalcem na katedri, za tehnično pomoč in nasvete ter projektivnemu biroju Ponting za vse dodatne informacije v zvezi s projektom.

Zahvalil bi se tudi mojima staršema, ki sta mi tekom študija nudila pomoč in moralno podporo.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.016:624.21(043.2)
Avtor:	Gašper Ziherl
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Naslov:	Projektiranje sovprežnega viadukta ob upoštevanju postopka gradnje
Obseg in oprema:	116 str., 33 pregl., 110 sl., 26 en.
Ključne besede:	časovno odvisna analiza, sovprežen viadukt, ESA PT, faze gradnje, prednapenjanje

Izvleček

Diplomsko delo obravnava projektiranje sovprežnega viadukta ob upoštevanju časovnega poteka gradnje s pomočjo komercialnega računalniškega programa Scia ESA PT. Viadukt predstavlja konkreten primer nadvoza preko avtoceste, za katerega je že bil izdelan projekt statike, prav tako z upoštevanjem poteka gradnje. Nadvoz je zasnovan kot hibridna konstrukcija s tremi razponi, izdelana iz prednapetega betona ter sovprežne konstrukcije jeklo – beton v vmesnem polju. V diplomski nalogi so izračunane obremenitve nadvoza v fazah gradnje in fazah uporabe ter izdelana primerjava z rezultati iz obstoječega projekta statike. Izvedeno je tudi dimenzioniranje glavnih konstrukcijskih elementov s poudarkom na kontroli sovprežnega dela. Izvedena je globalna analiza, v kateri so upoštevani vplivi lezenja, krčenja in relaksacije jekla tekom gradnje ter do konca življenske dobe mostu. Kontrola sovprežnih prerezov je zaradi četrtega razreda kompaktnosti izvedena elastično na efektivnih prerezih. Za modeliranje nadvoza in postopka gradnje so uporabljeni trije dodatni moduli, vgrajeni v program: faze gradnje, časovno odvisna analiza, prednapenjanje. Zaradi kontrole vseh treh modulov so bili izdelani primeri s kratkimi navodili prikazani v prilogi.

Problem v programu se je pojavil pri kontroli napetosti v sovprežnih elementih, saj je bilo tako v primerih iz priloge kot v diplomski nalogi ugotovljeno, da program izračuna precej nenavadne napetosti v armiranobetonski sovprežni plošči. Zaradi tega problema sem se odločil, da kontrole napetosti ne bom izvajal s pomočjo programa, ampak jih izračunam analitično iz vsote obremenitev posameznih faz. Sicer pa primerjava vrednosti notranjih sil iz diplome in projekta pokaže zelo veliko podobnost.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.016:624.21(043.2)
Author: Gašper Ziherl
Supervisor: prof. dr. Darko Beg
Title: Design of composite bridge considering stages and sequence of construction
Notes: 116 p., 33 tab., 110 fig., 26 eq.
Keywords: time dependent analysis, composite bridge, ESA PT, construction stages, prestressing

Abstract

The degree represents design of bridge considering stages and sequence of construction using commercial programme Scia ESA PT. The example is represented with actual road bridge over highway, for which the design project has already been done also considering stages and sequence of construction. Road bridge is designed as hybrid construction with three spans, made of prestressed concrete and composite steel – concrete construction in the middle span. In degree all internal forces in construction stages and service stages are calculated and compared with results from existent design project. Dimensioning of main structural elements has also been done with attention on checking composite parts. Global analysis has been made considering creep, shrinkage and relaxation effects during construction and till the end of construction life period. Because composite cross – sections are in fourth class, elastic verification on effective cross – sections has been done. For modeling of bridge and sequence of construction additional three modules, build in programme, were used: construction stages, time dependent analysis, prestressing. Examples with short instructions, represented in annex, were used for checking all three modules.

Problem in programme appeared by checking stresses in composite elements, where also in examples from annex and in degree, programme calculated very strange stresses in composite concrete slab. Regarding the problems I decided to calculate stresses analitically considering sum of internal forces of individual stages. Otherwise the comparison of internal forces from degree and design project indicated very similar results.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SPLOŠNO	3
2.1	Zasnova viadukta	3
2.1.1	Prekladna konstrukcija	3
2.1.2	Podporna konstrukcija in temeljenje	8
2.1.3	Tehnologija gradnje	8
2.2	Analiza konstrukcije	9
2.2.1	Sodelujoča širina betonske pasnice (strižno zaostajanje)	10
2.2.2	Vitkost pločevin in efektivni prerezi jeklenega nosilca	12
2.2.3	Uporabljeni standardi	19
2.3	Uporabljeni materiali	19
3	ANALIZA OBTEŽBE	20
3.1	Stalna teža (G_k)	20
3.1.1	Lastna teža konstrukcije	20
3.1.2	Krov	20
3.2	Koristna – faza gradnje ($Q_{gradnja}$)	20
3.3	Prometna obtežba	21
3.3.1	Vertikalna	21
3.3.2	Horizontalna	22
3.3.3	Obtežba stez za pešce in kolesarskih stez	23
3.3.4	Skupine prometnih obtežb	23
3.4	Temperaturna obtežba (T_k)	24
3.5	Veter (W_k)	26
3.6	Prednapenjanje (P)	28
3.7	Reološki vplivi (R)	29
3.8	Potresni vpliv (A_{Ed})	30
4	KOMBINACIJE, VARNOSTNI FAKTORJI, KONTROLE	31
5	PREKLADNA KONSTRUKCIJA	36

5.1	Faze gradnje	36
5.1.1	Računski model	38
5.1.2	Obremenitve in kontrole	43
5.2	Faza uporabe	62
5.2.1	Računski model	62
5.2.2	Obremenitve	63
5.2.3	MSU – kontrole v fazi uporabe	67
5.2.3.1	Kontrola napetosti v betonu	70
5.2.3.2	Kontrola napetosti v konstrukcijskem jeklu	71
5.2.3.3	Omejitev razpok	72
5.2.3.4	Kontrola napetosti v armaturi	74
5.2.3.5	Dihanje stojine	74
5.2.4	MSN – kontrole nosilnosti	75
5.3	Kontrola strižne odpornosti	79
5.3.1	Kontrola striga v stojini	79
5.3.2	Kontrola striga v pasnicah	81
5.3.3	Interakcija strižne sile, osne sile in upogibnega momenta	82
5.4	Kontrola strižne povezave med jeklenim nosilcem in AB ploščo	83
5.4.1	Vzdolžni strig – kontrola čepov	83
5.4.2	Vzdolžni strig – kontrola betona	87
5.4.3	Interakcija med vzdolžnim strigom in prečnim upogibom	89
5.5	Kontrola stika med betonskim in sovprežnim delom	90
6	PROSTORSKI MODEL	92
6.1	Vpliv vetra (F_{wk}, $F_{wk,p}$)	92
6.2	Horizontalna prometna obtežba (P_{hor})	94
6.3	Potresni vpliv (A_{Ed})	95
6.4	Prometna obtežba – model LM1	98
7	VMESNE PODPORE IN PILOTI	100
7.1	Obremenitve in kombinacije	100
7.2	Dimenzioniranje stebrov	102
7.3	Dimenzioniranje pilotne grede	105

7.4	Dimenzioniranje pilotov vmesnih podpor	106
8	AB PLOŠČA V PREČNI SMERI	107
8.1	Splošno	107
8.2	Obtežba in kombinacije	107
8.3	Obremenitve in dimenzioniranje	109
9	ZAKLJUČEK	113
	VIRI	115
	PRILOGE	
	Priloga A: PRIMERI Z NAVODILI ZA UPORABO RAČUNALNIŠKEGA PROGRAMA SCIA ESA PT	
A1	UVOD	A-1
A2	FAZE GRADNJE	A-1
A3	ČASOVNO ODVISNA ANALIZA	A-13
A4	PREDNAPENJANJE	A-20

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Upoštevani moduli reakcije tal pri pilotih	8
Preglednica 2: Sodelujoče širine betonskega dela (enote: m)	10
Preglednica 3: Sodelujoče širine sovprežnega dela (enote: m)	11
Preglednica 4: Efektivna širina b_{eff} in redukcijski faktor b^k - faza montaže	15
Preglednica 5: Efektivna širina b_{eff} in redukcijski faktor b^k - faza uporabe	16
Preglednica 6: Razredi kompaktnosti pločevin	17
Preglednica 7: Efektivne širine pasnic	18
Preglednica 8: Obtežni model LM1: karakteristične vrednosti	21
Preglednica 9: Korigirane vrednosti modela LM1	22
Preglednica 10: Karakteristične vrednosti več-komponentnih vplivov	23
Preglednica 11: Druge reprezentativne vrednosti več-komponentnih vplivov	23
Preglednica 12: Parcialni varnostni faktorji za materiale	32
Preglednica 13: Parcialni varnostni faktorji za vplive (STR/GEO)	32
Preglednica 14: Kombinacijski faktorji y_i za cestne mostove	33
Preglednica 15: Primerjava analitičnih in numeričnih napetosti	54
Preglednica 16: Napetosti v kablju 5 pri $t = \infty$	59
Preglednica 17: Obremenitve prekladne konstrukcije	65
Preglednica 18: Napetosti v betonskem delu prekladne konstrukcije	68
Preglednica 19: Napetosti v sovprežnem delu prekladne konstrukcije	68
Preglednica 20: Primerjava napetosti (MPa): MSU- karakteristična kombinacija	69
Preglednica 21: Izračun napetosti v sovprežnih prerezih: Karakteristična kombinacija	71
Preglednica 22: Izračun napetosti v sovprežnih prerezih: Navidezno stalna kombinacija	72
Preglednica 23: Izračun napetosti v jeklenem nosilcu: MSN	75
Preglednica 24: Izračun efektivnih širin stojine	76
Preglednica 25: Napetosti v razpokanem sovprežnem prerezu za posamezno iteracijo	77
Preglednica 26: Kontrola strižne odpornosti stojin	80
Preglednica 27: Strižne napetosti v spodnji pasnici	81
Preglednica 28: Izračun strižnih čepov	85
Preglednica 29: Obremenitve stebrov, pilotne grede in pilotov	103
Preglednica 30: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v prekladno konstrukcijo	104
Preglednica 31: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v temeljno gredo	105
Preglednica 32: Obremenitve prereza pilotne grede pod stebrom	105
Preglednica 33: Obremenitve pilota	106

KAZALO SLIK

Slika 1: Pogled nadvoza	1
Slika 2: Pogled nadvoza od spodaj	1
Slika 3: Vzdolžni prerez v osi mostu s tlorisom podpor	4
Slika 4: Karakteristična prečna prereza betonskega in sovprežnega dela	5
Slika 5: Potek ter število kablov faze 1 in 2 na eno rebro	6
Slika 6: Prečni prerez jeklenega nosilca	7
Slika 7: Vzdolžna pozicija debeline pločevin (mm)	7
Slika 8: Sodelujoča širina betonske (sovprežne) plošče	12
Slika 9: Model v fazi gradnje	15
Slika 10: Efektivna sodelujoča širina pasnice nosilca – faza montaže MSU (enote: mm)	15
Slika 11: Redukcijski faktor b^k - faza montaže MSN	15
Slika 12: Model v fazi uporabe	16
Slika 13: Efektivna sodelujoča širina pasnice nosilca – faza uporabe MSU (enote: mm)	16
Slika 14: Vhodni parametri in pozicija nosilcev	17
Slika 15: Skica obtežbe na dejanskem prerezu	22
Slika 16: Linearni temperaturni gradient	25
Slika 17: Razvoj deformacij krčenja AB sovprežne plošče	29
Slika 18: Faze gradnje nadvoza	37
Slika 19: Model v fazi gradnje	38
Slika 20: Geometrija modela	39
Slika 21: Karakteristike sovprežnega prereza na sredini razpona	39
Slika 22: Definirani prerezi	40
Slika 23: Potek kabelskih linij v modelu	41
Slika 24: Začetne izgube v kontinuirnem kablu prve faze	42
Slika 25a: Začetna sila v kontinuirnem kablu prve faze	42
Slika 25b: Začetna sila v kontinuirnem kablu prve faze (Vir: Ponting, 2008, 2 str.)	42
Slika 26: Model faze 3	43
Slika 27: Osne sile N (kN): kabli – faza 1	43
Slika 28a: Momenti M_y (kNm): kabli – faza 1	43
Slika 28b: Momenti M_y (kNm): kabli – faza 1 (Vir: Ponting, 2007, 29 str.)	43
Slika 29: Momenti M_y (kNm): lastna teža	44
Slika 30: Momenti M_y (kNm): MSU - karakteristična	44
Slika 31: Napetosti na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična	44

Slika 32: Napetosti na spodnjem robu (MPa): MSU - karakteristična	44
Slika 33: Model faze 5	45
Slika 34: Model faze 6	45
Slika 35: Momenti M_y (kN): MSN	45
Slika 36: Momenti M_y (kN): MSU - karakteristična	45
Slika 37: Efektivni prerez nad podporo - MSN	47
Slika 38: Efektivni prerez nad podporo - MSN	47
Slika 39a: Obremenitve: MSU - karakteristična	48
Slika 39b: Obremenitve: MSU - karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 38 str.)	48
Slika 40: Obremenitve: Reološki vplivi (1. – 8. faza)	49
Slika 41: Moment M_y (kNm): Reološki vplivi (6. – 8. faza)	49
Slika 42: Moment M_y (kNm): MSU - karakteristična	47
Slika 43a: Moment M_y (kNm): Odstranitev začasnih podpor	50
Slika 43b: Moment M_y (kNm): Odstranitev začasnih podpor (Vir: Ponting, 2007, 41 str.)	50
Slika 44: Model faze 10	50
Slika 45a: Obremenitve: MSU - karakteristična	51
Slika 45b: Obremenitve: MSU - karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 42 str.)	51
Slika 46: Napetosti v betonu na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična	52
Slika 47a: Napetosti na spodnjem robu nosilca (MPa): MSU - karakteristična	52
Slika 47b: Napetosti na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 45 str.)	52
Slika 47c: Napetosti na spodnjem robu (MPa): MSU - karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 45 str.)	53
Slika 48: Prerez grede 17 – upoštevanje strižnega zaostajanja	53
Slika 49: Pozicija gred	53
Slika 50: Moment M_y (kNm): stalna teža krova	55
Slika 51: Primerjava napetosti iz programa in analitičnih vrednosti (MPa)	55
Slika 52: Obremenitve: MSU - karakteristična	56
Slika 53: Moment M_y (kNm): MSN	56
Slika 54: Obremenitve: MSU – karakteristična	57
Slika 55: Moment M_y (kNm): MSN	57
Slika 56a: Obremenitve: prva in druga faza prednapenjanja	58
Slika 56b: Obremenitve: prva in druga faza prednapenjanja (Vir: Ponting, 2007, str. 48, 49)	58
Slika 57: Maksimalne napetosti v kontinuirnem kablu prve faze (MPa)	59

Slika 58: Moment M_y (kNm): Reološki vplivi (9-13. faza)	60
Slika 59a: Obremenitve: Reološki vplivi (6-13. faza)	61
Slika 59b: Obremenitve: Reološki vplivi na sovprežnem prerezu (Vir: Ponting, 2007, str. 52, 53)	61
Slika 60: Obtežba in reakcije TS sistema	62
Slika 61: Obtežba in reakcije UDL sistema	62
Slika 62: Ovojnica obremenitev: karakteristične vrednosti	63
Slika 63: Momenti M_y (kNm): pogoste vrednosti	63
Slika 64: Momenti M_y (kNm): navidezno stalne vrednosti	63
Slika 65: Momenti M_y (kNm): enakomerna sprememba T	64
Slika 66: Momenti M_y (kNm): neenakomerna sprememba T	64
Slika 67: Ovojnica kombinacij temperaturnega vpliva	64
Slika 68: Pozicija gred	67
Slika 69: Maksimalne napetosti (MPa): MSU - karakteristična kombinacija (Vir: Ponting, 2007, 62 str.)	69
Slika 70: Minimalne napetosti (MPa): MSU - karakteristična kombinacija (Vir: Ponting, 2007, 63 str.)	70
Slika 71: Napetosti v razpokanem sovprežnem prerezu (greda 17): Karakterisitčna kombinacija	72
Slika 72: Položaj zaščitnih cevi kablov	71
Slika 73: Vnešeni prerezi za gredo 17	77
Slika 74a: Napetosti v gredi 17 v MSN	78
Slika 74b: Napetosti v gredi 17 v MSN (Vir: Ponting, 2007, 66 str.)	78
Slika 75: Plastični odpornostni moment pasnic in armature	83
Slika 76: Shema razdalja med strižnimi čepi	85
Slika 77: Omejitve čepov	86
Slika 78: Površine strižne porušitve	87
Slika 79: Skica stika z obremenitvami	90
Slika 80: Prostorski model mostu	92
Slika 81: Vpliv vetra s prometom v prečni in vzdolžni smeri	93
Slika 82: Momenti zaradi vetra s prometom v prečni in vzdolžni smeri (kNm)	93
Slika 83: Vpliv horizontalne prometne obtežbe	94
Slika 84: Ovojnice obremenitev zaradi horizontalne prometne obtežbe	94
Slika 85: Vodoravni projektni spekter odziva	95
Slika 86: Navpični projektni spekter odziva	95
Slika 87: Nihajni časi in efektivne modalne mase	95

Slika 88: 1. nihajna oblika (X smer): $t = 0.69s$	96
Slika 89: 2. nihajna oblika (Y smer): $t = 0.55s$	96
Slika 90: 10. nihajna oblika (Z smer): $t = 0.32s$	96
Slika 91: nihajne oblike (Vir: Ponting, 2007, str. 104, 105)	96
Slika 92: Diagrami obremenitev za potres v smeri X	97
Slika 93: Diagrami obremenitev za potres v smeri Y	97
Slika 94: Največji moment v polju (enote: kNm)	98
Slika 95: Največji moment nad vmesno podporo (enote: kNm)	98
Slika 96: Ovojnica momentov za prometni vpliv (Vir: Ponting, 2007, 54 str.)	99
Slika 97: Skica vmesne podpore in pilotov	100
Slika 98: Potek momentov M_y v MSN (kNm)	101
Slika 99: Potek osnih sil $N : K2$ (kN)	101
Slika 100: Obremenitve za ovojnico karakteristične prometne obtežbe P_{kar}	101
Slika 101: Obremenitve za ovojnico kombinacij zaradi temperature T_k	102
Slika 102: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v prekladno konstrukcijo (Vir: Ponting, 2007, 88 str.)	104
Slike 103: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v temeljno gredo (Vir: Ponting, 2007, 90 str.)	105
Slika 104: Model AB plošče	107
Slika 105: Stalna teža krova	107
Slika 106: Prometna obtežba gr1a: max. M nad podporo plošče	108
Slika 107: Prometna obtežba gr1a: max. M v polju plošče	108
Slika 108: Prometna obtežba gr3	108
Slika 109: Največje in najmanjše vrednosti momenta ovojnice kombinacij (kNm)	109
Slika 110: Skica prečne armature v polju in nad podporo preklade	112

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

MSN	Mejno stanje nosilnosti
MSU	Mejno stanje uporabnosti
AB	Armiran beton
PAB	Prednapet armiran beton

1 UVOD

Osnovni namen diplomske naloge je kontrola uporabe komercialnega računalniškega programa SCIA ESA PT za časovno odvisno analizo poteka gradnje, prikazana na primeru. Gre za konkreten primer nadvoza preko avtoceste za katerega je že bil izdelan statični izračun, na Katedri za metalne konstrukcije Fakultete za gradbeništvo in geodezijo pa je bila izdelana revizija projekta. Projekt je izdelalo projektivno podjetje Ponting inženirski biro d.o.o. iz Maribora. V času nastanka diplomske naloge je bil konkreten primer nadvoza že v zaključni fazi izdelave, kateri je tudi prikazan na sliki 1 in 2.



Slika 1: Pogled nadvoza



Slika 2: Pogled nadvoza od spodaj

Nadvoz je zasnovan kot hibridna konstrukcija s tremi razponi, izdelana iz prednapetega betona ter sovprežne konstrukcije jeklo – beton v vmesnem polju, tako da je zelo pomemben tudi postopek gradnje: prednapenjanje kablov v dveh fazah, podpiranje jeklenega in betonskega dela v fazi gradnje.

Potreba po časovno odvisni analizi se tako pojavi predvsem zaradi treh razlogov:

- Zaradi sovprežnih prerezov v 4. razredu kompaktnosti je potrebno poleg globalne analize izvesti tudi dimenzioniranje prerezov z elastično analizo, kar predstavlja potrebo po uporabi programa, ki upošteva postopnost gradnje oz. zakon superpozicije napetosti, deformacij in obremenitev med fazami gradnje v odvisnosti od trenutno aktivnega prečnega prereza (jeklen prerez ali sovprežen prerez).
- Upoštevanje reoloških vplivov (lezenje, krčenje) na sovprežnem prerezu v fazi gradnje in fazi uporabe.
- Upoštevanje vrstnega reda prednapenjanja (v konkretnem primeru se izvede v dveh fazah), upoštevanje izgub v kablilih zaradi reoloških vplivov (lezenje, krčenje, relaksacija jekla) ter upoštevanje zaporedja prednapenjanja kablov

Računalniški program ESA PT omogoča upoštevanje vseh treh točk in sicer z dodatnimi tremi moduli vgrajenimi v program, kateri upoštevajo enačbe iz standardov evrokod EN. Glede na to, da v navodilih za program ni nikjer zapisano, katere enačbe iz evrokodov program dejansko uporablja, je bila najprej izdelana kontrola osnovnih enačb iz trenutno veljavnih standardov evrokod na enostavnih primerih. Ti primeri s kratkimi navodili za uporabo programa so prikazani v prilogi A.

Namen diplomske naloge je torej izračun obremenitev viadukta v fazi gradnje in fazi uporabe ter primerjava z že izdelanim projektom statike in dimenzioniranje glavnih konstrukcijskih elementov s poudarkom na kontroli sovprežnih elementov. Primerjava je merodajna tudi zato, ker je v izdelanem projektu uporabljen komercialni računalniški program RM 2004 podjetja TDV, kateri prav tako upošteva vse zgoraj navedene točke. Vse primerjave ter slike, ki se v diplomski nalogi sklicujejo na projekt so povzete iz Načrta gradbenih konstrukcij z naslednjimi podatki:

Investitor:	DARS d.d
Naročnik:	GRADIS, Gradbeno podjetje Ljubljana d.o.o.
Objekt:	NADVOZ 0168, 4-6
Vrsta dokumentacije:	PGD/PZI
Projektant:	PONTING inženirski biro d.o.o.
Št. projekta:	413/07
Št. načrta, datum izdelave:	413/07-3 (rednik 1 – zvezek 1), december 2007

2 SPLOŠNO

2.1 Zasnova viadukta

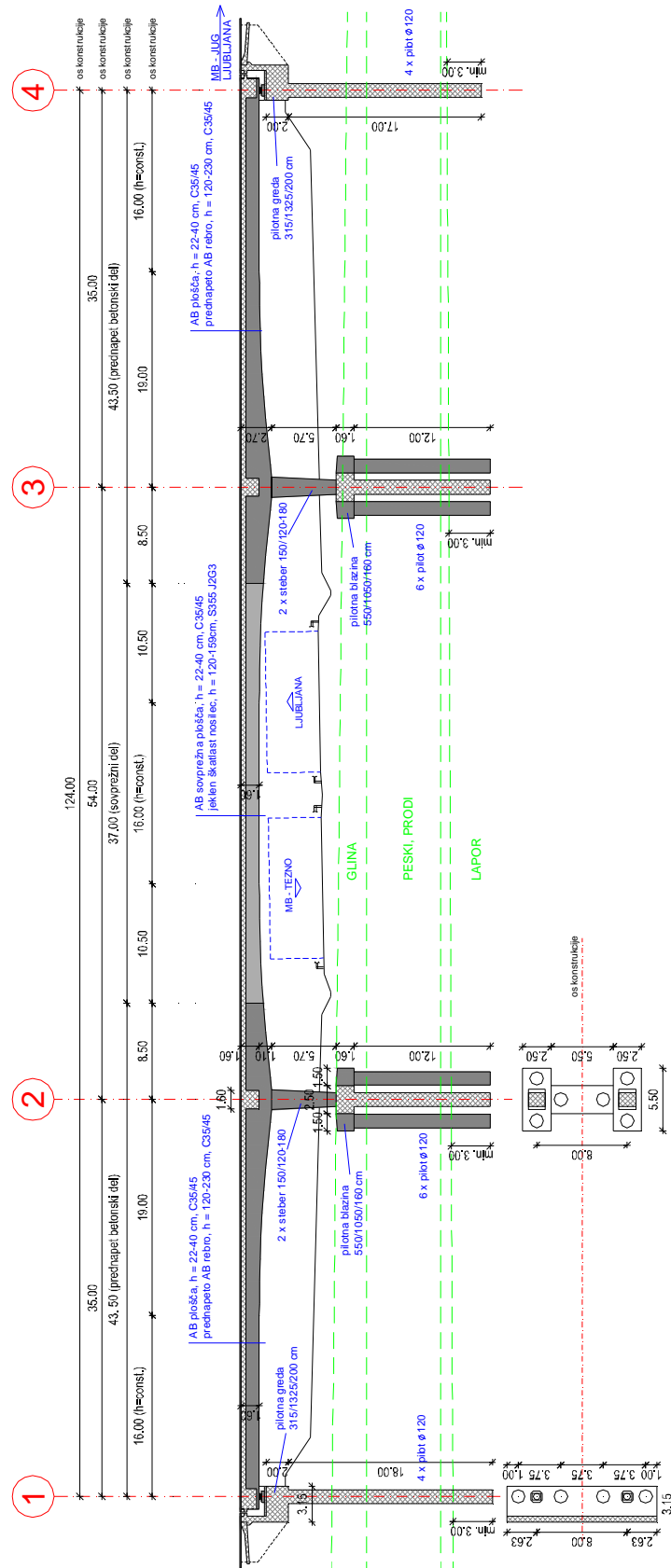
Obravnavani viadukt služi kot nadvoz preko obstoječe avtoceste A1 Ljubljana – Maribor in se nahaja v sklopu odseka avtoceste Slivnica – Draženci. Nadvoz je v osi dolžine 124.0 m, tlorisno je delno v radiju 350 m, delno v prehodnici $A = 156.52$ m. Niveleta je v konveksnem radiju 3400 m. Gabariti novega nadvoza so prilagojeni obstoječemu nadvozu v neposredni bližini. Statično je nadvoz zasnovan s tremi razponi: $35.0+54.0+35.0 = 124.0$ m, in sicer kot ena zavorna enota z dilatacijama na vsaki strani objekta. Na sliki 3 je prikazan vzdolžni prerez v osi mostu s tlorisom podpor ter osnovnimi dimenzijami in konstrukcijskimi elementi. Prečni prerez nadvoza je sestavljen iz AB plošče ter dveh nosilcev na konstantni medosni razdalji 8.0m. Prometna zasnova mostu je v karakterističnem prečnem prerezu sestavljena iz:

- 2 x vozni pas (2 x 3.25 m)
- zaviralni pas (3.05 m)
- vmesni pas (0.50 – 0.85 m)
- 2 x robni pas (2 x 0.50 m)
- 2 x hodnik z robnim vencem (2 x 2.00 m)

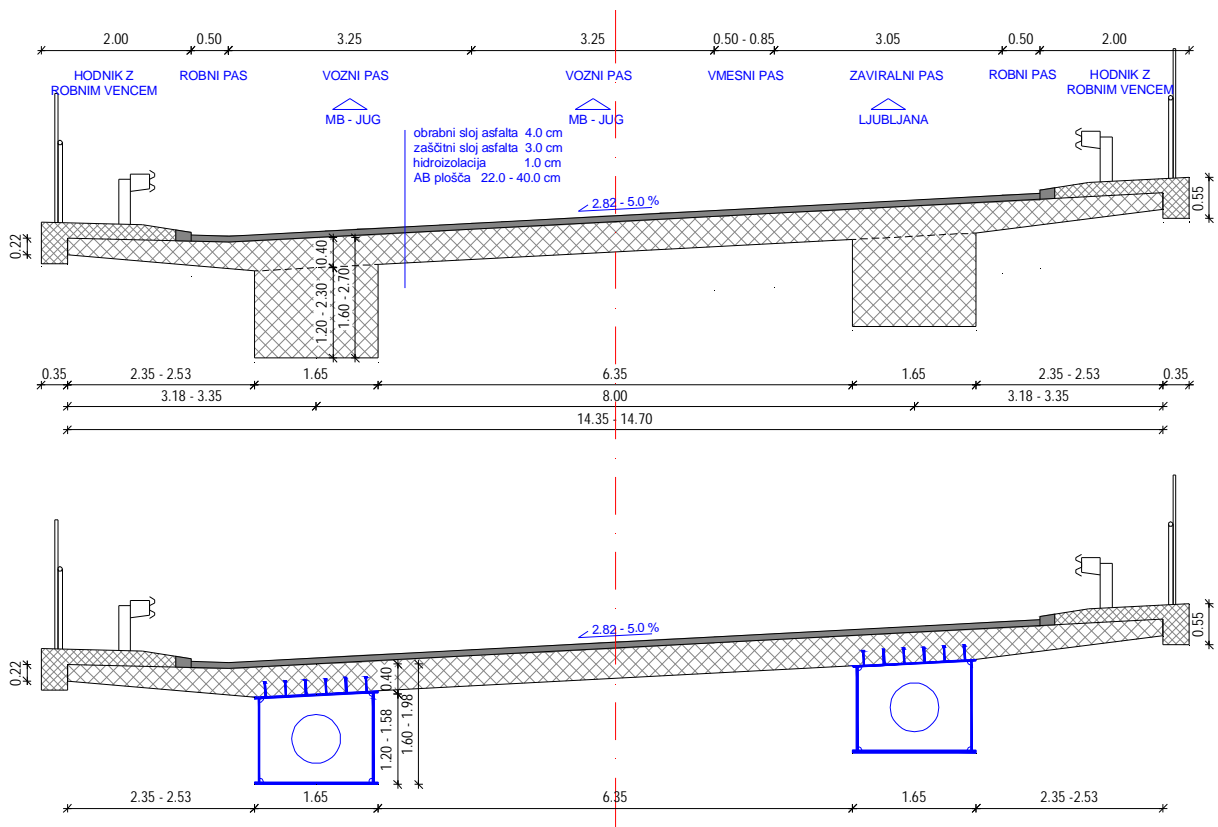
kar pomeni, da se skupna širina nadvoza spreminja od 15.05 do 15.40 m.

2.1.1 Prekladna konstrukcija

Prekladna konstrukcija je zasnovana kot hibridna (mešana) okvirna konstrukcija, sestavljena iz prednapetega armiranobetonskega (PAB) dela v krajnih poljih ter delno v vmesnem polju ($35 + 8.5 = 43.5$ m) in sovprežnega dela (jeklo – beton) na sredini vmesnega razpona (37 m). Karakteristična prečna prereza obeh delov sta prikazana na sliki 4. Tak hibridni (mešan) sistem konstrukcije zagotavlja optimalnejšo tehnologijo gradnje, saj omogoča izdelavo PAB konstrukcije na odru, kjer je podpiranje možno, ter montažo jeklenih nosilcev preko obstoječe avtoceste, brez potrebe po dodatnem podpiranju odra preko avtoceste. Opaž se v fazi betoniranja sovprežne plošče pritrdi direktno na jeklena nosilca. S tem je zagotovljen neoviran promet pod nadvozom tudi tekom gradnje.



Slika 3: Vzdolžni prerez v osi mostu s tlorisom podpor



Slika 4: Karakteristična prečna prereza betonskega in sovprežnega dela

Prednapeta armiranobetonska konstrukcija

PAB konstrukcija je sestavljena iz dveh prednapetih vutasto oblikovanih reber (nosilcev) ter monolitne AB plošče, ki ju povezuje. Statična višina nosilcev je na začetku konstantne višine 160 cm, nato se spremeni od 160 cm do 270 cm nad stebroma ter nato zmanjša na 200 cm na koncu PAB previsa. AB plošča je debeline 40 cm med nosilcema, na konzolnem delu pa se spreminja od 40 do 22 cm. Rebri sta nad vmesnima podporama dodatno povezani s prečnikom dimenzij 160 x 160 cm.

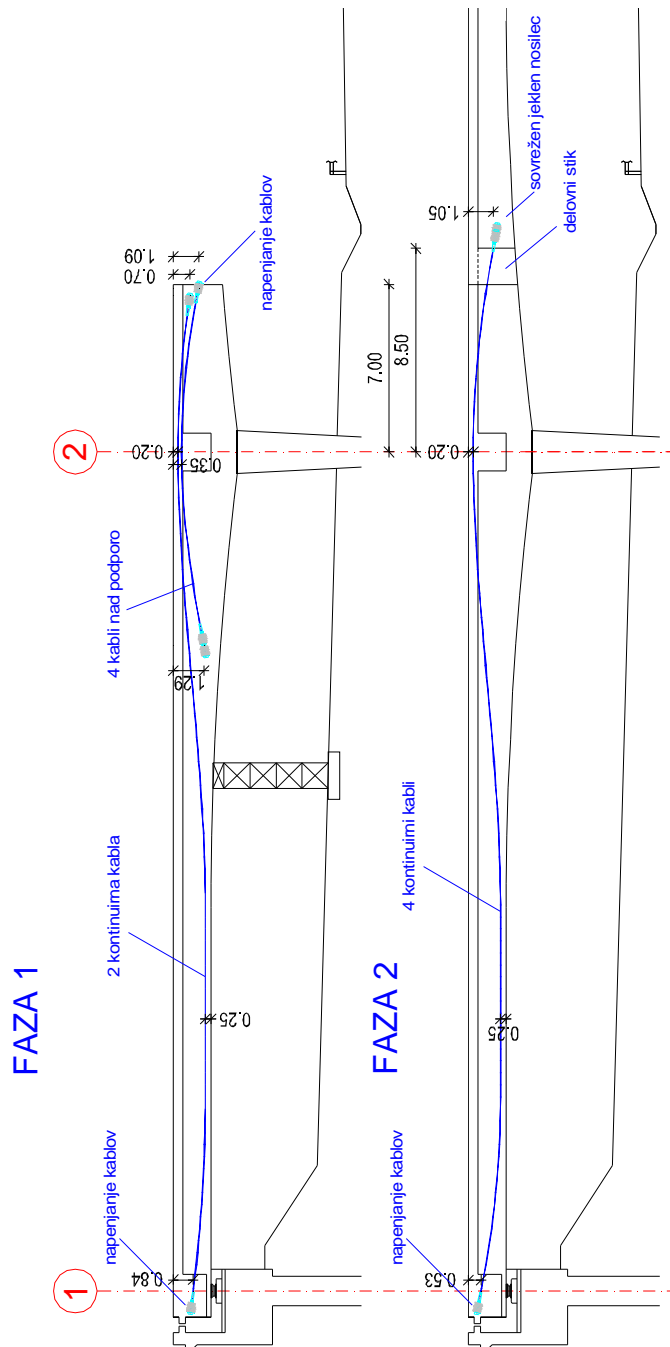
Betonski del konstrukcije je vzdolžno prednapet s kablji preko krajnega razpona in previsa. Vsak kabl je sestavljen iz 15 vrvi (vrv preseka $A = 1.50 \text{ cm}^2$) in kvalitete jekla $f_{p0,1k} / f_{pk} = 1570 / 1770 \text{ MPa}$, razred relaksacije 2 (žice in vrvi z nizko relaksacijo). Sila prednapenjanja v vseh kablji znaša 2785 kN ($0.70 f_{pk}$). V vsakem rebri se nahaja 6 kablov preko celotne dolžine betonskega dela ter 4 kablji preko vmesne podpore. Napenjanje vseh

kablov je enostransko in sicer se kabli nad podporo napenjajo na delovnem stiku med betonskim in sovprežnim delom, kontinuirni kabli pa na krajnih opornikih.

Prednapenjanje se izvede v 2 fazah:

- 1. faza: prednapetje vseh kablov nad podporo ter dveh kontinuirnih kablov na rebro
- 2. faza: po odstranitvi pomožnih podpor se napnejo še štirje kontinuirni kabli na rebro

Na sliki 5 je prikazan potek kabelskih linij za vsako fazo posebej.



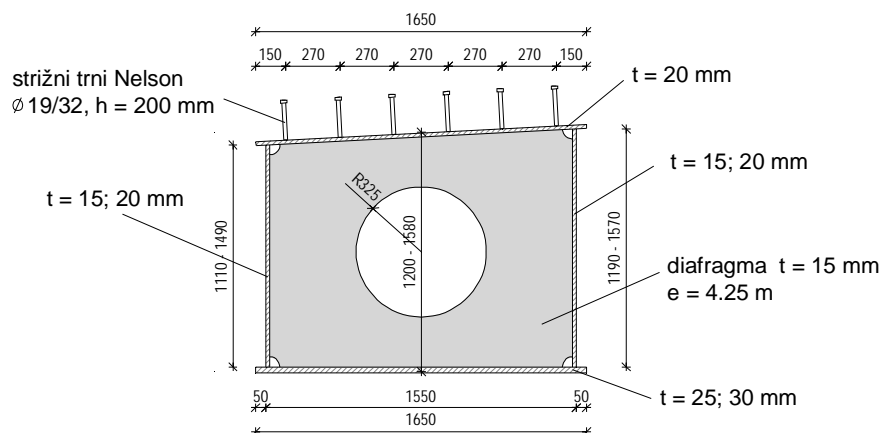
Slika 5: Potek ter število kablov faze 1 in 2 na eno rebro

Sovprežna konstrukcija

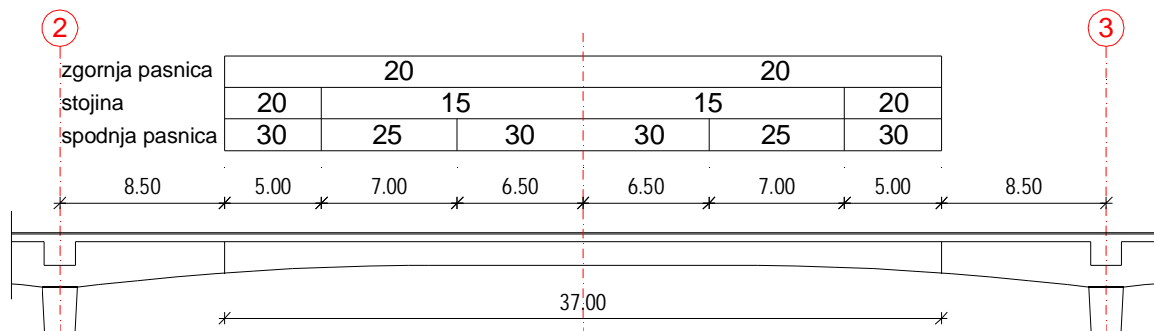
Sovprežna prekladna konstrukcija je sestavljena iz AB plošče ter dveh jeklenih polnostenskih varjenih nosilcev pravokotnega prereza spremenljive višine in konstantne širine 1600 mm. Sovprežna AB plošča je enake debeline kot pri betonskem delu, z nosilcema pa je povezana z duktilnimi strižnimi čepi z glavami tipa Nelson. Višina nosilca se od betonskega dela naprej spreminja od 1580 do 1200 mm, nato pa je na sredini razpona konstantne višine 1200 mm. Jeklen nosilec je zvarjenec iz pločevin različnih debelin:

- zgornja pasnica: 20 mm
- spodnja pasnica: 25 oz. 30 mm
- stojina: 15 oz. 20 mm

Na sliki 6 je prikazan prečni prerez jeklenega nosilca, na sliki 7 pa vzdolžna pozicija debeline pločevin. Na vsakih 4.25 m je v nosilec vgrajena prečna pločevina (diafragma) debeline 15 mm, kar v fazi montaže zagotavlja pravilno obliko nosilca, pri kontroli nosilnosti v fazi montaže in uporabe pa služi tudi kot prečna ojačitev vitkih pločevin nosilca. Ker je možen prevoz in montaža nosilca dolžine 37 m v enem kosu, se celoten nosilec zvari v delavnici.



Slika 6: Prečni prerez jeklenega nosilca



Slika 7: Vzdolžna pozicija debeline pločevin (mm)

2.1.2 Podporna konstrukcija in temeljenje

Podporna konstrukcija nadvoza je sestavljena iz dveh vmesnih podpor in dveh krajnih opornikov.

Vmesne podpore so zasnovane iz dveh stebrov s pravokotnim prerezemom, ki sta monolitno povezana s prekladno konstrukcijo. Dimenzija stebra je v prečnem prerezu nadvoza konstantna in znaša 150 cm, v vzdolžnem prerezu pa se spreminja od 180 cm na vrhu stebra do 120 cm ob vpetju stebra spodaj. Pilotna blazina je tlorisne H oblike debeline 160 cm. Podpore so globoko temeljene na šestih uvrtnih pilotih tipa Benotto, prereza \varnothing 120 cm in dolžine 12.0 m.

Krajna opornika sta sestavljena iz pilotne grede prereza $b/h = 315/200$ cm, v katero sta vpeti bočni krili debeline 40 cm. Temeljena sta s štirimi piloti tipa Benotto, prereza \varnothing 120 cm in dolžine 17.0 oz. 18.0 m. Prekladna konstrukcija nalega na opornik preko dveh drsnih lončnih ležišč P1 4500, z nosilnostjo 4500 kN. Ležišči sta v vzdolžni smeri pomični, v prečni pa nepomični. Dilatacije nadvoza so nad krajnima opornikoma.

Pri globalni analizi konstrukcije in analizi podporne konstrukcije so upoštrevane naslednje vrednosti:

- modul reakcije temeljnih tal za posamezen pilot je prikazan v preglednici 1

Preglednica 1: Upoštrevani moduli reakcije tal pri pilotih

Vrsta zemljine	c_h (kN/m ³)
nasip, glina	10 000 – 20 000
peski, prodi	30 000
lapor	220 000

- vertikalna togost posameznega pilota znaša $K_V = 260$ MN/m, ki je določena iz posedka pri izkoriščeni nosilnosti pilota
- projektna vertikalna nosilnost pilotov \varnothing 120 cm znaša 8500 kN

2.1.3 Tehnologija gradnje

Najprej se na opaznem odru izdelata PAB konstrukcija (krajna polja s previsoma), ki je v krajnem polju začasno podprta, nato sledi prednapenjanje prve faze. Jeklena konstrukcija se zmontira na tri začasne podpore. Opaž za konzolno in vmesno ploščo se pritrdi na jeklena

nosilca. V eni fazi sledi betoniranje sovprežne plošče in stika med betonskim in sovprežnim delom.

2.2 Analiza konstrukcije

Za globalno analizo konstrukcije je uporabljen komercialni računalniški program Scia ESA PT (2006, ver. 6.0.112). S pomočjo programa je upoštevan dejanski časovni potek gradnje viadukta z upoštevanjem reoloških vplivov in padcev napetosti v kablkih zaradi teh vplivov. Zato so uporabljeni dodatni trije moduli vgrajeni v program : faze gradnje, prednapenjanje in časovno odvisna analiza (TDA) – glej opis v dodatku A.

Za globalno analizo so uporabljeni trije modeli:

- **ravninski model – faza gradnje**

Uporaba časovno odvisne analize je s programom ESA PT možna le za ravninski model. Vhodni podatki za potek gradnje (faze gradnje) so definirani v programu do dneva natančno. Vnešen je tudi dejanski potek kabelskih linij. Deformacije oz. napetosti se tako superponirajo od prve do zadnje faze gradnje. Na modelu je upoštevana stalna teža, vpliv prednapetja ter reološki vplivi, zaradi česar je potrebno izvesti analizo do časa $t = \infty$.

- **ravninski model – faza uporabe**

Ravninski model v fazi gradnje je uporabljen za izračun vplivnice oz. ovojnice maksimalnih obremenitev zaradi prometne obtežbe in temperaturne obtežbe.

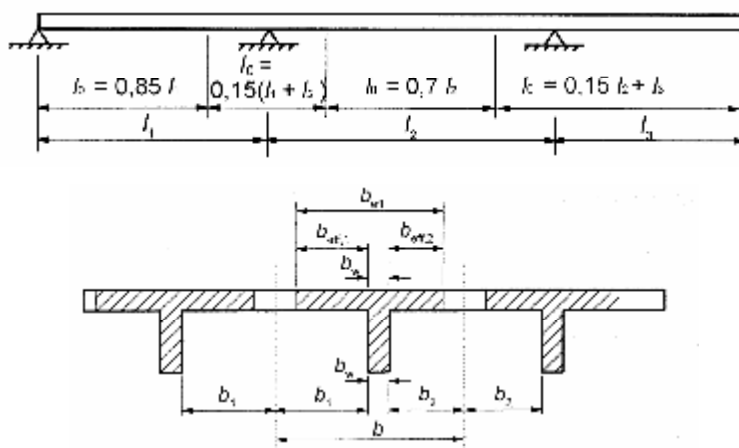
- **prostorski model – faza uporabe**

Na prostorski model je vnešena vsa ostala obtežba, ki je prisotna v fazi uporabe viadukta in sicer obtežba vetra, horizontalna prometna obtežba ter potresna obtežba.

Glede na ugotovitve, da nam program izračunava precej velike napetosti v sovprežni plošči, se odločim, da napetosti ne kontroliram s pomočjo programa, ampak jih izračunam analitično glede na superponirane obremenitve iz faze gradnje ter iz ostalih dveh modelov v fazi uporabe. Kontrola sovprežnih elementov je zaradi prerezov v četrtem razredu kompaktnosti izvedena elastično na efektivnih prerezih.

2.2.1 Sodelujoča širina betonske pasnice (strižno zaostajanje)

Pri obeh modelih se v polju ter nad podporo za globalno analizo lahko upoštevajo sodelujoče širine iz polja betonskega oz. sovprežnega dela. Za dimenzioniranje prereзов v MSN in MSU pa se uporabijo sodelujoče širine dobljene za dejanski prerez. Sodelujoča širina betonskega dela se mora v skladu s standardom SIST EN 1992-2 določiti glede na SIST EN 1992-1-1: točka 5.3.2.1 (enačba 1 in 2).



Slika: Parametri za določitev sodelujoče širine betonske pasnice
(Vir: SIST EN 1992-1-1, 2005, 60 str.)

Sodelujoča širina pasnice T betonskega nosilca je enaka:

$$(1) \quad b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$(2) \quad b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq \begin{cases} 0.2l_0 \\ b_i \end{cases}$$

Sodelujoče širine betonskega dela so prikazane v preglednici 2.

Preglednica 2: Sodelujoče širine betonskega dela (enote: m)

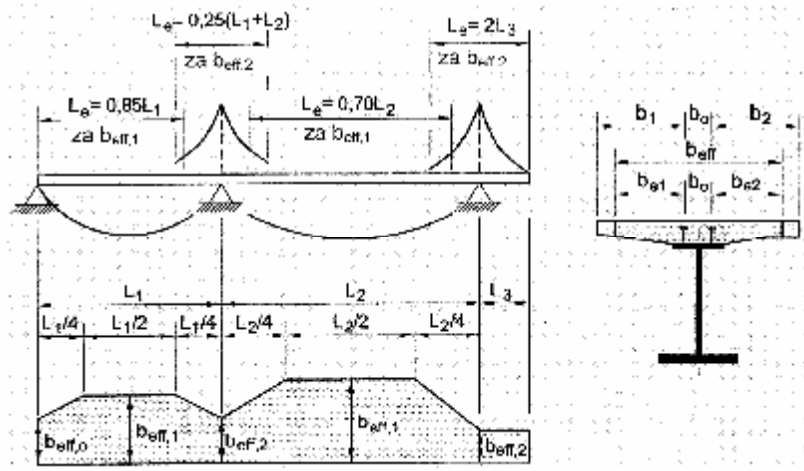
	razpon		razpon l_0	b_w	b_1 (znotraj)	b_2 (konzola)	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	b_{eff}
	l_1	l_2							
polje	35.0	/	29.75	1.65	3.175	2.45	3.175	2.45	7.28
podpora	35.0	54.0	13.35	1.65	3.175	2.45	1.97	1.54	5.16

Sodelujoča širina betonske pasnice sovprežnega prereza pa se v skladu s standardom SIST EN 1994-2 določit glede na SIST EN 1994-1-1: točka 5.4.1.2 (izraza 3 in 4).

Sodelujoča širina na sredini razpona se določi z enačbama:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3)$$

$$b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i \quad (4)$$



Slika: Parametri za določitev sodelujoče širine pasnice sovprežnega dela
 (Vir: SIST EN 1994-1-1, 2005, 32 str.)

Sodelujoče širine sovprežnega dela v polju so prikazane v preglednici 3.

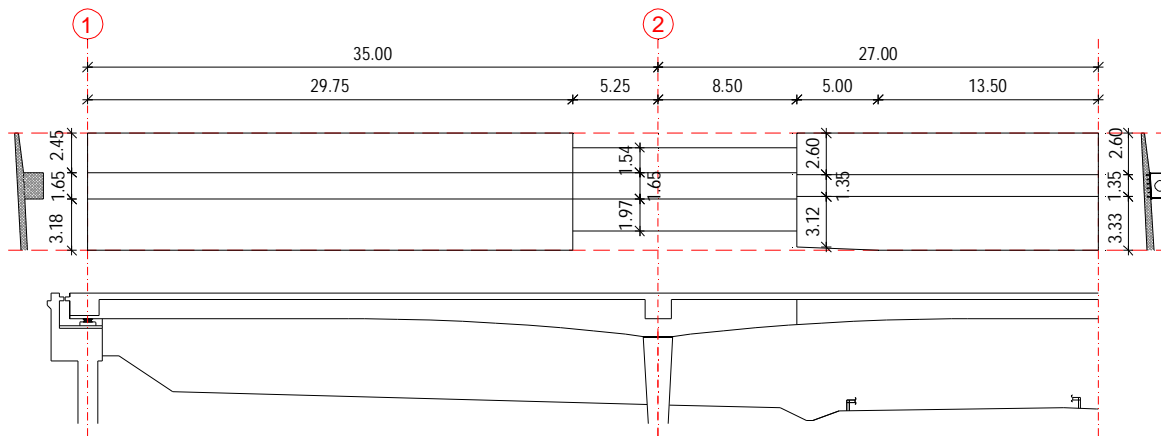
Preglednica 3: Sodelujoče širine sovprežnega dela (enote: m)

	razpon		razpon L_e	b_0	b_1 (znotraj)	b_2 (konzola)	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	b_{eff}
	L_1	L_2							
polje	/	54.0	37.8	1.35	3.325	2.60	3.325	2.60	7.28
podpora	35.0	54.0	22.25	1.35	3.325	2.60	2.78	2.60	6.73

Sodelujoča širina pri 8.5 m od podpore je enaka:

$$\left. \begin{aligned} b_{eff,1} &= \frac{3.325 - 2.6}{13.5} \cdot 8.5 + 2.78 = 3.12m \\ b_{eff,2} &= 2.6m \end{aligned} \right\} \rightarrow b_{eff} = 7.07m$$

Sodelujoča širina betonske (sovprežne) plošče nadvoza za dimenzioniranje prerezov je prikazana na sliki 8.



Slika 8: Sodelujoča širina betonske (sovprežne) plošče

2.2.2 Vitkost pločevin in efektivni prerezi jeklenega nosilca

Pri globalni analizi in kontroli sovprežnih prerezov je potrebno upoštevati vpliv strižnega zaostajanja (strižne podajnosti) širokih pasnic (»shear lag« efekt) ter vpliv lokalnega izbočenja vitkih tlačnih pločevin. Pri mostovih je potrebno kontrole prerezov izvesti v tako MSN kot v MSU.

Globalna analiza (izračun notranjih sil)

V globalni analizi je potrebno upoštevati vpliv strižnega zaostajanja z efektivno širino jeklenih pasnic, za katero se lahko upošteva konstantna vrednost iz polja za celoten razpon. Efektivna širina je enaka:

$$b_{eff} = \min(b_0, L/8) = \min(76.5\text{cm}, 675\text{cm}) = 76.5\text{ cm},$$

kjer je b_0 polovica širine med stojinama. Kot vidimo se lahko za globalno analizo največkrat upošteva celotna širina pasnice, saj pogoj $L/8$ skoraj nikoli ni izpolnjen. V vsakem primeru pa lahko upoštevamo efektivno širino elastičnega strižnega zaostajanja, ki se določi v skladu s točko 3.2 standarda SIST EN 1993-1-5, katerega je potrebno uporabiti pri kontroli prerezov v MSU. To je npr. uporabno kadar kontroliramo napetosti v jeklu in betonu v MSU s pomočjo računalniškega programa in v tem primeru ne potrebujemo ločenega izračuna napetosti. V našem primeru kontrolo napetosti izvedem analitično za vsoto obremenitev posameznih faz in takrat upoštevam strižno zaostajanje, v globalni analizi pa tega vpliva ne upoštevam.

Vpliv izbočenja pločevin v globalni analizi v večini primerov ni potrebno upoštevati, razen ko je efektivna širina tlačnega elementa zaradi izbočenja manjša od polovice celotne širine, kar pomeni, ko je $r < 0.5$. Iz preglednice 7 je razvidno, da v našem primeru to ni izpolnjeno, zato lokalnega izbočenja v globalni analizi ne upoštevam.

Mejno stanje uporabnosti (MSU) in utrujanje v MSN

Pri kontroli napetosti v prerezih v MSU je potrebno vedno upoštevati vpliv elastičnega strižnega zaostajanja v skladu s točko 3.2 standarda SIST EN 1993-1-5, medtem ko vpliv lokalnega izbočenja tlačnih pločevin ni potrebno upoštevati (SIST EN 1993-2:7.3(1)) v primeru, da je izpolnjen pogoj $r > 0.5$.

Mejno stanje nosilnost (MSN)

Vpliv strižnega zaostajanja v MSN se določi z eno do treh variant iz točke 3.3 standarda SIST EN 1993-1-5. V našem primeru je potrebno upoštevati tudi lokalno izbočenje pločevin, zato izberem tretji primer in sicer upoštevanje elasto-plastičnega strižnega zaostajanja z omejenimi plastičnimi deformacijami, kjer efektivno površino določimo z enačbo:

$$A_{eff} = A_{c,eff} b^k \geq A_{c,eff} b \quad (5)$$

kar za element s konstantno debelino t pomeni:

$$b_{eff} = b_{c,eff} b^k \geq b_{c,eff} b \quad (6)$$

kjer sta b ter k določena pri elastičnem strižnem zaostajanju, $b_{c,eff}$ (oz. $A_{c,eff}$) pa predstavljata efektivno širino (površino) tlačene pasnice zaradi izbočenja pločevine. V primeru natezno obremenjene pasnice se $b_{c,eff}$ zamenja s celotno širino natezne pasnice.

Strižno zaostajanje jeklenih pasnic (»shear lag« efekt)

Sodelujoča (efektivna) širina nateznih in tlačnih pasnic elastičnega zaostajanja se določi z enačbo:

$$b_{eff} = b \cdot b_0 \quad (7)$$

kjer je b faktor efektivne širine podan na sliki spodaj, b_0 pa polovica širine pasnice med stojinama zaprtega prereza.

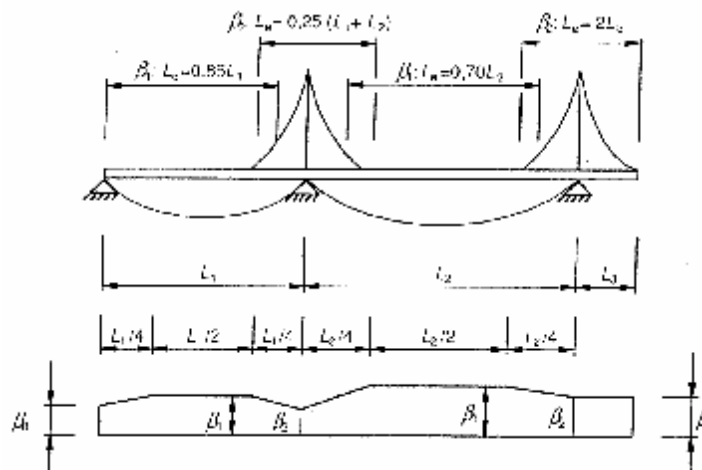
$$b_0 = (165 - 2 \cdot 60) / 2 = 76.5 \text{ cm}$$

κ	Verification	β - value
$\kappa < 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa < 0,70$	sagging bending	$\beta - \beta_1 = \frac{1}{1 - 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta - \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	sagging bending	$\beta - \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta - \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all κ	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, but $\beta_0 < \beta_1$
all κ	Canilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end

$\kappa = a_0 b_0 / I_e$ with $\alpha_3 = \sqrt{1 + \frac{A_s}{b_0 t}}$
 in which A_s is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.

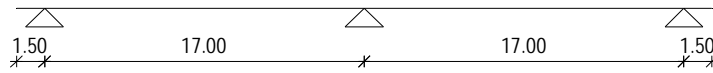
Slika: Elastični faktor efektivne širine b (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2007, 10 str.)

Vpliv strižnega zaostajanja se določi posebej za fazo gradnje ter za fazo uporabe odvisno od statičnega modela. Če je izpolnjen pogoj $b_0 < L_e/50$, kjer je L_e razdalja med točkama ničelnega momenta podana na sliki spodaj, potem se vpliv strižnega zaostajanja lahko zanemari. Faktor a_0 je odvisen od površine vzdolžnih ojačitev, ki jih v tem primeru ni, zato je $a_0 = 1.0$.

Slika: Efektivna dolžina L_e in potek faktorja efektivne širine b (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2007, 9 str.)

Faza montaže

Na sliki 9 je prikazan statični model v fazi montaže nosilca. V preglednici 4 pa je prikazan izračun faktorja b ter efektivne širine b_{eff} za MSU in redukcijskega faktorja b^k , ki se uporabi v MSN.

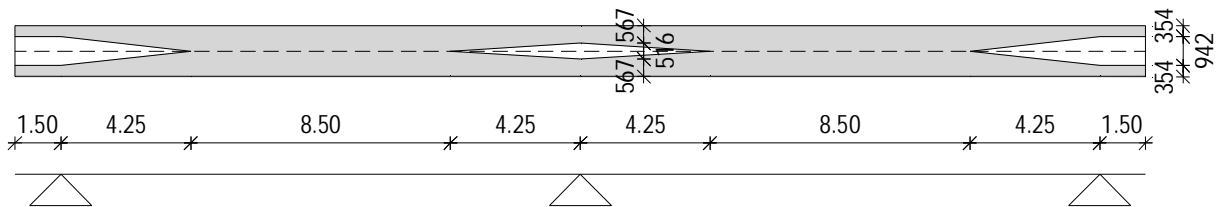


Slika 9: Model v fazi gradnje

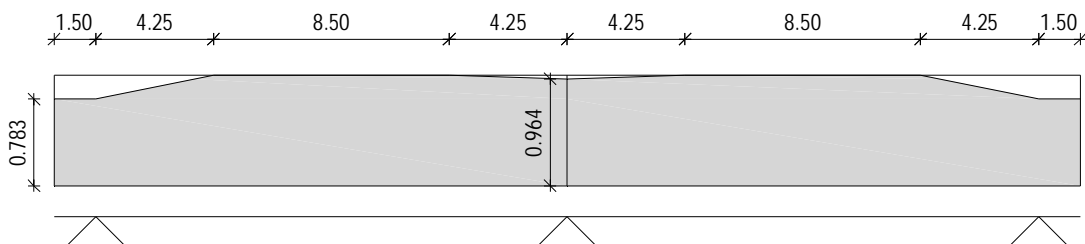
Preglednica 4: Efektivna širina b_{eff} in redukcijski faktor b^k - faza montaže

	b_0 (cm)	L_e (cm)	$L_e/50$	k	$b(b_1, b_2)$	b_{eff} (cm)	b^k
polje	76.5	1190	23.8	0.0643	0.974	74.5	0.998
vmesna podpora	76.5	875	17.5	0.0874	0.663	50.7	0.964
krajna podpora	76.5	300	6.0	0.2550	0.384	29.4	0.783

Na sliki 10 je prikazana skica sodelujočih širin zgornje in spodnje pasnice v MSU zaradi strižnega zaaostajanja, na sliki 11 pa potek vrednosti faktorja b^k za zgornjo in spodnjo pasnico v MSN.



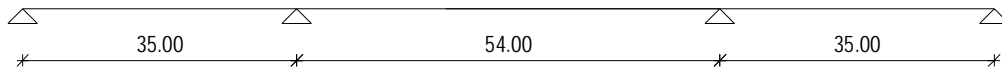
Slika 10: Efektivna sodelujoča širina pasnice nosilca – faza montaže MSU (enote: mm)



Slika 11: Redukcijski faktor b^k - faza montaže MSN

Faza uporabe

Na sliki 12 je prikazan statični model v fazi uporabe. V preglednici 5 pa je prikazan izračun faktorja b ter efektivne širine b_{eff} za MSU in redukcijskega faktorja b^k , ki se uporabi v MSN.



Slika 12: Model v fazi uporabe

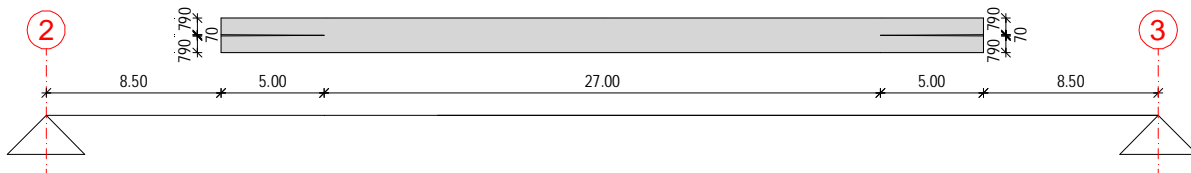
Preglednica 5: Efektivna širina b_{eff} in redukcijski faktor b^k - faza uporabe

	b_0 (cm)	L_e (cm)	$L_e/50$	k	b (b_1, b_2)	b_{eff} (cm)	b^k
vmesno polje	76.5	3780	75.6	0.0202	0.997	76.5	0.999
vmesna podpora	76.5	2225	44.5	0.0344	0.878	67.2	0.995

Sodelujoča širina pri 8.5 m od podpore je enaka:

$$(8) \quad b_{eff} = \frac{76.5 - 67.2}{13.5} \cdot 8.5 + 67.2 = 73.0 \text{ cm}$$

Na sliki 13 je prikazana skica sodelujočih širin za zgornjo in spodnjo pasnico v MSU, redukcija je sicer zelo majhna, vseeno jo upoštevam in sicer le pri gredi 17. Redukcijski faktor b^k je skoraj 1, zato pri dimenzinoniranju v MSN ne upoštevam vpliva strižnega zaostajanja ($b^k = 1.0$), ampak le vpliv lokalnega izbočenja.

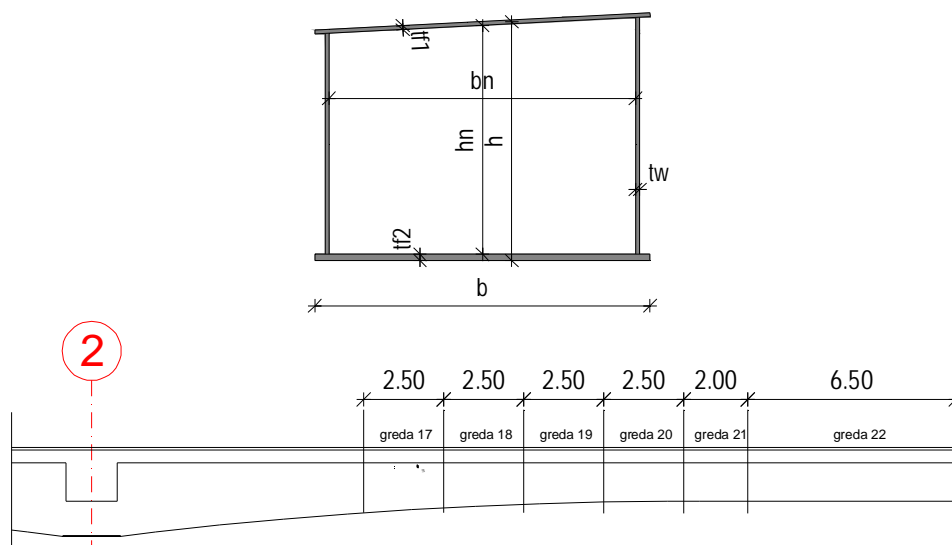


Slika 13: Efektivna sodelujoča širina pasnice nosilca – faza uporabe MSU (enote: mm)

Lokalno izbočenje vitkih tlačnih pločevin

Sodelujoče širine zaradi lokalnega izbočenja pločevin se določi za pločevine v četrtem razredu kompaktnosti. Razred kompaktnosti se določi v skladu s SIST EN 1993-1-1: točka 5.5. Razredi za posamezen prež so prikazani v preglednici 6, kjer je za kompaktnost stojine upoštevan potek napetosti v primeru čistega upogiba - ta primer se pojavi v fazi montaže jeklenega nosilca. V ostalih primerih je potrebno kompaktnost stojine določiti glede na dejanski potek napetosti. Za pločevine v tlaku omejitev za tretji razred znaša $c/t \leq 42e = 34.2$, za stojine v čistem upogibu pa $c/t \leq 124e = 100.9$, pri čemer je $e = \sqrt{235/355} = 0.814$.

Vhodni parametri ter pozicija nosilcev so prikazani na sliki 14.



Slika 14: Vhodni parametri in pozicija nosilcev

Preglednica 6: Razredi kompaktnosti pločevin

PREREZ	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22
h (mm)	1580	1500	1420	1340	1265	1200
h_n (mm)	1530	1450	1375	1295	1220	1150
b (mm)	1650	1650	1650	1650	1650	1650
b_n (mm)	1510	1510	1520	1520	1520	1520
t_{f1} (mm)	20	20	20	20	20	20
t_{f2} (mm)	30	30	25	25	25	30
t_w (mm)	20	20	15	15	15	15
zgornja pasnica						
c/t	75.5	75.5	76.0	76.0	76.0	76.0
razred	4	4	4	4	4	4
spodnja pasnica						
c/t	50.3	50.3	60.8	60.8	60.8	50.7
razred	4	4	4	4	4	4
stojina (čisti upogib)						
c/t	76.5	72.5	91.7	86.3	81.3	76.7
razred	3	3	3	3	3	3

Efektivne širine za četrti razred kompaktnosti se določi v skladu s točko 4 standarda SIST EN 1993-1-5. Za tlačene notranje elemente se določi po postopku na spodnji sliki, kjer je:

$$\bar{I}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4e\sqrt{k_s}} \quad (9)$$

$$r = 1.0 \quad \text{za } \bar{I}_p \leq 0.673$$

$$r = \frac{\bar{I}_p - 0.055(3+y)}{\bar{I}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{za } \bar{I}_p > 0.673, \text{ kjer je } (3+y) \geq 0$$

Stress distribution (compression positive)	Effective ² width b_{eff}												
	$w = 1:$ $b_{eff} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$												
	$0 < w \leq 1:$ $b_{eff} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = \frac{2}{5-w} b_w \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$												
	$w < 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot b; \rho = b / (1 - w)$ $b_{e1} = 0,1 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$												
$w = \sigma_1 / \sigma_2$													
Buckling factor k_w	<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>$1 > w \geq 0$</td> <td>0</td> <td>$0 > w > -1$</td> <td>-1</td> <td>$-1 > w \geq -1$</td> </tr> <tr> <td>4,0</td> <td>$8,2 / (1,05 + w)$</td> <td>7,81</td> <td>$7,81 - 6,79w + 9,78w^2$</td> <td>23,9</td> <td>$5,98 (1 - w)^2$</td> </tr> </table>	1	$1 > w \geq 0$	0	$0 > w > -1$	-1	$-1 > w \geq -1$	4,0	$8,2 / (1,05 + w)$	7,81	$7,81 - 6,79w + 9,78w^2$	23,9	$5,98 (1 - w)^2$
1	$1 > w \geq 0$	0	$0 > w > -1$	-1	$-1 > w \geq -1$								
4,0	$8,2 / (1,05 + w)$	7,81	$7,81 - 6,79w + 9,78w^2$	23,9	$5,98 (1 - w)^2$								

Slika: Efektivna širina notranjih tlačnih elementov (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2007, 17 str.)

Efektivne širine za zgornjo in spodnjo pasnico so določene v preglednici 7, za stojino (v primeru 4. razreda) pa določim pri kontroli prereza glee na potek napetosti. Efektivno površino zgornje tlačne pasnice upoštevam le v fazi gradnje, v fazi uporabe je lokalna izbočitev preprečena zaradi povezave pasnice preko strižnih čepov z betonom.

Preglednica 7: Efektivne širine pasnic

Zgornja pasnica	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22
b (mm)	1510	1510	1520	1520	1520	1520
t (mm)	20	20	20	20	20	20
e	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814
y	1	1	1	1	1	1
k_s	4	4	4	4	4	4
I_p	1,63	1,63	1,64	1,64	1,64	1,64
r	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
b_{eff}	800	800	801	801	801	801
Spodnja pasnica						
b (mm)	1510	1510	1520	1520	1520	1520
t (mm)	30	30	25	25	25	30
e	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814
y	1	1	1	1	1	1
k_s	4	4	4	4	4	4
I_p	1,09	1,09	1,32	1,32	1,32	1,10
r	0,73	0,73	0,63	0,63	0,63	0,73
b_{eff}	1107	1107	963	963	963	1109

2.2.3 Uporabljeni standardi

Pri projektiranju viadukta so bili uporabljeni standardi iz družine evrokod in sicer naslednji deli:

- SIST EN 1990
- SIST EN 1991-1-1, 1991-1-4, 1991-1-5, 1991-2
- SIST EN 1992-1-1, 1992-2
- SIST EN 1993-1-1, 1993-1-5, 1993-2
- SIST EN 1994-1-1, 1994-2
- SIST EN 1998-1, 1998-2

Analiza viadukta v projektu je bila izvedena v skladu s priporočili EN DIN Fachbericht 101, 102, 103 in 104 za mostove, kateri so zelo podobni trenutno veljavnim standardom evrokod 1, 2, 3 in 4, medtem ko je potresna analiza izvedena v skladu s SIST EN 1998-2.

2.3 Uporabljeni materiali

Pri izdelavi konstrukcije nadvoza so uporabljeni naslednji materiali:

- Beton: C35/45 - monolitna plošča in rebra, stebri
C30/37 - oporniki, pilotne blazine
C25/30 - piloti
- Armatura: BSt 500S (B) – visoko duktilno jeklo
- Jeklo za prednapenjanje:
kabli iz 15 vrvi (preseki vrvi $A=1.50\text{cm}^2$), kvalitete jekla
 $f_{p0,1k} / f_{pk} = 1570/1770\text{MPa}$, razred relaksacije 2 (žice in vrvi z nizko relaksacijo)
- Konstrukcijsko jeklo: S355 J2G3
- Strižna spojna sredstva: strižni mozniki Nelson, S235 J2G3 C450, z natezno trdnostjo $f_{uk} = 45.0\text{ kN/cm}^2$

3 ANALIZA OBTEŽBE

3.1 Stalna teža (G_k)

3.1.1 Lastna teža konstrukcije

Pri izračunu lastne teže konstrukcije so upoštevane dejanske karakteristike prereзов. Zaradi prečnih ojačitev jeklenih nosilcev je pri izračunu upoštevan faktor povečanja lastne teže 1.25.

Upoštevana specifična teža: $g_{beton} = 25.0 \text{ kN/m}^3$

$$g_{jeklo} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Betonski del preklade:

$$G_{krajna\ podpora} = 234.2 \text{ kN/m}$$

$$G_{vmesna\ podpora} = 325.0 \text{ kN/m}$$

$$G_{stik\ sovpr.del} = 276.2 \text{ kN/m}$$

Sovprežni del preklade:

$$G_{AB\ plošča} = 135.2 \text{ kN/m}$$

$$G_{jeklo, stik} = 28.4 \text{ kN/m}$$

$$G_{jeklo, sredina} = 23.0 \text{ kN/m}$$

$$\dot{a}G_{sovprežni} = 163.6 - 158.2 \text{ kN/m}$$

Steber: $G = 45.0 - 57.5 \text{ kN/m}$

Pilot: $G = 28.3 \text{ kN/m}$

Pilotna blazina: $G = 1650.0 \text{ kN}$

3.1.2 Krov

$$G_{hodnik} = (0.55*0.35+1.65*0.195)*25*2 = 25.8 \text{ kN/m}$$

$$G_{asfalt} = 11.35*0.08*24.0 = 21.7 \text{ kN/m}$$

$$G_{ograja} = 2*(0.2+0.4+0.4) = 2.0 \text{ kN/m}$$

$$G_{inštal.} = = 1.0 \text{ kN/m}$$

$$\dot{a}G_{krov} = 50.5 \text{ kN/m}$$

3.2 Koristna – faza gradnje ($Q_{gradnja}$)

V fazi gradnje upoštevam na sovprežnem prerezu koristno obtežbo opaža, jeklene podkonstrukcije ter delavcev v vrednosti 14.0 kN/m (7.0 kN/m na rebro).

3.3 Prometna obtežba

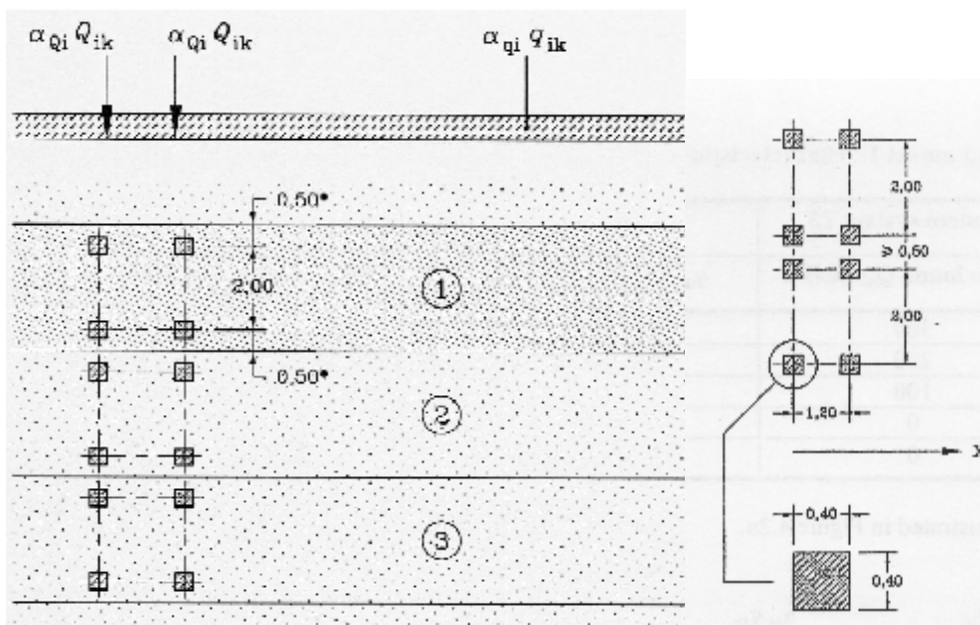
Prometna obtežba mostu je upoštevana v skladu s standardom SIST EN 1991-2 oz. v skladu z vrednostmi upoštevanimi v prvotnem projektu.

3.3.1 Vertikalna

Za modeliranje vertikalne obtežbe je izbran obtežni model LM1 (Preglednica 8). Obtežbo obeh sistem je potrebno pomnožiti s korekcijskim faktorjem a_{Q_i} in a_{q_i} . Privzeta vrednost za faktorje v skladu s standardom je 1.0.

Preglednica 8: Obtežni model LM1: karakteristične vrednosti

LOKACIJA	TS sistem	UDL sistem
	obtežba osi Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ali q_{rk})
vozni pas št. 1	300	9.0
vozni pas št. 2	200	2.5
vozni pas št. 3	100	2.5
ostali pasovi	0	2.5
preostala površina (q_{rk})	0	2.5



Slika: Obtežni model LM1 (Vir: SIST EN 1991-2, 2004, str. 37, 38)

V projektu so upoštevani korekcijski faktorji $a_{q_i} = 1.0$, $a_{Q_1} = a_{Q_2} = 0.8$, $a_{Q_3} = 0.0$, vendar pa je varnostni faktor za promet enak 1.5, kateri po standardu evrokod znaša 1.35. Glede na to,

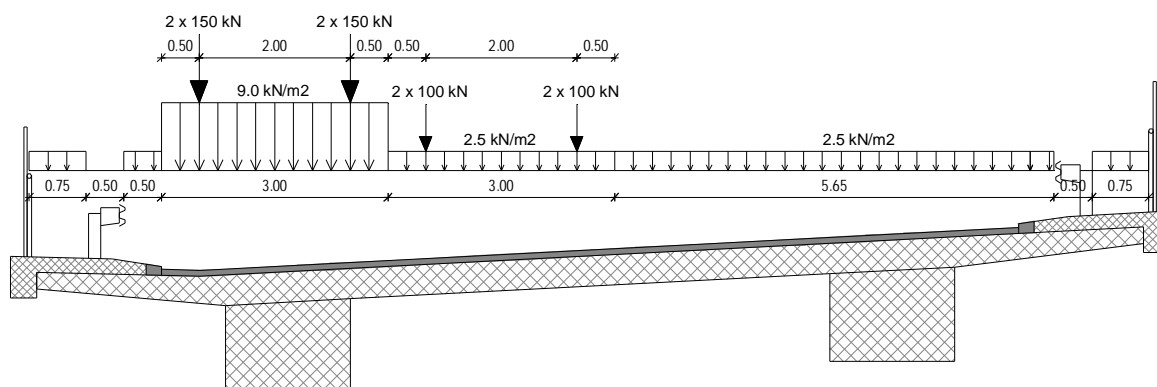
da v projektu ni upoštevana tandemska obtežba na vozni pasu št. 3, je tudi v diplomski nalogi ne upoštevam, drugače pa jo je v splošnem potrebno upoštevati.

Upoštevani so torej naslednji korekcijski faktorji: $a_{qi} = a_{Qi} = 1.0$; $a_{Q3} = 0$

V preglednici 9 so podane korigirane vrednosti obtežnega modela LM1, na sliki 15 pa skica obtežbe na dejanskem prerezu.

Preglednica 9: Korigirane vrednosti modela LM1

Lokacija	TS sistem $a_{Qi} Q_{ik}$ (kN)	UDL sistem $a_{qi} q_{ik}$ (kN/m ²)
vozni pas 1	$1.0 \cdot 300 = 300$	9.0
vozni pas 2	$1.0 \cdot 200 = 200$	2.5
ostala površina	0	2.5



Slika 15: Skica obtežbe na dejanskem prerezu

3.3.2 Horizontalna

Vzdolžna (zavorna, pospeševalna) sila

Vzdolžna točkovna sila deluje na površini cestišča prekladne konstrukcije in sicer v osi kateregakoli voznega pasu.

$$Q_{lk} = 0.6a_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.1a_{q1}q_{1k}w_1L = 0.6 \cdot 1.0 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 1.0 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 124 = 695 \text{ kN}$$

$$180a_{q1} = 180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 695 \text{ kN}$$

Prečna (centrifugalna) sila

Prečna točkovna sila lahko deluje kjerkoli na površini cestišča prekladne konstrukcije.

$$r = 350 \text{ m} \quad \text{radij osi ceste}$$

$$200m \leq r = 350m \leq 1500m \rightarrow Q_{tk} = 40Q_v / r = 40 \cdot 1000 / 350 = 114.3kN \quad \text{prečna sila}$$

$$Q_v = \sum a_{Qi} (2Q_{ik}) = 1.0 \cdot (2 \cdot 300 + 2 \cdot 200) = 1000kN \quad \text{vsota vertikalne koncentrirane obtežbe}$$

TS sistema modela LM1

3.3.3 Obtežba stez za pešce in kolesarskih stez

karakteristična vrednost: $q_{fk} = 5.0 \text{ kN/m}^2$

kombinacijska vrednost: $q_{fk,komb} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (iz projekta; priporočena vrednost 3.0 kN/m^2)

3.3.4 Skupine prometnih obtežb

KARAKTERISTIČNE VREDNOSTI VEČ-KOMPONENTNIH VPLIVOV

Vsaka od teh skupin predstavlja posamezen karakteristični vpliv, ki se uporabi za definiranje kombinacij z ostalimi vplivi (Preglednica 10).

Preglednica 10: Karakteristične vrednosti več-komponentnih vplivov

Obtežni sistem:	LM1	zavorna sila	centrifugalna sila	steza za pešce in kolesarska steza
1. skupina (gr1a)	karakt. vrednost: TS: 300 kN, 200 kN UDS: 9.0 kN/m ² , 2.5 kN/m ²	/	/	komb. vrednost: 2.5 kN/m ²
2. skupina (gr2)	pogosta vrednost (y_2): TS: 300*0.75 = 225 kN 200*0.75 = 150 kN UDS: 9.0*0.4 = 3.6 kN/m ² 2.5*0.4 = 1.0 kN/m ²	karakt. vrednost: 695.0 kN	karakt. vrednost: 114.3 kN	/
3. skupina (gr3)	/	/	/	karakt. vrednost: 5.0 kN/m ²

DRUGE REPREZENTATIVNE VREDNOSTI VEČ-KOMPONENTNIH VPLIVOV

Upoštevajo se le pogoste vrednosti podane v preglednici 11, navidezno stalna vrednost je v splošnem enaka 0.

Preglednica 11: Druge reprezentativne vrednosti več-komponentnih vplivov

Obtežni sistem	LM1	steza za pešce in kolesarska steza
1. skupina (gr1a)	pogosta vrednost (y_2)	/
3. skupina (gr3)	/	pogosta vrednost (y_2)

3.4 Temperaturna obtežba (T_k)

Temperaturno obtežbo mostu definiram v skladu s poglavjem 6 standarda SIST EN 1991-1-5. Maksimalno in minimalno ekstremno temperaturo s povratno dobo 50 let povzamem iz poročila ARSO (2007) in sicer za merilno postajo Maribor – letališče:

$$T_{MAX,50} = 38.6^{\circ}\text{C}$$

$$T_{MIN,50} = -26.4^{\circ}\text{C}$$

Referenčna temperatura (EN 1991-1-5: Annex A): $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$

Enakomerna in neenakomerna temperaturna obtežba se določi ločeno za oba tipa konstrukcij:

TIP 2: Sovprežna preklada

TIP 3: Betonska preklada

Enakomerna sprememba temperature

Pri pomičnih podporah enakomerna temperaturna sprememba vpliva le na kontrolo horizontalnih pomikov pri ležiščih, v našem primeru pa zaradi toge povezave z vmesnima podporama v prekladi povzroča tudi upogibne momente.

Efektivna temperatura (EN 1991-1-5: slika 6.1):

$$\text{TIP 2: } T_{e,max} = 41.0^{\circ}\text{C}$$

$$\text{TIP 3: } T_{e,max} = 38.0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -21.0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -18.0^{\circ}\text{C}$$

$$\text{TIP 2: } \begin{cases} \Delta T_{N,CON} = T_0 - T_{e,min} = 31.0^{\circ}\text{C} \dots \text{krčenje} \\ \Delta T_{N,EXP} = T_{e,max} - T_0 = 31.0^{\circ}\text{C} \dots \text{raztezanje} \end{cases}$$

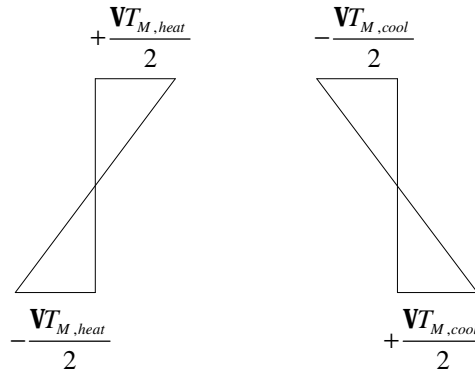
$$\text{TIP 3: } \begin{cases} \Delta T_{N,CON} = T_0 - T_{e,min} = 28.0^{\circ}\text{C} \dots \text{krčenje} \\ \Delta T_{N,EXP} = T_{e,max} - T_0 = 28.0^{\circ}\text{C} \dots \text{raztezanje} \end{cases}$$

Neenakomerna sprememba temperature

Vpliv neenakomerne temperaturne spremembe se določi na enega od dveh načinov, katerega določa Nacionalni dodatek:

- linearni temperaturni gradient po celotni višini prereza
- nelinearni temperaturni gradient, katerega se lahko določi na dva načina

V primeru diplomske naloge upoštevam enostavnejši način upoštevanja linearnega gradienta (Slika 16), vsekakor pa je dejansko bolj pravilno upoštevanje nelinearnega temperaturnega gradienta.



Slika 16: Linearni temperaturni gradient

Neenakomerno temperaturno spremembo za referenčno debelino cestišča 5 cm je potrebno pomnožiti s korekcijskim faktorjem k_{sur} ($d = 8\text{cm}$, EN 1991-1-5: tabela 6.2):

$$\text{TIP 2: } \begin{cases} \Delta T_{M,heat} = 15.0 \cdot 1.0 = 15.0^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} = 18.0 \cdot 1.0 = 18.0^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\text{TIP 3: } \begin{cases} \Delta T_{M,heat} = 15.0 \cdot 0.82 = 12.8^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} = 8.0 \cdot 1.0 = 8.0^\circ\text{C} \end{cases}$$

$\Delta T_{M,heat}$ raztezanje zgoraj, krčenje spodaj

$\Delta T_{M,cool}$ raztezanje spodaj, krčenje zgoraj

Kombinacija enakomerne in neenakomerne temp. spremembe

$$\Delta T_M + w_N \cdot \Delta T_N \dots\dots\dots w_N = 0.35$$

$$\Delta T_N + w_M \cdot \Delta T_M \dots\dots\dots w_M = 0.75$$

3.5 Veter (F_W)

Obtežbo vetra na most definiram v skladu s poglavjem 8 (Vplivi vetra na mostove) standarda SIST EN 1991-1-4.

- Osnovni podatki:
- lokacija: Maribor
 - vetrovna cona 1 $\rightarrow v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$
 - kategorija terena II

Osnovna hitrost vetra: $v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s}$

Veter v prečni smeri

Silo vetra izračunam s poenostavljeno metodo po enačbi 8.2 (točka 8.8.2):

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref} = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 20^2 \cdot 10^{-3} \cdot 3.6 \cdot A_{ref} = 0.90 \text{ kN/m}^2 \cdot A_{ref}$$

kjer je:

$$C = c_e \cdot c_{f,x} = 2.0 \cdot 1.6 = 3.2 \quad \text{faktor vpliva vetra}$$

Za faktor C upoštevam minimalno priporočeno vrednost 3.6, po tabeli 8.2 ($z_e \leq 20 \text{ m}$, $b/d_{tot} \geq 4.0$)

$$c_e(z_e=6 \text{ m}) = 2.0 \quad \text{faktor izpostavljenosti; Slika 4.2 (} c_0 = k_t = 1.0 \text{)}$$

$$c_{f,x} = 1.4 \quad \text{faktor sile za komb. brez prometa (} b/d_{tot} = 15.25/4.1 = 3.72 \text{)}$$

$$c_{f,x} = 1.6 \quad \text{faktor sile za komb. s prometom (} b/d_{tot} = 15.25/4.9 = 3.11 \text{)}$$

$$d_{tot} = (1.8 \rightarrow 2.9) + 1.2 = 3.0 \text{ m} \rightarrow 4.1 \text{ m} \quad \text{upoštevana ref. višina brez prometa;}$$

tabela 8.1 (odprta ograja in varnostna ograja)

$$d_{tot} = (1.8 \rightarrow 2.9) + 2.0 = 3.8 \text{ m} \rightarrow 4.9 \text{ m} \quad \text{upoštevana ref. višina s prometom; točka 8.3.1(5)}$$

Linijska obtežba vetra na prekladno konstrukcijo:

$$F_W' = 2.70 \text{ kN/m} - 3.69 \text{ kN/m} \quad \text{brez prometa}$$

$$F_W' = 3.42 \text{ kN/m} - 4.41 \text{ kN/m} \quad \text{s prometom}$$

Celotna sila vetra prečno na most znaša:

$$F_W = 372.4 \text{ kN} \quad \text{brez prometa}$$

$$F_W = 461.7 \text{ kN} \quad \text{s prometom}$$

Pri obtežni kombinaciji vetra in prometa mora biti kombinacijska vrednost $y_0 F_{Wk}$ navzgor omejena z vrednostjo F_W^* , katero določimo z upoštevanjem nadomestne vrednosti $v_{b,0}^*$ namesto projektne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (točka 8.1(4)). Ker priporočena vrednost $v_{b,0}^*$ znaša 23.0m/s, je $y_0 F_{Wk} < F_W^*$, kar pomeni, da je merodajna vrednost $y_0 F_{Wk}$.

Veter v vzdolžni smeri

Če je potrebno se upošteva tudi veter v vzdolžni smeri in sicer v vrednosti 25% sile vetra v prečni smeri:

$$F_W = 0.25 \cdot 372.4 \text{ kN} = 93.1 \text{ kN} \quad \text{brez prometa}$$
$$F_W = 0.25 \cdot 461.7 \text{ kN} = 115.4 \text{ kN} \quad \text{s prometom}$$

Vpliv vetra na stebre vmesnih podpor:

splošna enačba vpliva vetra: $F_W = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot c_e(z_e) \cdot q_b \cdot A_{ref}$

faktor sile (točka 7.6): $c_f = c_{f,0} \cdot Y_r \cdot Y_l$

$c_{f,0}$: prerez zgoraj: $d/b = 150/180 = 0.83 \rightarrow c_{f,0} = 2.2$

prerez spodaj: $d/b = 150/120 = 1.25 \rightarrow c_{f,0} = 2.0$

$Y_r = 1.0$

$Y_l (l = l/b = 6.0/1.2 = 5.0 \rightarrow l = 70, j = 1.0) = 0.92$

$$F_W = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.2 \cdot 2.0 \cdot 0.25 \cdot A_{ref} = 1.1 \text{ kN} / \text{m}^2 A_{ref}$$

linijska obtežba vetra: $F'_{W,spodaj} = 1.1 \cdot 1.2 = 1.32 \text{ kN} / \text{m}$

$$F'_{W,zgoraj} = 1.1 \cdot 1.8 = 1.98 \text{ kN} / \text{m}$$

3.6 Prednapenjanje (P)

Prednapenjanje je izvedeno v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 (točka 3.3 in 5.10) in sicer s kontinuirnimi kabli preko celotnega betonskega dela ter dodatnimi kabli preko podpore (glej zasnovo točka 2.1.1). Vsak kabel je sestavljen iz 15 vrvi prereza $A=1.50 \text{ cm}^2$ ter kvalitete jekla $f_{p0,1k} / f_{pk} = 1520/1770 \text{ MPa}$, razred relaksacije 2 (žice in vrvi z nizko relaksacijo).

Prerez posameznega kabla: $A_p = 15 \cdot 1.50 = 22.5 \text{ cm}^2$

Koeficient trenja: $m = 0.19$; kot nenamerne spremembe smeri kablov: $k = 0.0075$

Zdrs v sidrni glavi: 4 mm

Kabli se prednapnejo na napetost:

$$s_{p,\max} = 0.7 \cdot f_{pk} = 123.9 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \begin{cases} 0,80 f_{pk} = 141,6 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ 0,90 f_{p0,1k} = 136,8 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

Maksimalna sila prednapenjanja v vseh kablilih torej znaša:

$$P_{\max} = A_p \cdot s_{p,\max} = 2785 \text{ kN}$$

3.7 Reološki vplivi (R)

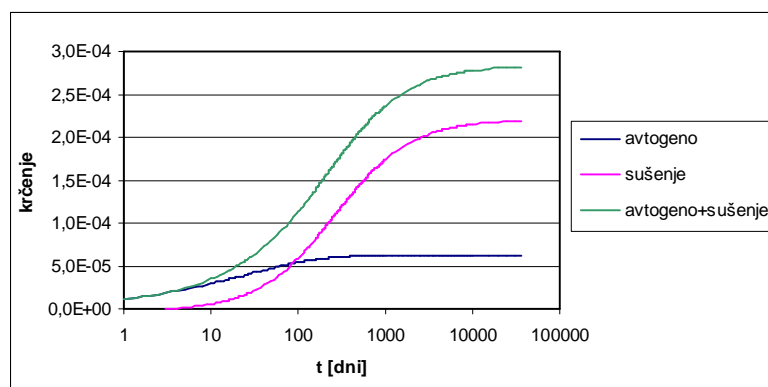
Reološki vplivi so upoštevani pri preračunu faz gradenj s pomočjo modula TDA (Time dependent analysis) vgrajenem v programu ESA PT, kateri upošteva enačbe podane v standardu SIST EN 1992-1-1. Upoštevano je lezenje, krčenje in staranje betona (spreminjanje elastičnega modula s časom). Vsi ti vplivi, so skupaj z relaksacijo jekla, upoštevani tudi pri izračunu padcev napetosti v kabljih. Vhodni podatki za izračun reoloških vplivov:

- upoštevana vlažnost: 75%
- razred cementa N (normalno strjevanje)
- negovanje betona 3 dni

Prikaz upoštevanja vplivov reologije je prikazan na konkretnih primerih v dodatku A. Na sliki 17 je prikazan razvoj deformacij krčenja s časom sovprežne AB plošče z upoštevanjem zgornjih in naslednjih podatkov: beton C35/45, $u = 1520.4$ cm, $A = 26924.3$ cm², $t_s = 3$ dni, $h_0 = 354.2$ mm $\rightarrow k_h = 0.736$.

Deformacije zaradi krčenja so sestavljene iz avtogenega krčenja in krčenja zaradi sušenja:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$



Slika 17: Razvoj deformacij krčenja AB sovprežne plošče

Pri izračunu lezenja se upošteva le stalna obtežba in vpliv prednapenjanja, navidezno stalni vpliv prometne obtežbe na lezenje se ne upošteva ($y_2=0$).

Koeficient lezenja je določen z naslednjo enačbo: $j(t, t_0) = j_0 \cdot b(t, t_0)$

kjer je: j_0 nazivni koeficient lezenja

$b(t, t_0)$ koeficient časovnega razvoja lezenja po obremenitvi v času t_0

3.8 Potresni vpliv (A_{Ed})

Potresni vpliv je upoštevan v skladu s standardom SIST EN 1998-1 in SIST EN 1998-2. Analiza je izvedena z modalno elastično analizo s projektnim spektrom odziva. Most je pri prevzemu potresne obtežbe projektiran kot konstrukcija z omejeno duktilnostjo (Limited ductile behavior), zato ni potrebno uporabiti metode projektiranja nosilnosti (capacity design). Elastična potresna analiza se lahko v primeru konstrukcije z omejeno duktilnostjo izvede z upogibno togostjo bruto nerazpokanega prereza (EN 1998-2: točka 4.13; točka 2.3.6.1). Upoštevani so naslednji vhodni podatki:

- potresni vpliv: $A_{Ed} = g_i A_{Ek}$
- kategorija pomembnosti objekta II $\rightarrow g_i = 1.0$
- tip tal A
- projektni pospešek tal: $a_g = 0.10 g$ (območje Maribora)
- kombinacija za upoštevanje izvora mase: $\sum G_{k,i} + \sum y_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
 $y_{2,i} = 0$ normalni cestni mostovi
 $y_{2,i} = 0.2$ zelo obremenjeni mostovi (samo za UDL sistem modela prometne obtežbe LM1)
 Upoštevam $y_{2,i} = 0.2!$
- vodoravni projektni spekter za elastično analizo:
 $S = 1.0, T_B = 0.10 \text{ s}, T_C = 0.40 \text{ s}, T_D = 2.0 \text{ s}$
 faktor obnašanja (SIST EN 1998-2: 4.1.6, tabela 4.1): $q = 1.50$
- navpični projektni spekter za elastično analizo (tip 1):
 vertikalni projektni pospešek tal: $a_{vg} = 0.90 a_g = 0.09 g$
 $T_B = 0.05 \text{ s}, T_C = 0.15 \text{ s}, T_D = 1.0 \text{ s}$
 faktor obnašanja (SIST EN 1998-2: 4.1.6 (12)): $q_v = 1.50$
- upoštevanje števila nihajnih oblik:
 vsota efektivnih mas nihajnih oblik znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- kombinacije vodoravnih in navpičnih vplivov potresa:

$$1.0E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + 0.3E_{Edz}$$

$$0.3E_{Edx} + 1.0E_{Edy} + 0.3E_{Edz}$$

$$0.3E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + 1.0E_{Edz}$$

4 KOMBINACIJE, VARNOSTNI FAKTORJI, KONTROLE

Obtežne kombinacije (MSN – faza gradnje in faza uporabe):

- stalna in začasna projektna stanja: $\sum g_{G,j} G_{k,j} + g_P P + g_{Q,1} Q_{k,1} + \sum g_{Q,i} y_{0,i} Q_{k,i}$
- potresna kombinacija: $\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum y_{2,i} Q_{k,i}$

Obtežne kombinacije (MSU – faza gradnje in uporabe):

- karakteristična: $\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum y_{0,i} Q_{k,i}$
- pogosta: $\sum G_{k,j} + P + y_{1,1} Q_{k,1} + \sum y_{2,i} Q_{k,i}$
- navidezno – stalna: $\sum G_{k,j} + P + \sum y_{2,i} Q_{k,i}$
- redka: $\sum G_{k,j} + P + y_{1,inf} Q_{k,1} + \sum y_{1,i} Q_{k,i}$

Pri generiranju kombinacij vplivov je potrebno upoštevati (EN 1990, Annex A2: A2.2):

- spremenljivo obtežbo je potrebno nanesti na most ob koncu faze gradnje (odprtje mostu za promet) ter ob koncu življenjske dobe mostu (100 let), ko se izvršijo vsi reološki vplivi
- delovanje temperature je potrebno upoštevati s prometno obtežbo
- temperature in vetra ne upoštevamo skupaj – razen če ni drugače določeno v nacionalnem dodatku oz. za posamezen projekt, odvisno od lokalnih klimatskih pogojev
- za nekatere kontrole betonskih mostov v MSU se lahko uporabi redka kombinacija obtežbe (določa nacionalni dodatek)
- veter (ali sneg) pri kombinaciji s prometom upoštevamo le s skupino gr1a
- pri kombinaciji vetra z LM1 oz. gr1a upoštevamo manjšo od vrednosti F_W^* oz. $y_0 F_{Wk}$
- potresa ni potrebno kombinirati s silami zaradi vpliva vsiljenih deformacij (temperatura, krčenje, posedanje), ampak le z vplivi prometa
- vpliv lezenja in krčenja je potrebno v MSU upoštevati vedno, pri kontroli v MSN pa le ko deluje neugodno ($\gamma_{SH} = 1.0$ – SIST EN 1992-1-1: točka 2.4.2.1). Glede na to, da je obtežni primer v programu upoštevan skupaj z vplivi zaradi relaksacije jekla, ter da je vpliv relaksacije jekla precej večji, celoten vpliv upoštevam vedno v MSN in MSU.

V preglednici 12 so prikazani upoštevani parcialni varnostni faktorji za materiale, v preglednici 13 pa faktorji za vplive v skladu s SIST EN 1990: Annex A2, Tabela A2.4(B). Kombinacijski faktorji y_i so prikazani v preglednici 14 (SIST EN 1990: Annex A2, Tabela A2.1).

Preglednica 12: Parcialni varnostni faktorji za materiale

Material	Simbol	Stalna in začasna projektna stanja (MSN)	Nezgodna projektna stanja (MSN)	MSU
beton	g_C	1.50	1.20	1.00
armatura	g_S	1.15	1.00	1.00
jeklo za prednapenjanje	g_S	1.15	1.00	1.00
konstrukcijsko jeklo	g_{M0}	1.00	1.00	/
	g_{M1}	1.10	1.10	/
	g_{M2}	1.25	/	/
	$g_{M,ser}$	/	/	1.00
strižni trni	g_V	1.25	1.25	/

Preglednica 13: Parcialni varnostni faktorji za vplive (STR/GEO)

Obtežba	Simbol	Stalna in začasna projektna stanja	Nezgodna projektna stanja
stalna teža: neugodno ugodno	$g_{G,sup}$	1.35	1.00
	$g_{G,inf}$	1.00	1.00
zemeljski pritisk: neugodno ugodno	$g_{G,sup}$	1.50	/
	$g_{G,inf}$	1.00	/
prednapenjanje: neugodno ugodno	$g_{P,sup}$	1.20 (lokalni vplivi)	/
	$g_{P,inf}$	1.00	1.00
promet: neugodno ugodno	$g_{Q,sup}$	1.35	1.00
	$g_{Q,inf}$	0	0
pomiki podpor: neugodno ugodno	$g_{Gset,sup}$	1.20	/
	$g_{Gset,inf}$	0	/
ostali spremenljivi vplivi: neugodno ugodno	$g_{Q,sup}$	1.50	1.00
	$g_{Q,inf}$	0	0
nezgodna	g_A	/	1.00
vpliv reologije: neugodno ugodno	$g_{SH,sup}$	1.00	1.00
	$g_{SH,inf}$	0	0

Preglednica 14: Kombinacijski faktorji y_i za cestne mostove

VPLIV	SIMBOL	y_0	y_1	y_2	$y_{1,inf}$
Promet	gr1a	0.75	0.75	0	0.8
	(LM1 + obtežba	0.4	0.4	0 ⁽¹⁾	0.8
	hodnika)				
	hodnik	0.4	0.4	0	0
	gr2 (horizontalne sile)	0	0	0	1.0
gr3 (obtežba hodnika)	0	0	0	0.8	
Veter	F_{Wk}	0.6	0.2	0	0.8
	F_{W*}	1.0	/	/	/
Temperatura	T_k	0.6	0.6	0.5	0.8
Obtežba med gradnjo	Q_C	1.0	/	1.0	1.0

1) V primeru velike obremenitve s prometom se za potresno kombinacijo upošteva $y_2 = 0.2!$

KONTROLE (SIST EN 1992-2, SIST EN 1993-2, SIST EN 1994-2)

Pri jeklenih (oz. sovprežnih) mostovih je potrebno poleg dimenzioniranja v MSN izdelati tudi kontrolo napetosti v MSU.

Faza gradnje (MSU):

- omejitev napetosti v konstrukcijskem jeklu – karakteristična kombinacija (SIST EN 1993-2: 7.3(1)):

$$s_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}}$$

$$t_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}g_{M,ser}}$$

$$\sqrt{s_{Ed,ser}^2 + 3t_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}} \quad \text{Von Misesove napetosti}$$

- omejitev tlačnih napetosti v betonu (C35/45)
 - $s_c \leq 0.45f_{ck} = 15.75 \text{ MPa}$... navidezno – stalna kombinacija
 - $s_c \leq 0.60f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija
- omejitev nateznih napetosti v betonu (C35/45)
 - $s_c \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija
 - $s_c \leq 2f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija

- omejitev napetosti v kabljih

$$s_{p,\max} \leq \begin{cases} 0,80 f_{pk} = 141.6 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ 0,90 f_{p0,1k} = 136.8 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{cases} \dots \text{maksimalna napetost med napenjanjem}$$

$$s_{pm0} \leq \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 132.75 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ 0,85 f_{p0,1k} = 129.2 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{cases} \dots \text{napetosti v kablju po začetnih izgubah}$$

Faza uporabe (MSU):

- omejitev napetosti v konstrukcijskem jeklu – karakteristična kombinacija (SIST EN 1993-2: 7.3(1)):

$$s_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}}$$

$$t_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}g_{M,ser}}$$

$$\sqrt{s_{Ed,ser}^2 + 3t_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}} \quad \text{Von Misesove napetosti}$$

- omejitev tlačnih napetosti v betonu (C35/45)

$s_c \leq 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa}$... navidezno stalna kombinacija ... omejitev lezenja – linearna teorija

$s_c \leq 0.60 f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija ... omejitev vzdolžnih razpok

- omejitev nateznih napetosti v betonu (C35/45)

$s_c \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija – če je izpolnjeno, se lahko predpostavi, da je konstrukcija nerazpokana

$s_c \leq 2f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$... karakteristična kombinacija – če je izpolnjeno, ni potrebno upoštevati razpokanosti betona na sovprežnem prerezu pri globalni analizi

- omejitev napetosti v kabljih

$s_p \leq 0.75 f_{pk} = 132.75 \text{ kN} / \text{cm}^2$... karakteristična kombinacija ... omejitev trajnih razpok

- omejitev napetosti v armaturi

$s_s \leq 0.8 f_{sk} = 40.0 \text{ kN} / \text{cm}^2$... karakteristična kombinacija ... omejitev trajnih razpok

- omejitev razpok

Omejitev širine razpok (w_{max}) je potrebno določiti v odvisnosti od razreda izpostavljenosti betona, kar je prikazano v preglednici spodaj. Upoštevan je razred izpostavljenosti XC4, kar pomeni, da mora za betonski (prednapeti) del preklade veljati $w_{max} \leq 0.2mm$ pri pogosti kombinaciji ter omejitev dekompresije pri navidezno stalni kombinaciji, ki zahteva, da vsi deli kablov oz. zaščitnih cevi ležijo najmanj 100 mm globoko v tlačnem betonu (priporočena vrednost za mostove – SIST EN 1992-2, točka 7.3)

Za sovprežni del pa mora veljati $w_{max} \leq 0.3mm$ pri navidezno stalni obtežni kombinaciji.

Preglednica: Priporočene vrednosti za w_{max} (mm) (Vir: SIST EN 1992-1-1, 2005, 122 str.)

Razred izpostavljenosti	Armiranobetonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabl	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabl
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0.4 ¹	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija
OPOMBA 1: Pri razredih izpostavljenosti X0 in XC1 širina razpok ne vpliva na trajnost, navedena omejitev širine razpok je določena za zagotavljanje sprejemljivega videza. Če glede videza ni posebnih zahtev, se lahko ta omejitev ublaži.		
OPOMBA 2: Za te razrede izpostavljenosti je treba pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe dodatno preprečiti stanje dekompresije.		

Faza uporabe, faza gradnje (MSN):

- kontrola nosilnosti prerezov z upoštevanjem meje plastičnosti materialov:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \dots \text{konstrukcijsko jeklo z: } f_{yk} = 355 \text{ MPa} \dots t_{pl} \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa} \dots t_{pl} > 40 \text{ mm}$$

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s \dots \text{armatura v nategu}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \dots \text{beton v tlaku}$$

- kontrola strižnega izbočenja
- kontrola strižne povezave med jeklom in betonom

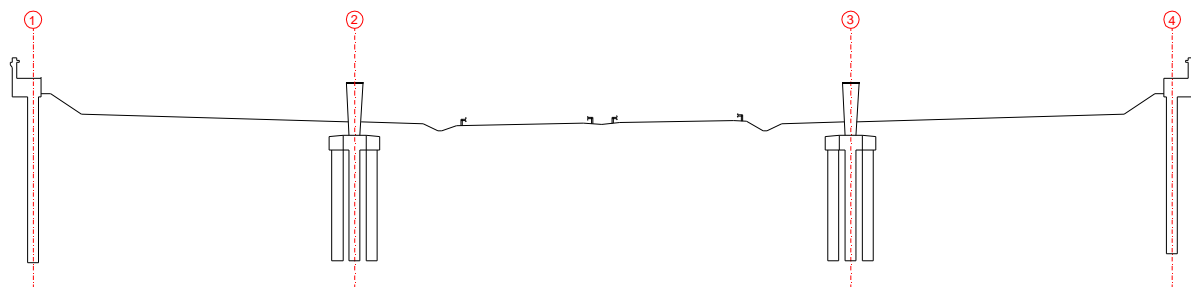
5 PREKLADNA KONSTRUKCIJA

5.1 Faza gradnje

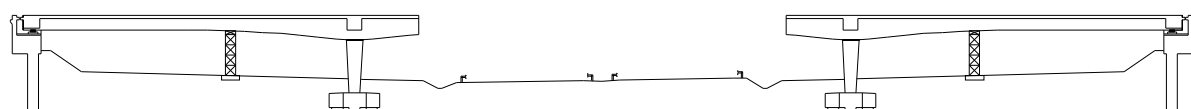
Pri ravninskem modelu za časovno odvisno analizo gradnje so upoštevane naslednje faze prikazane na sliki 18:

1. FAZA: $t = 0$ dni – betoniranje pilotov, stebrov
2. FAZA: $t = 30$ dni – betoniranje prekladne konstrukcije v krajnih poljih ter previsov (opaženje 30 dni)
3. FAZA: $t = 61$ dni – prednapenjanje kablov prve faze (4 kabli nad podporo + 2 kontinuirna)
4. FAZA: $t = 62$ dni – kontrola rezultatov
5. FAZA: $t = 65$ dni – montaža jeklenih nosilcev
6. FAZA: $t = 70$ dni – betoniranje plošče v polju (kontrola jeklenega prereza)
7. FAZA: $t = 71$ dni – betoniranje veznega dela (opaženje 5 dni)
8. FAZA: $t = 97$ dni – kontrola rezultatov pred odstranitvijo začasnih podpor (strjena voziščna konstrukcija)
9. FAZA: $t = 98$ dni – odstranitev začasnih podpor
10. FAZA: $t = 99$ dni – prednapenjanje kablov druge faze (4 kontinuirni kabli)
11. FAZA: $t = 100$ dni – nanos preostale stalne teže (krov)
12. FAZA: $t = 130$ dni – kontrola rezultatov (odprtje mostu za promet)
13. FAZA: $t = 36500$ dni (100 let , ∞) – kontrola rezultatov

1. FAZA



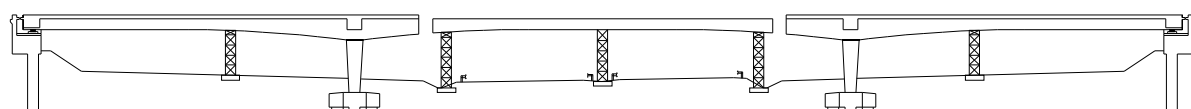
2. FAZA



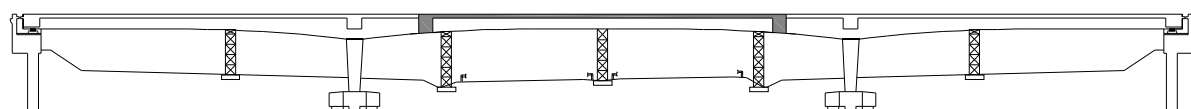
3. FAZA, 4. FAZA



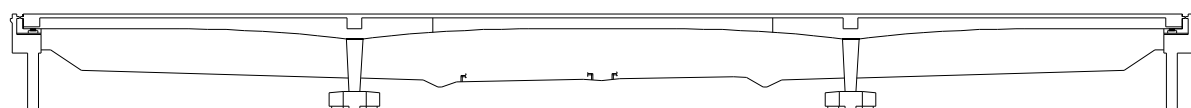
5. FAZA



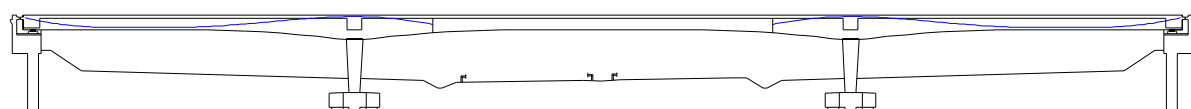
6. FAZA, 7. FAZA, 8. FAZA



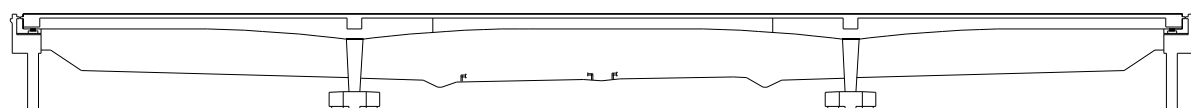
9. FAZA



10. FAZA



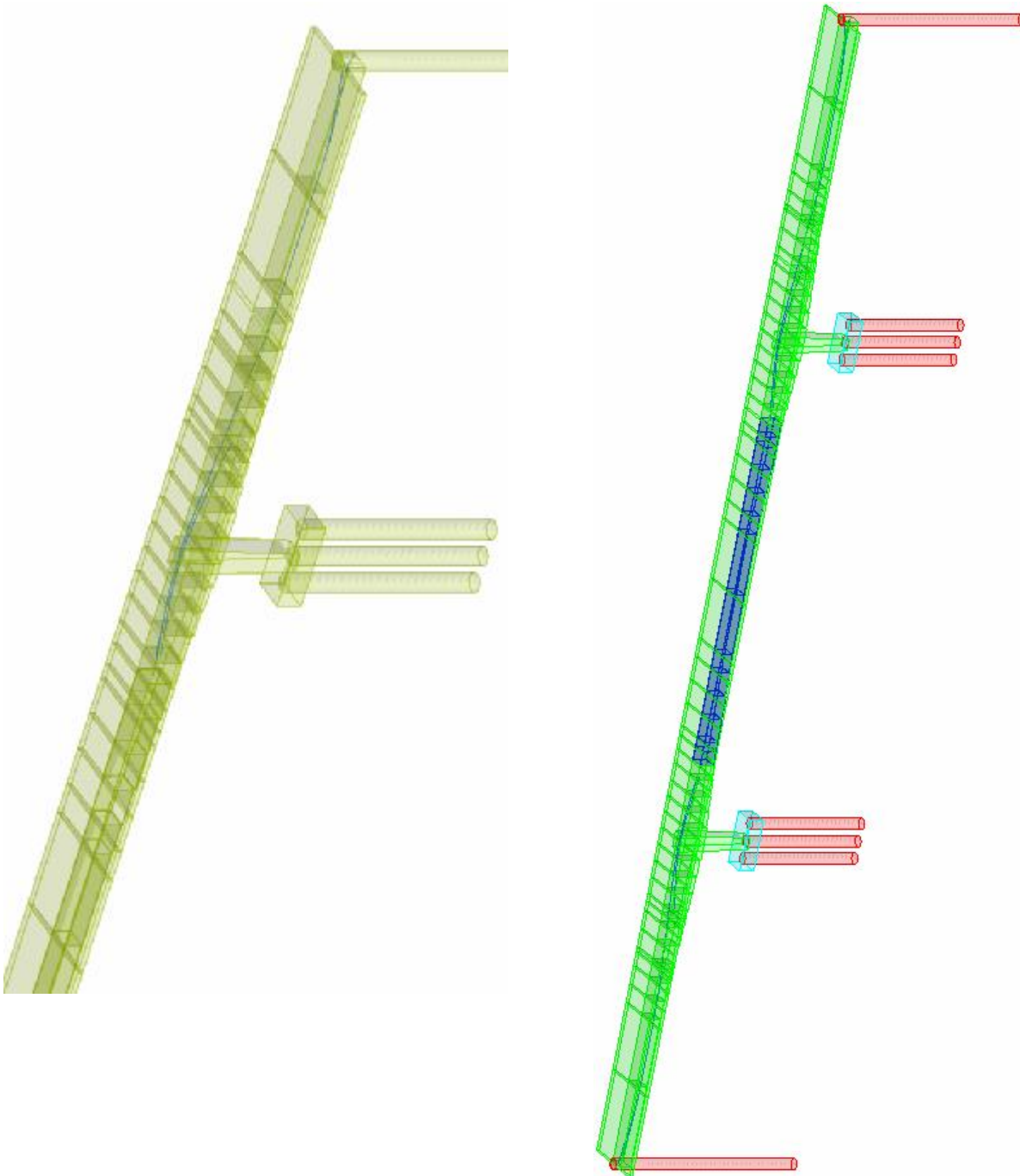
11. FAZA



Slika 18: Faze gradnje nadvoza

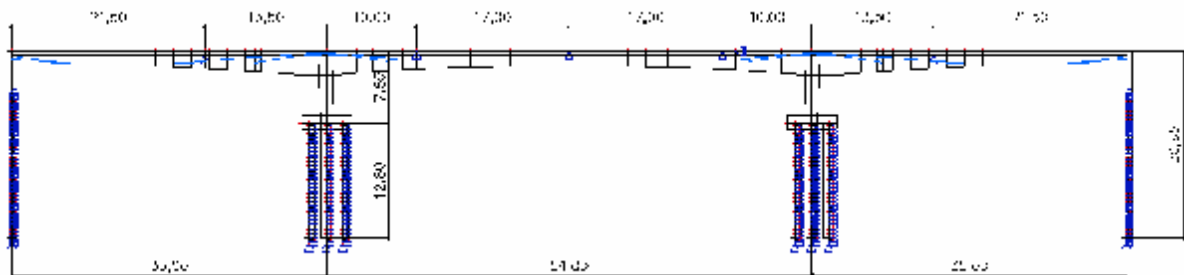
5.1.1 Računski model

Uporabljen ravninski model faze gradnje v programu ESA PT je v 3D pogledu prikazan na sliki 19, kjer so razvidni prerezi elementov ter materiali prikazani z različnimi barvami.



Slika 19: Model v fazi gradnje

Na sliki 20 so prikazani vsi vnešeni elementi modela ter osnovne mere mostu.



Slika 20: Geometrija modela

Lastna teža mostu se lahko v TDA analizi vnese na več načinov (glej navodila v dodatku A), v tem primeru jo nanese ročno z linijsko obtežbo tipa »permanent«.

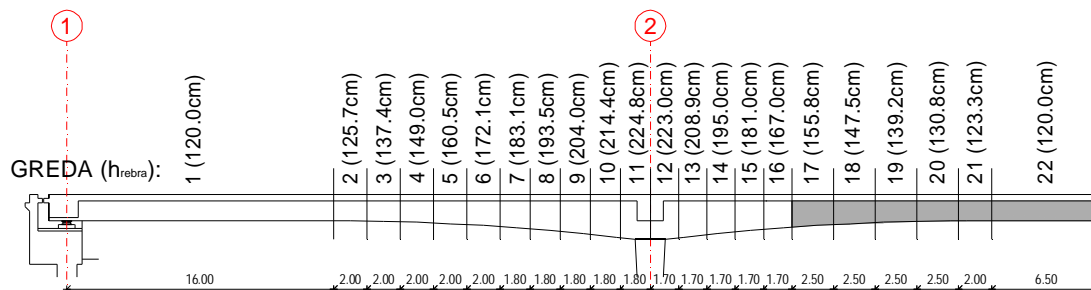
Zaradi uporabe TDA modula (časovno odvisne analize) je bilo potrebno pri modeliranju narediti tudi določene poenostavitve:

- Pri definiranju prereza je potrebno vnesti simetričen prerez in sicer z enako višino ter površino betonske plošče. Na sliki 21 je prikazan primer karakteristik za sovprežni prerez na sredini razpona, prevedene na lastnosti za beton.

Name	greda 22	
Type	General cross-section	
Material	C35/45	
	S 355	
Fabrication	general	
Buckling y-y, z-z	c	c
FEM analysis	ü	
Picture	<p>The diagram shows a cross-section of a beam with a width of 7,00 and a height of 1,10. A coordinate system is shown with the y-axis pointing downwards and the z-axis pointing to the right. The beam is supported by a central pier.</p>	
	Material	C35/45
	S 355	
A [cm 2]	34150,8	
A y, z [cm 2]	27933,5	1221,5
I y, z [cm 4]	68123389,1	1140277180
I t [cm 4], w [cm 6]	52948678,9	0
alpha [deg]	0	
Wpl y, z [cm 3]	556083,8	3132629,6
Wpl y, z [cm 3]	556083,8	3132629,6
c YLCS, ZLCS	53	536
d y, z [mm]	0	69
AL [m 2/m]	7,07E+00	

Slika 21: Karakteristike sovprežnega prereza na sredini razpona

- Prav tako ni možna uporaba elementov s spremenljivo višino, zato je potrebno definirati več končnih elementov z različno višino nosilca. Shema vnešenih prerezov s pripadajočimi konstantnimi višinami nosilca je prikazana na sliki 22.



Slika 22: Definirani prerezi

- Uporaba členkov s sprostitvijo pomikov v X ali Y smeri ni dovoljena, zato je pomična podpora preklade nad opornikom modelirana z elementom členkasto vpetim na obeh straneh.
- TDA analiza prav tako ne dopušča uporabe elastičnih podpor, zato odpornost tal modeliram s pomočjo členkastih elementov z enako osno togostjo, kot je odpornost zemljine. Primer izračuna elementa za prodno peščene zemljine je prikazan v nadaljevanju:

$$c_h = 30\,000 \text{ kN/m}^3 \dots \text{ modul reakcije tal}$$

Izberem elemente prereza $b/h = 10/10 \text{ cm}$, dolžine $L = 0.5 \text{ m}$, na medsebojni razdalji $e = 0.5 \text{ m}$.

$$K_h = c_h \cdot B_{pilot} \cdot e = 30 \cdot 1.2 \cdot 0.5 = 18.0 \text{ MN/m}^2 \dots \text{ točkovna odpornost zemljine}$$

$$E = \frac{K_v \cdot L}{A} = 900 \text{ MPa} \dots \text{ elastični modul elementa}$$

- Vertikalna togost tal pod pilotom znaša $K_v = 260 \text{ MN/m}^2$, ki je določena iz posedka pri izkoriščeni nosilnosti pilota ($N_{max} = 8500 \text{ kN}$). Da dobimo dejansko togost tal, je potrebno odšteti elastični skrček pilota.

$$u = N_{max} / K_v = 3.27 \text{ cm} \dots \text{ posedek pri izk. nosilnosti pilota}$$

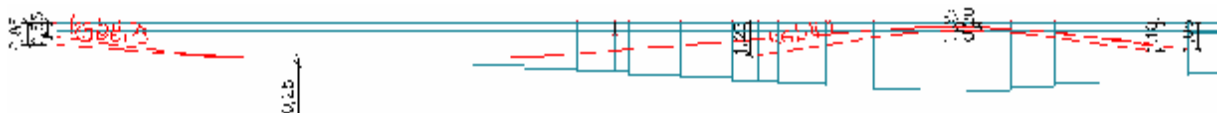
$$\Delta l = \frac{N}{EA} l = \frac{8500}{3050 \cdot 11310} 1200 = 0.30 \text{ cm} \dots \text{ skrček pilota}$$

$$K_v = \frac{N_{\max}}{u - \Delta l} = 286.2 \text{ MN} / \text{m} \dots \text{ dejanska vertikalna togost pod pilotom}$$

Za modeliranje izberem enak element kot zgoraj z el. modulom $E = 14310 \text{ MPa}$.

- Oba pilota pod opornikom modeliram z enim elementom, pri odpornosti tal pa togost nadomestnih elementov povečam za faktor 2.
- Začasne podpore v srednjem razponu modeliram z nepomično točkovno podporo v vertikalni smeri, saj dobim v primeru modeliranja z nadomestnimi elementi nepravilne rezultate v fazi montaže jeklenega nosilca. V krajnih razponih pa začasne podpore modeliram s pomočjo nadomestnih elementov za elastične podpore.
- Stalno težo betonske preklade nanese na model v 3. fazi, kajti če to storim v drugi fazi so notranje sile za ta stalni obtežni primer enake 0, zaradi podpiranja z opažem v trenutku nanosa. Notranje sile se zato zapišejo pod obtežni primer zaradi reoloških vplivov ($F\{\}$ -Creep), kar pa ni priporočljivo, saj potem ne moremo dobiti ločenih obremenitev za ta dva vpliva.

Na sliki 23 je prikazan potek vnešene kableske linije v model. Vsaka linija je definirana s pomočjo vnešenih točk, skozi katere poteka, ter avtomatsko generiranih tangent v teh točkah (glej navodila dodatek A4).



Slika 23: Potek kableskih linij v modelu

Začetne izgube v kablích zaradi zdrsa v sidrni glavi ter trenja nam program izračuna še preden poženemo računsko analizo. Računalniški izpis za kontinuirni kabel prve faze (kabel 5) je prikazan na sliki 24.

Napetosti v kablích po začetnih izgubah morajo zadostiti pogoju:

$$s_{pm0,\max} = 118.5 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 132.75 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ 0,85 f_{p0,1k} = 129.2 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{cases} \dots \text{ kontinuirni kabel}$$

$$s_{pm0,\max} = 117.0 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 132.75 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ 0,85 f_{p0,1k} = 129.2 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{cases} \dots \text{ kabel nad podporo}$$

Tendon name: kabel 5
 Type of history of stressing: 4
 Calculation of frictional, anchorage set and long-term relaxation losses from initial tendon stress.
 Tendon stressed from it's beginning.

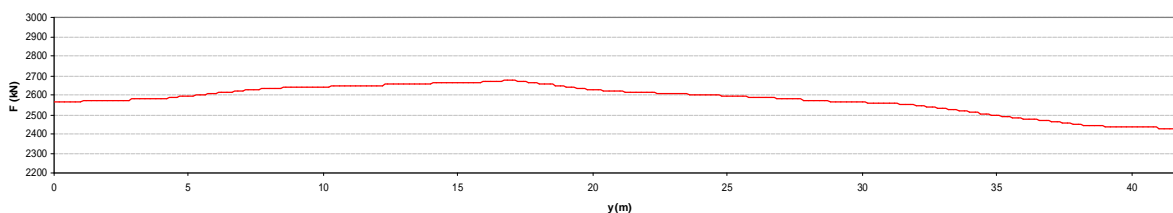
Anchorage set loss disappears along the length of tendon;
 length affected: straight part : 16,912 [m]
 curved part: 5,29 [deg]

Theoretical tendon elongation before transfer 0,251 [m]
 Theoretical tendon elongation after transfer 0,247 [m]

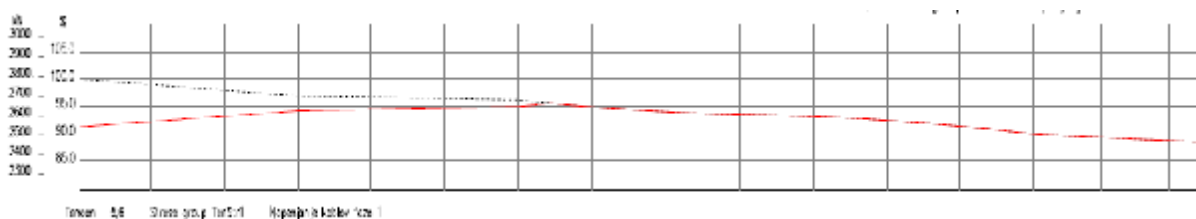
Type Name	x [m]	y [m]	z [m]	Frictional loss [MPa]	Anchorage set loss [MPa]	Short- term relaxation [MPa]	Stress after anchoring/transfer [MPa]	Relaxation passed [MPa]	Relax. to be passed [MPa]
Tendon losses	0	0	-0,85	0	-98,97	0	1140,03	0	-34,7
Tendon losses	4	0	-1,183	-7,04	-85,41	0	1146,54	0	-35,47
Tendon losses	8	0	-1,35	-33,24	-34,3	0	1171,46	0	-38,58
Tendon losses	12	0	-1,35	-40,1	-20,75	0	1178,15	0	-39,46
Tendon losses	16	0	-1,35	-46,91	-7,2	0	1184,89	0	-40,36
Tendon losses	20	0	-1,214	-70,99	0	0	1168,01	0	-38,14
Tendon losses	24	0	-0,887	-83,11	0	0	1155,89	0	-36,61
Tendon losses	28	0	-0,58	-95,34	0	0	1143,66	0	-35,13
Tendon losses	32	0	-0,278	-107,43	0	0	1131,57	0	-33,72
Tendon losses	36	0	-0,229	-137,13	0	0	1101,87	0	-30,48
Tendon losses	40	0	-0,582	-157,1	0	0	1081,9	0	-28,46
Tendon losses	42	0	-0,8	-160,18	0	0	1078,82	0	-28,16

Slika 24: Začetne izgube v kontinuirnem kablju prve faze

Na sliki 25a je prikazan potek kabljske sile v kablju 5 po končanju napenjanja oz. po začetnih izgubah (sila dobljena iz napetosti s slike 24), na sliki 25b pa potek sile vzeta iz elaborata napenjanja kablov za dejanski projekt nadvoza 4-6 (Ponting inženirski biro d.o.o.). Poteka sil sta skoraj identična, saj je vnesena linija kablov v modelu vzeta iz dejanskega poteka v elaboratu. Ujema se tudi računski izvleček kabla, ki po elaboratu napenjanja znaša 254 mm, glede na računalniški izpis programa ESA PT pa 251 mm.



Slika 25a: Začetna sila v kontinuirnem kablju prve faze



Slika 25b: Začetna sila v kontinuirnem kablju prve faze (Vir: Ponting, 2008, 2 str.)

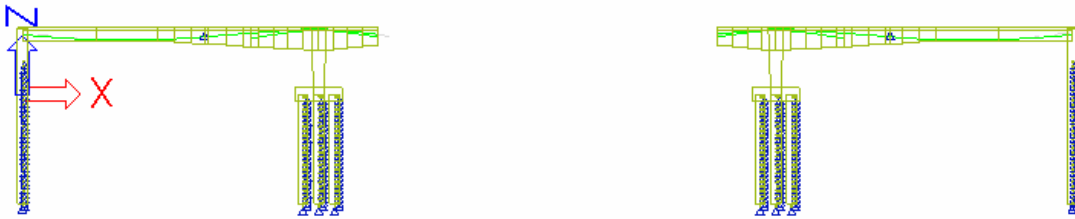
5.1.2 Obremenitve in kontrole

V nadaljevanju so prikazani izpisi modela, obremenitev in napetosti ter izvedene potrebne kontrole za posamezno fazo gradnje. Za primerjavo so podani tudi diagrami povzeti iz projekta nadvoza 4-6. Kontrole napetosti so izvedene za beton v MSU ter za jeklo v MSU in MSN. Ker je na modelu v fazi gradnje prisotna le stalna teža, vpliv prednapenjanja ter reološki vplivi, so obremenitve oz. napetosti za vse kombinacije v MSU enake:

$$G_k + P + R + (Q_{gradnja})$$

Kombinacije za MSN pa so enake: $1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R + (1.5 Q_{gradnja})$

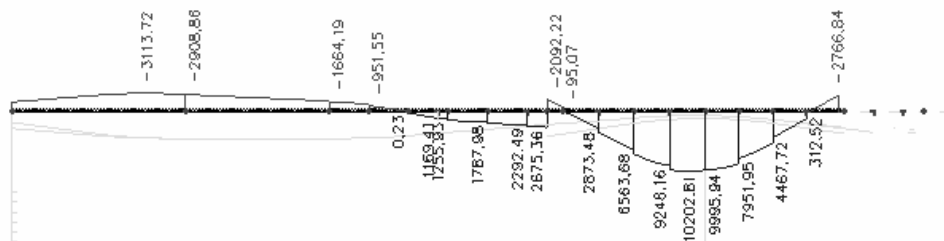
- 3. FAZA: Prednapenjanje kablov prve faze



Slika 26: Model faze 3



Slika 27: Osne sile N (kN): kablov – faza 1



Slika 28a: Momenti M_y (kNm): kablov – faza 1



Slika 28b: Momenti M_y (kNm): kablov – faza 1 (Vir: Ponting, 2007, 29 str.)

Iz primerjave diagrama momentov na sliki 28a in 28b, vidimo, da poteki momentov zaradi kablov prve faze niso čisto identični. To je posledica upoštevanja teoretične linije kablov v projektu, v tem primeru pa je uporabljen dejanski potek kablov iz elaborata.



Slika 29: Momenti M_y (kNm): lastna teža



Slika 30: Momenti M_y (kNm): MSU - karakteristična

Na sliki 29 je prikazan potek momentov zaradi lastne teže betonske preklade, na sliki 30 pa potek momentov za MSU kombinacijo.

Na sliki 31 in 32 so prikazane natezne in tlačne napetosti na zgornjem oz. spodnjem robu betonske preklade. Napetosti so v dovoljenih mejah:

$$s_{c,tlak} = 5.6MPa < 15.75MPa$$

$$s_{c,nateg} = 2.4MPa < 3.2MPa$$



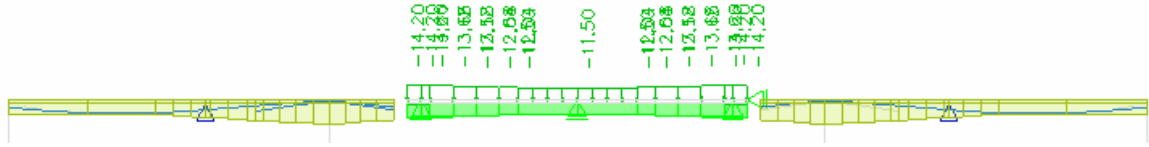
Slika 31: Napetosti na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična



Slika 32: Napetosti na spodnjem robu (MPa): MSU - karakteristična

- 5. FAZA: Montaža jeklenih nosilcev

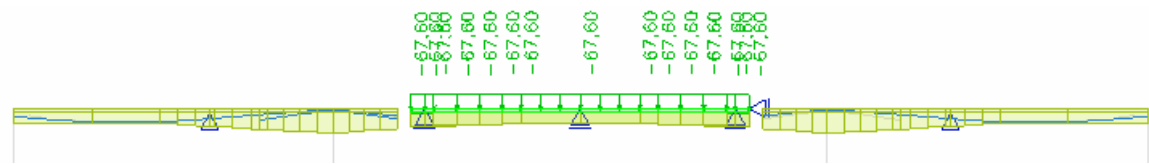
Na sliki 33 je prikazan model faze 5, kjer je na jeklen nosilec obtežen z lastno težo.



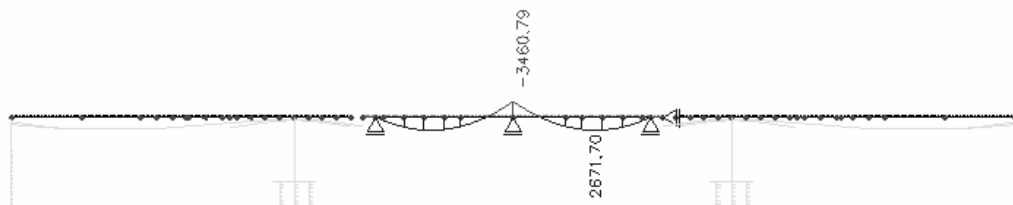
Slika 33: Model faze 5

- 6. FAZA: Betonaža plošče v polju (kontrola jeklenega prereza)

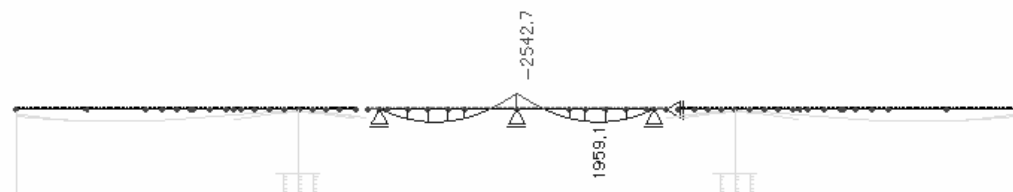
Na sliki 34 je prikazan model v fazi 6, kjer na jeklen nosilec nanese sovprežno betonsko ploščo, katera ima v tem trenutku togost enako 0, zato celotno stalno obtežbo plošče, ki je prikazana na modelu, prevzame jeklen prerez.



Slika 34: Model faze 6



Slika 35: Momenti M_y (kN): MSN



Slika 36: Momenti M_y (kN): MSU - karakteristična

Na sliki 35 je prikazan potek momentov v jeklenem nosilcu v MSN in sicer za obtežno kombinacijo $1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.5 Q_{gradnja}$, na sliki 36 pa potek momentov v MSU za karakteristično kombinacijo: $G_k + P + R + Q_{gradnja}$. Spremenljiva obtežba med gradnjo $Q_{gradnja}$

(7.0 kN/m) je v model vnešena kot kratkotrajna obtežba (tip »short term«), zato njen vpliv v nadaljnjih fazah ni prisoten. Kontrolo jeklenega prereza je potrebno izdelati za stanje v MSU in MSN, ker pa so napetosti na bruto prerezu precej nižje od dopustnih, kontrola ni potrebna. Vseeno za primer naredim kontrolo napetosti na efektivnem prerezu nad vmesno podporo (prerez – greda 22). Zaradi nizkih normalnih napetosti, strižnih in Misesovih napetosti ne preverjam.

Informativne napetosti na bruto prerezu nad vmesno podporo znašajo:

$$s_{nateg,zgoraj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y,zgoraj}} = \frac{346079kNcm}{46340cm^3} = 7.45kN/cm^2 = 74.5MPa$$

$$s_{tlak,spodaj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y,spodaj}} = \frac{346079kNcm}{60565cm^3} = 5.71kN/cm^2 = 57.1MPa$$

MSN

Kontrola v MSN se izvede na efektivnem prečnem prerezu z upoštevanjem sodelujočih širin zaradi vpliva lokalnega izbočenja pločevin ter strižnega zaostajanja.

Stojina je v čistem upogiba in zaradi tega v 3. razredu kompaktnosti. Širino pasnic, ki se ne upošteva, dobim iz enačbe: $b_{neef} = b - b^k b_{eff}$, za katero faktor b^k razberem iz slike 11, širino b_{eff} pa iz preglednice 7.

$$b_{neef} = 1520 - 0.964 \times 1520 = 55 \text{ mm} \quad \dots \text{ zgornja natezna pasnica}$$

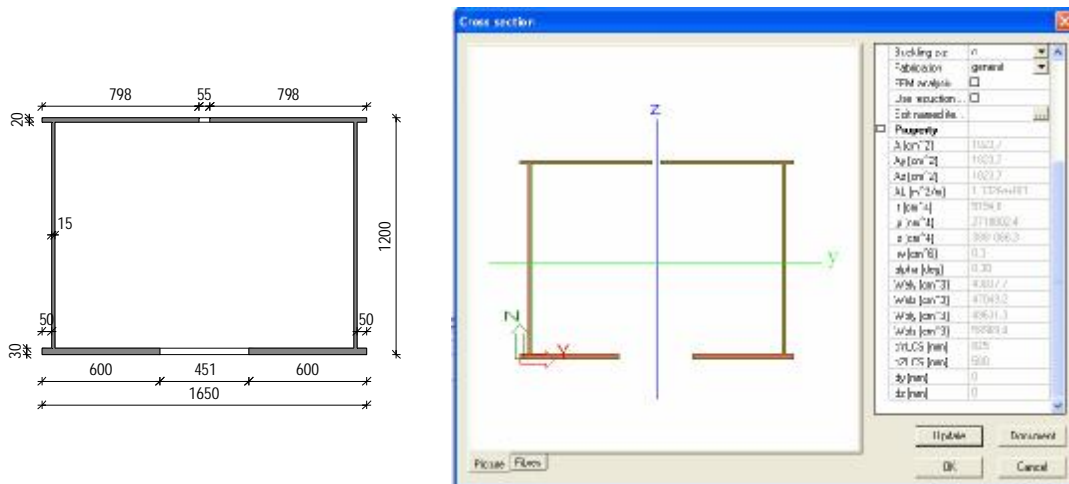
$$b_{neef} = 1520 - 0.964 \times 1109 = 451 \text{ mm} \quad \dots \text{ spodnja tlačna pasnica}$$

Efektivni prerez s karakteristikami je prikazan na sliki 37, s pomočjo dwg datoteke ga vnesem v program ESA PT, kateri nam izračuna potrebne karakteristike prereza.

Kontrola napetosti na efektivnem jeklenem prerezu:

$$s_{nateg,zgoraj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y,zgoraj}} = \frac{346079kNcm}{43837.7cm^3} = 7.89kN/cm^2 = 78.9MPa < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355MPa$$

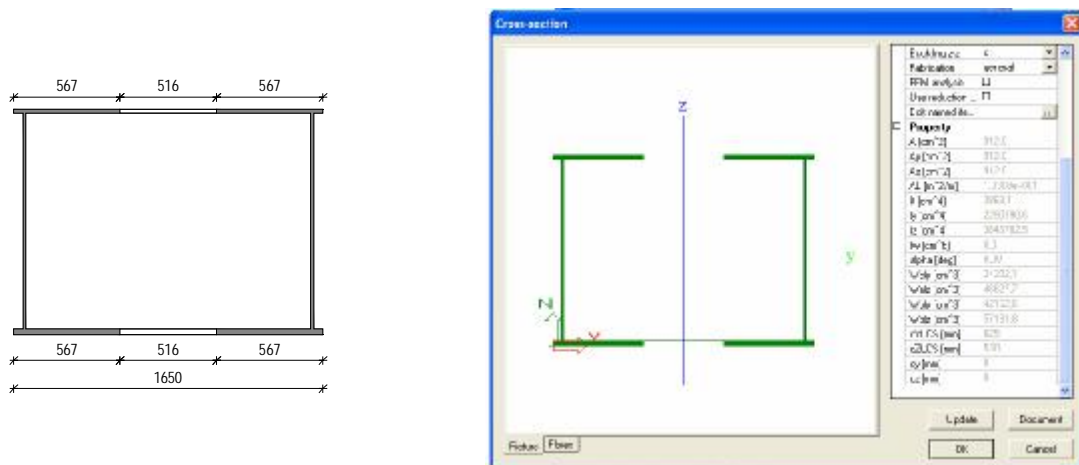
$$s_{tlak,spodaj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y,spodaj}} = \frac{346079kNcm}{46862.1cm^3} = 7.39kN/cm^2 = 73.9MPa < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355MPa$$



Slika 37: Efektivni prerez nad podporo – MSN

MSU

Kontrola v MSU se izvede na efektivnem prečnem prerezu z upoštevanjem elastičnega strižnega zaostajanja, za katerega efektivno širino razberem iz slike 10. Prečni prerez s karakteristikami je prikazan na sliki 38.



Slika 38: Efektivni prerez nad podporo - MSU

Kontrola napetosti na efektivnem jeklenem prerezu:

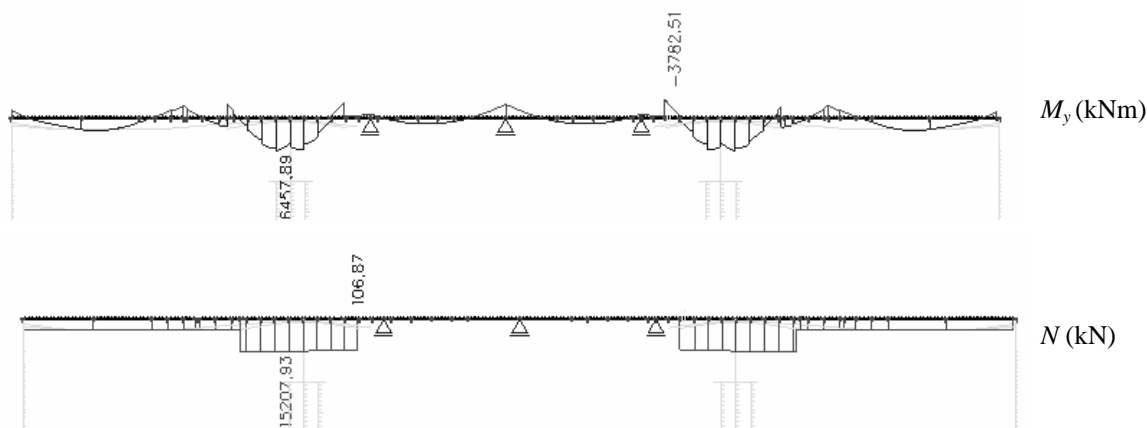
$$S_{nateg, zgoraj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y,zgoraj}} = \frac{254270 \text{ kNcm}}{34202 \text{ cm}^3} = 7.43 \text{ kN/cm}^2 = 74.3 \text{ MPa} < f_y / g_{M,ser} = 355 \text{ MPa}$$

$$S_{tlak, spodaj} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y,spodaj}} = \frac{254270 \text{ kNcm}}{43211 \text{ cm}^3} = 5.88 \text{ kN/cm}^2 = 58.8 \text{ MPa} < f_y / g_{M,ser} = 355 \text{ MPa}$$

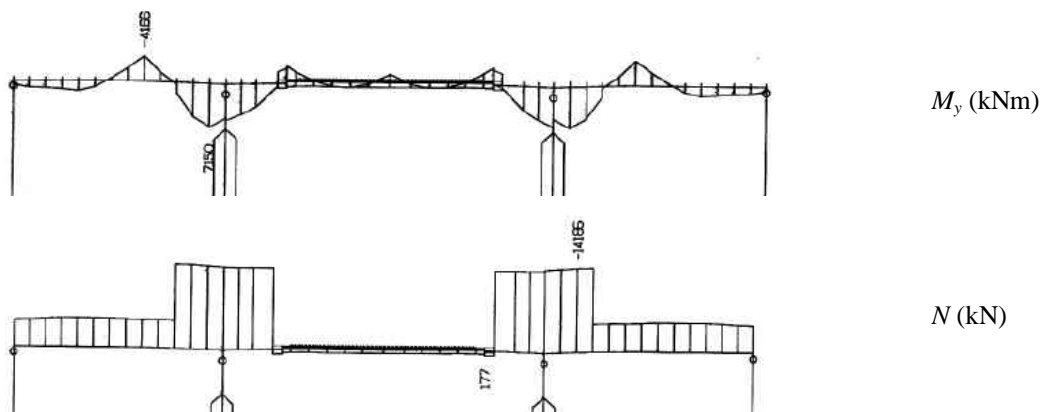
Največje natezne napetosti zgoraj se glede na bruto prerez povečajo za 5.9% (MSN), tlačne napetosti spodaj pa za 29.4% (MSN), vendar je izkoriščenost prereza še vedno le 22.2%. Ta kontrola je bolj merodajna pri analizi sovprežnih elementov, ko jeklen nosilec v fazi betoniranja ni začasno podprt.

- 8. FAZA: Kontrola rezultatov pred odstranitvijo začasnih podpor (strjena celotna voziščna konstrukcija – aktiven sovprežen prerez)

Na sliki 39a je prikazan potek obremenitev v tej fazi za kombinacijo MSU, na sliki 39b pa obremenitve iz projekta. Potek momentov je zelo podoben, razen nad krajnima začasnima podporama jeklenega nosilca, kjer se v projektu pojavijo konice napetosti, katere dejansko niso logične, saj v fazi montaže tam ni kontinuirnosti z betonskim delom. Osne sile se nad podporo malo razlikujejo, kot je opisano v nadaljevanu sklepam, da je ta razlika posledica predvsem različnega upoštevanja padcev napetosti zaradi reologije v prednapetih kabljih.

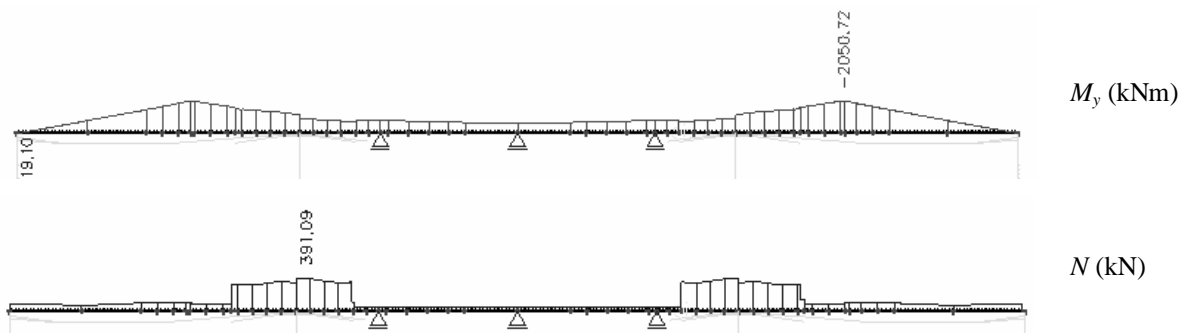


Slika 39a: Obremenitve: MSU - karakteristična

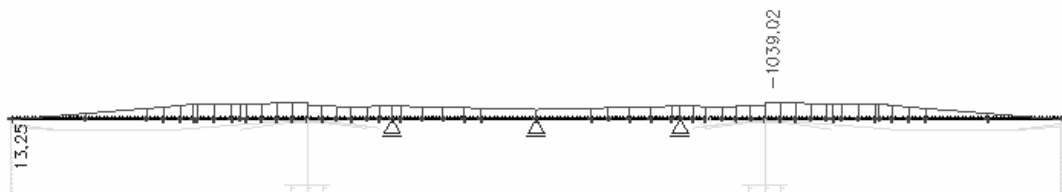


Slika 39b: Obremenitve: MSU – karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 38 str.)

Na sliki 40 so prikazane obremenitve zaradi vplivov reologije od 1. do 8. faze, delež momentov zaradi reologije, kjer je prisotno tudi krčenje sovprežne plošče, pa je prikazan na sliki 41, to je vsota reoloških vplivov od 6. do 8. faze (program ESA PT: vsota obtežnih primerov F(6)-Creep, F(7)-Creep in F(8)-Creep).



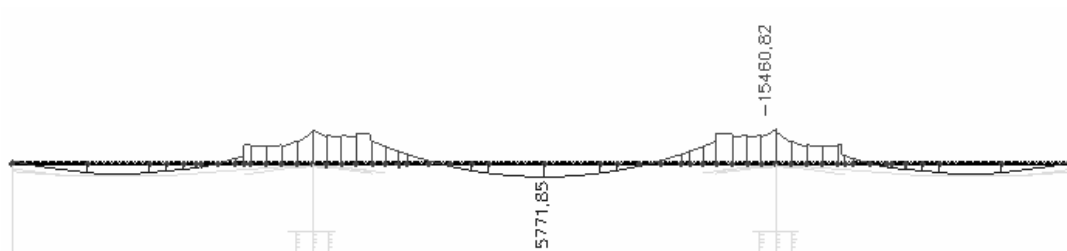
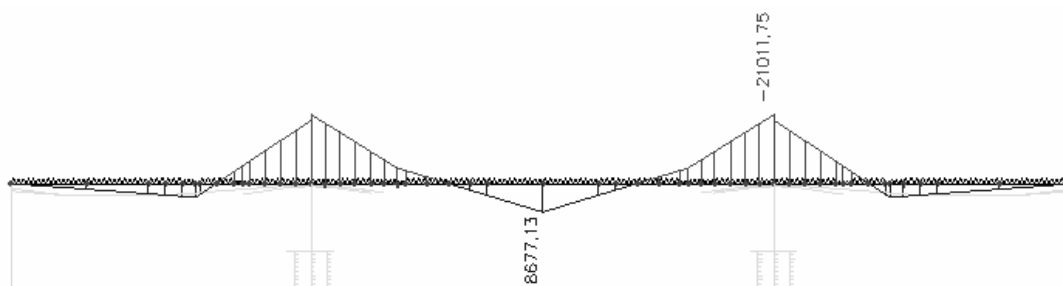
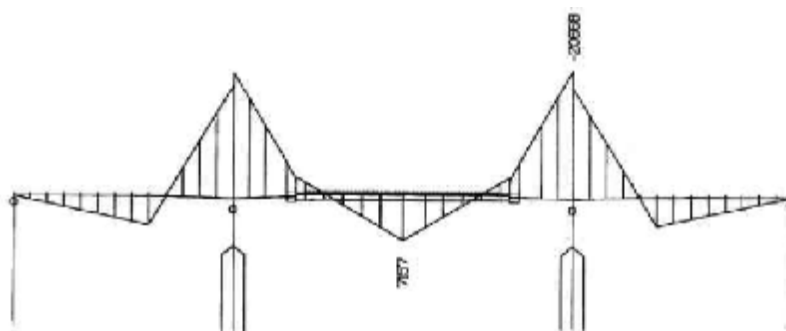
Slika 40: Obremenitve: Reološki vplivi (1. – 8. faza)



Slika 41: Moment M_y (kNm): reološki vplivi (6. – 8. faza)

- 9. FAZA: Odstranitev začasnih podpor

Na sliki 42 je prikazan potek momentov za kombinacijo MSU. Kontrola napetosti na sovprežnem prerezu ni potrebna, saj je merodajna kontrola v fazi 10 oz. 12, glede na to, da je most v teh fazah še dodatno obremenjen. Na sliki 43a je prikazan potek momentov, ki jih je potrebno prišteti k momentom (obremenitvam) prejšnje faze in sicer zaradi spremembe statičnega sistema modela, zaradi odstranitve začasnih podpor (obremenitve se zapišejo pod stalen obtežni primer faze). Primerjava s potekom momentov iz projekta (Slika 43b) pokaže, da so vrednosti precej podobne. Večja je razlika v polju, kar je posledica večjega momenta nad srednjo začasno podporo v 8. fazi (Slika 39a), zaradi česar mora biti večja tudi sprememba vrednosti momenta.

Slika 42: Moment M_y (kNm): MSU - karakterističnaSlika 43a: Moment M_y (kNm): Odstranitev začasnih podporSlika 43b: Moment M_y (kNm): Odstranitev začasnih podpor (Vir: Ponting, 2007, 41 str.)

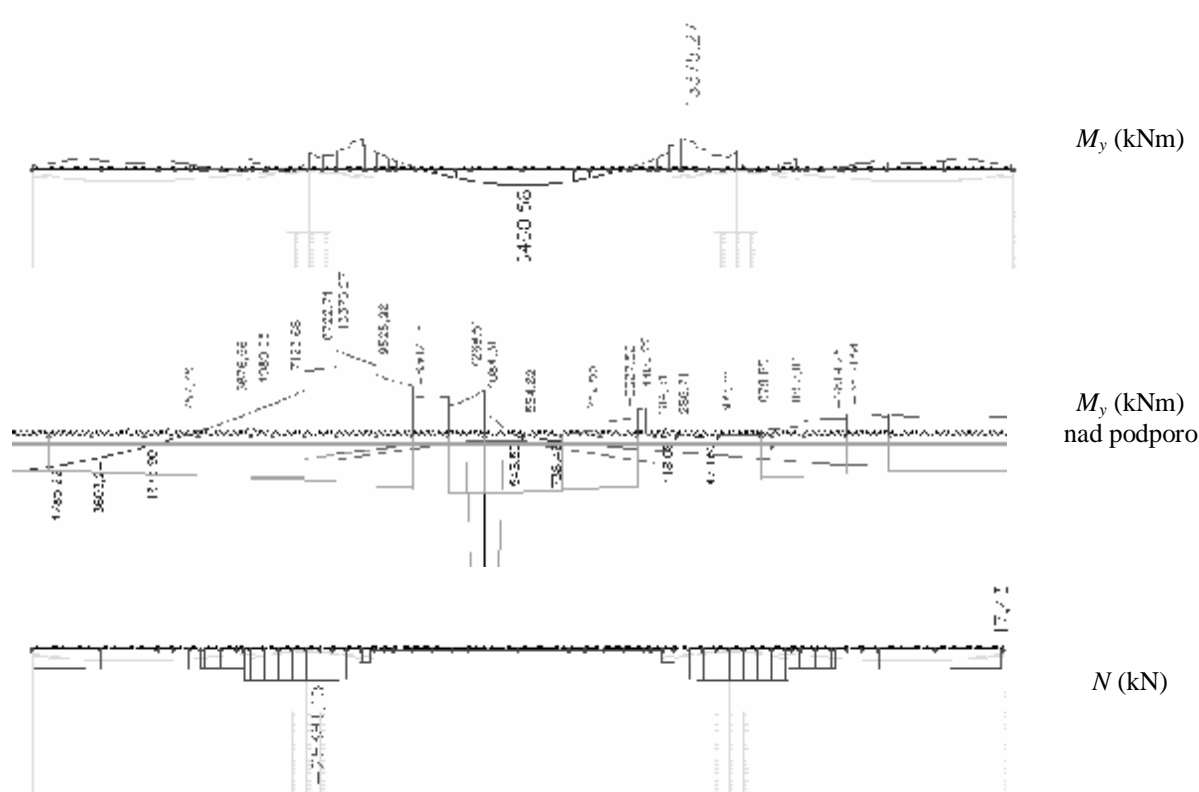
- 10. FAZA: Prednapenjanje kablov druge faze



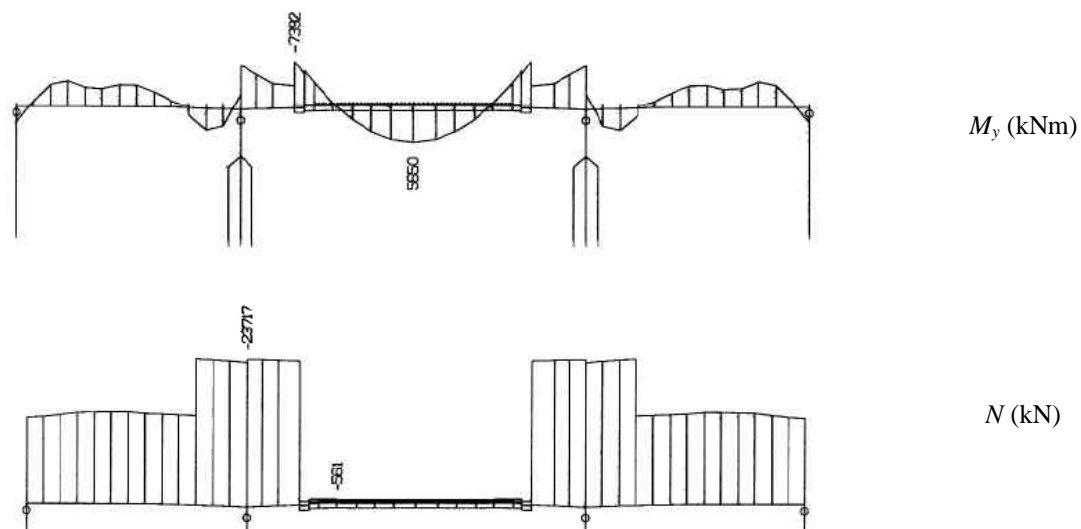
Slika 44: Model faze 10

Na sliki 45a je prikazan potek momentov za MSN kombinacijo faze. Iz primerjave s potekom momentov iz projekta (Slika 45b) je razvidno, da so momenti nad podporo ter na robovih sovprežnega nosilca enaki (okoli 7200 kNm). Precejšnja razlika je le na začetku kablov nad

podporo, zaradi različnega poteka kablov (večja ekscentričnost sidranja kabla glede na težišče prereza).



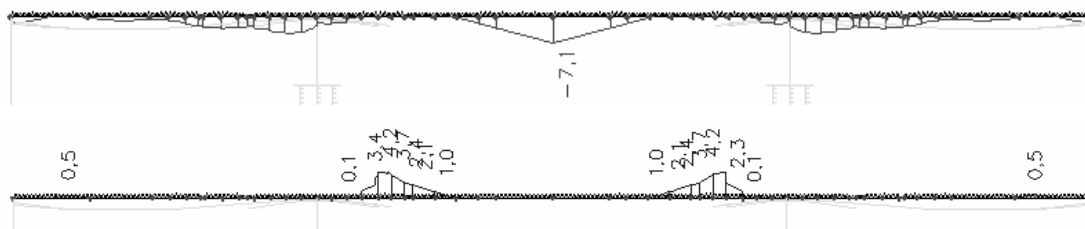
Slika 45a: Obremenitve: MSU - karakteristična



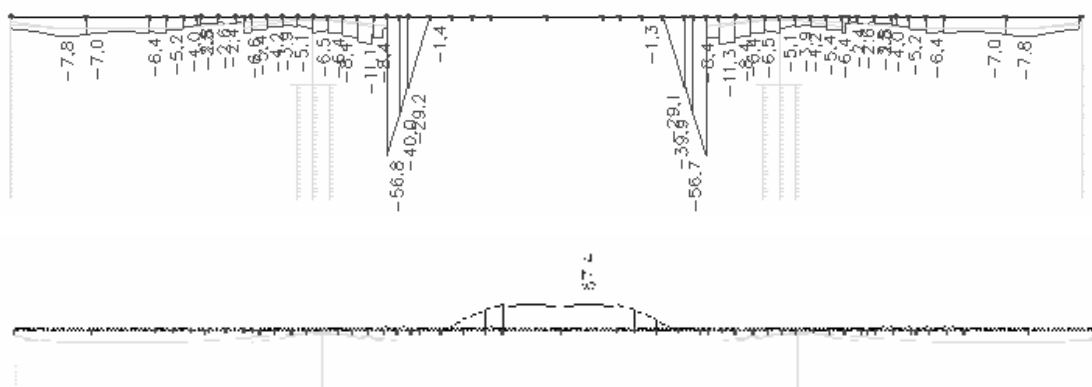
Slika 45b: Obremenitve: MSU – karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 42 str.)

Napetosti v betonu izračunane s programom za kombinacijo MSU (z upoštevanjem reoloških vplivov) so prikazane na slikah 46 in 47a. Kot je bilo ugotovljeno tudi pri enostavnem

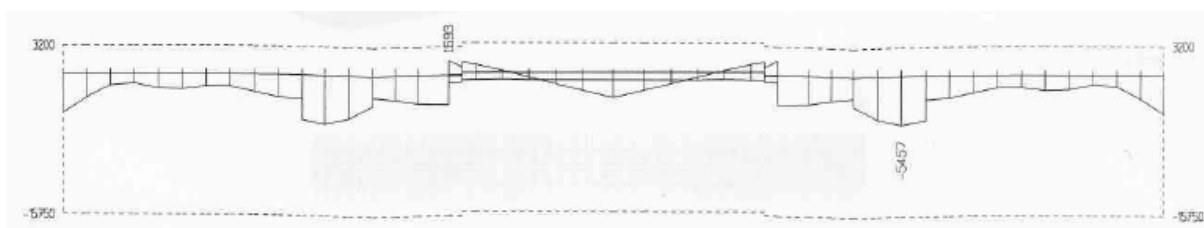
primeru v dodatku A, program izračuna precej velike natezne oz. tlačne napetosti v sovprežni plošči. Enak primer se pojavi tudi pri analizi mostu, saj dobim na zgornjem robu zelo velike natezne napetosti. To je razvidno iz dveh primerjav, in sicer z napetostmi v betonu na zgornjem in spodnjem robu iz projekta, ki so prikazane na slikah 47b in 47c. Napetosti na spodnjem robu imajo zelo podoben potek ter vrednosti, napetosti na zgornjem robu so pa precej različne. Zanimivo je predvsem to, da so na robovih sovprežnega nosilca, kjer so vrednosti obremenitev v obeh primerih skoraj identične ($M \approx 7200$ kNm), natezne napetosti v našem več kot enkrat večje. Prav tako so večje tudi tlačne napetosti v sovprežni plošči na sredini razpona (-7.1 MPa v našem primeru, v projektu približno -3.0 MPa).



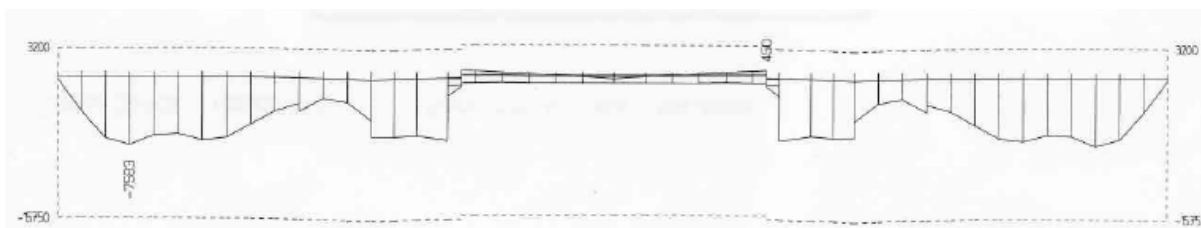
Slika 46: Napetosti v betonu na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična



Slika 47a: Napetosti na spodnjem robu nosilca (MPa): MSU - karakteristična



Slika 47b: Napetosti na zgornjem robu (MPa): MSU - karakteristična (Vir: Ponting, 2007, 45 str.)



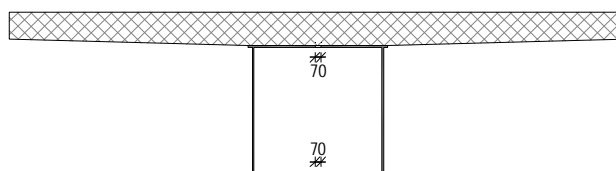
Slika 47c: Napetosti na spodnjem robu (MPa): MSU - karakteristična (Vir. Ponting, 2007, 45 str.)

Drugo primerjavo izdelam tako, da v določenih prerezih z upoštevanjem obremenitev trenutne faze (Slika 45a) izračunam napetosti (enačba 11 in 12) ob predpostavki, da celotno obremenitev prevzame sovprežen prerez. Dobljene analitične vrednosti primerjam z numeričnimi iz računalniškega programa (Preglednica 15). Karakteristike prereza so izračunane za nerazpokane prereze glede na lastnosti betona, pri gredi 17 je upoštevan tudi vpliv elastičnega strižnega zaostajanja (Slika 48), povzet iz slike 13.

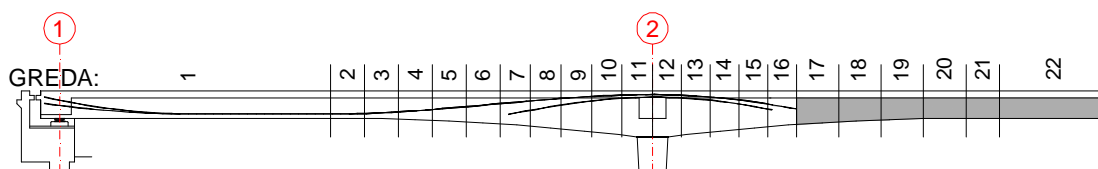
$$(10) \quad s_{beton} = \frac{M_y}{W_{el(eff),y}} \pm \frac{N}{A}$$

$$(11) \quad s_{jeklo} = \left(\frac{M_y}{W_{el(eff),y}} \pm \frac{N}{A} \right) \cdot n_0$$

kjer je: $n_0 = E_j / E_b = 6.176$



Slika 48: Prerez grede 17 – upoštevanje strižnega zaostajanja



Slika 49: Pozicija gred

Preglednica 15: Primerjava analitičnih in numeričnih napetosti

PREREZ:	greda 1	greda 7	greda 12	greda 15	greda 16	greda 17 (sovprežni)	greda 22 (sovprežni)
A (cm ²)	46724	57138	63719	56789	54479	35527	34151
W _{y,zgoraj} (cm ³)	1931270	3439132	4515463	3385621	3032168	2546253	1816624
W _{y,spodaj} (cm ³)	959162	1859817	2566579	1825326	1603988	753032	556039
OBREMENITEV:							
M _y (kNm)	-4624,2	-4721,9	-7287,6	-13378,2	-10741,3	-7123,7	6460,6
N (kN)	-15562	-25093	-25381	-24327	-9957	-451	-451
S _{zgoraj} (MPa)	-0,9	-3,0	-2,4	-0,3	1,7	2,7	-3,7
S _{spodaj} (MPa)	-8,2	-6,9	-6,8	-11,6	-8,5	-59,2	70,9
PROGRAM:							
S _{zgoraj} (MPa)	0,5	-2,6	-1,3	3,4	4,2	3,7	-7,1
S _{spodaj} (MPa)	-7,8	-6,6	-6,5	-11,1	-8,4	-56,8	60,4

Iz primerjave je razvidno, da so napetosti na spodnjem robu skoraj identične, medtem ko so natezne napetosti na zgornjem robu v programu večje oz. tlačne napetosti manjše. Ta metoda izračuna sicer ni v skladu s predpostavko linearnega zakona superpozicije napetosti med fazami gradnje, kljub temu, da je upoštevana vsota notranjih sil od prve faze naprej. Napetosti v prerezih, ki se med seboj seštevajo, so dejansko odvisne od aktivnih prečnih prerezov v določeni fazi gradnje (jeklen oz. sovprežen prerez).

Kljub temu pa, glede na to, da so napetosti v jeklu v fazi montaže zelo majhne, ter da je jeklen nosilec v fazi montaže trikrat podprt, v nadaljevanju izračunam napetosti ter izvedem dimenzioniranje prereza za superponirane obremenitve na sovprežnem prerezu, kar je v skladu s standardom evrokod 4 tudi dovoljeno.

Izvedem še kontrolo napetosti v betonu glede na preglednico 15:

$$s_{c,tlak} = 11.6MPa < 15.75MPa$$

$$s_{c,nateg} = 1.7MPa < 3.2MPa(f_{cm}) \dots \text{betonska preklada}$$

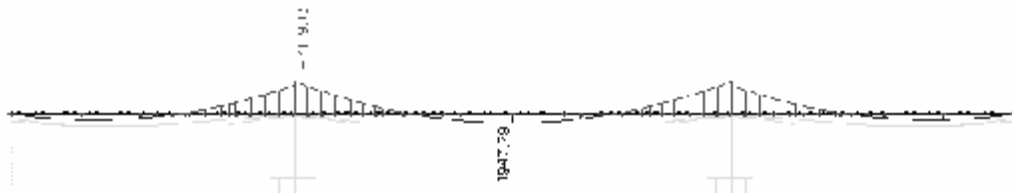
$$s_{c,nateg} = 2.7MPa \leq 6.4MPa (2f_{cm}) \dots \text{sovprežna preklada}$$

- 11. FAZA: Nanos preostale stalne teže (krov)

Na sliki 50 je prikazan potek momentov za primer obtežbe krova, kateri se ujema z rezultati iz projekta. Prispevek napetosti na sredini vmesnega polja (greda 22), zaradi tega obtežnega primera ($M_y = 1947.8 \text{ kNm}$, $N = -107.3 \text{ kN}$), bi moral znašati:

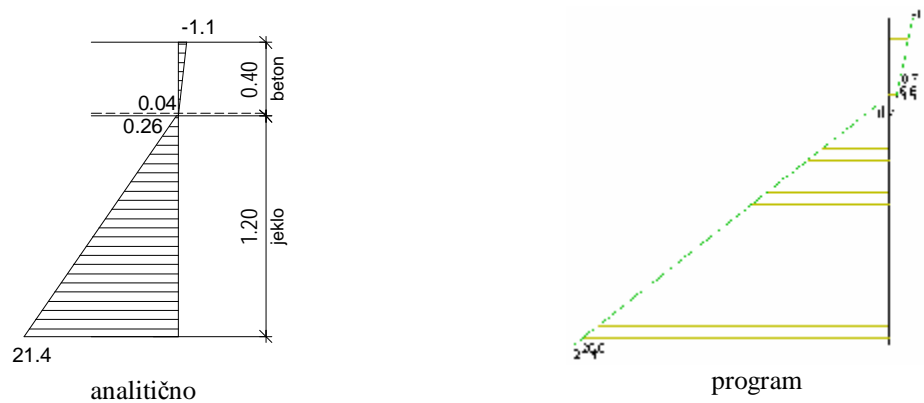
$$s_{\text{beton, zgoraj}} = \frac{M_y}{W_{el,y}} \pm \frac{N}{A} = -1.1 \text{ MPa}$$

$$s_{\text{jeklo, spodaj}} = \left(\frac{M_y}{W_{el,y}} \pm \frac{N}{A} \right) n_0 = 21.4 \text{ MPa}$$



Slika 50: Moment M_y (kNm): stalna teža krova

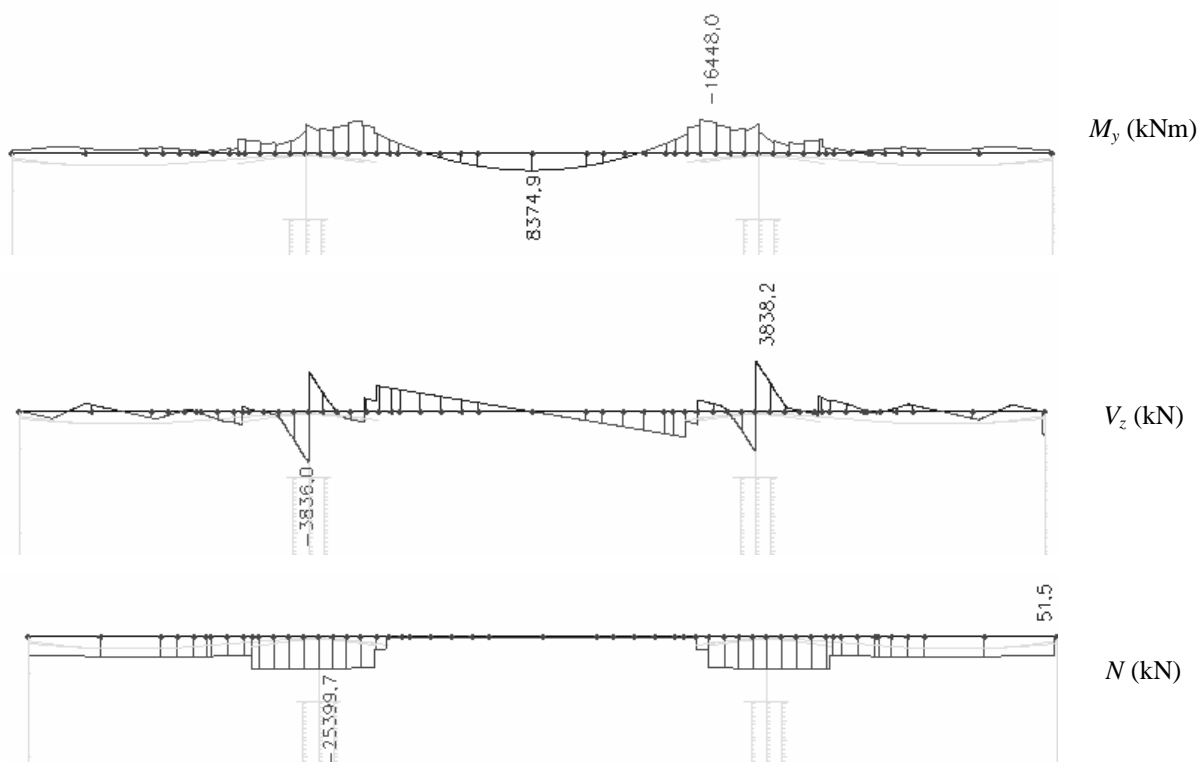
Na sliki 51 je prikazana primerjava med potekom napetosti dobljenimi z analitičnim izračunom ter potekom iz programa. Napetosti na spodnjem robu se ujemajo, medtem ko so napetosti na zgornjem robu v programu zopet večje. Prav tako je na stiku med betonom in jeklom vidna menjava predznaka v napetostih, kar pomeni, da potek deformacij za ta obtežni primer v tej točki ni zvezen, kar pa ni logično in zopet potrjuje nerazumljiv izračun napetosti v programu.



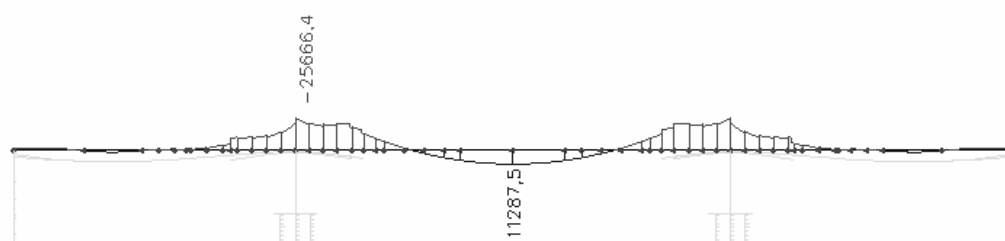
Slika 51: Primerjava napetosti iz programa in analitičnih vrednosti (MPa)

- 12. FAZA: Kontrola rezultatov (odprtje mostu za promet)

Na sliki 52 so prikazane obremenitve mostu za karakteristično MSU kombinacijo ob odprtju za promet ($t = 130$ dni) z upoštevanjem reoloških vplivov. Na sliki 53 je prikazan potek momentov za MSN kombinacijo (upoštevan varnostni faktor 1.35 za stalno težo). Kontrola napetosti v betonu in jeklu za fazi 12 in 13 ni potrebna, glede na to, da je faza gradnje že končana in so merodajne napetosti v fazi uporabe, kjer je nosilec še dodatno obremenjen.



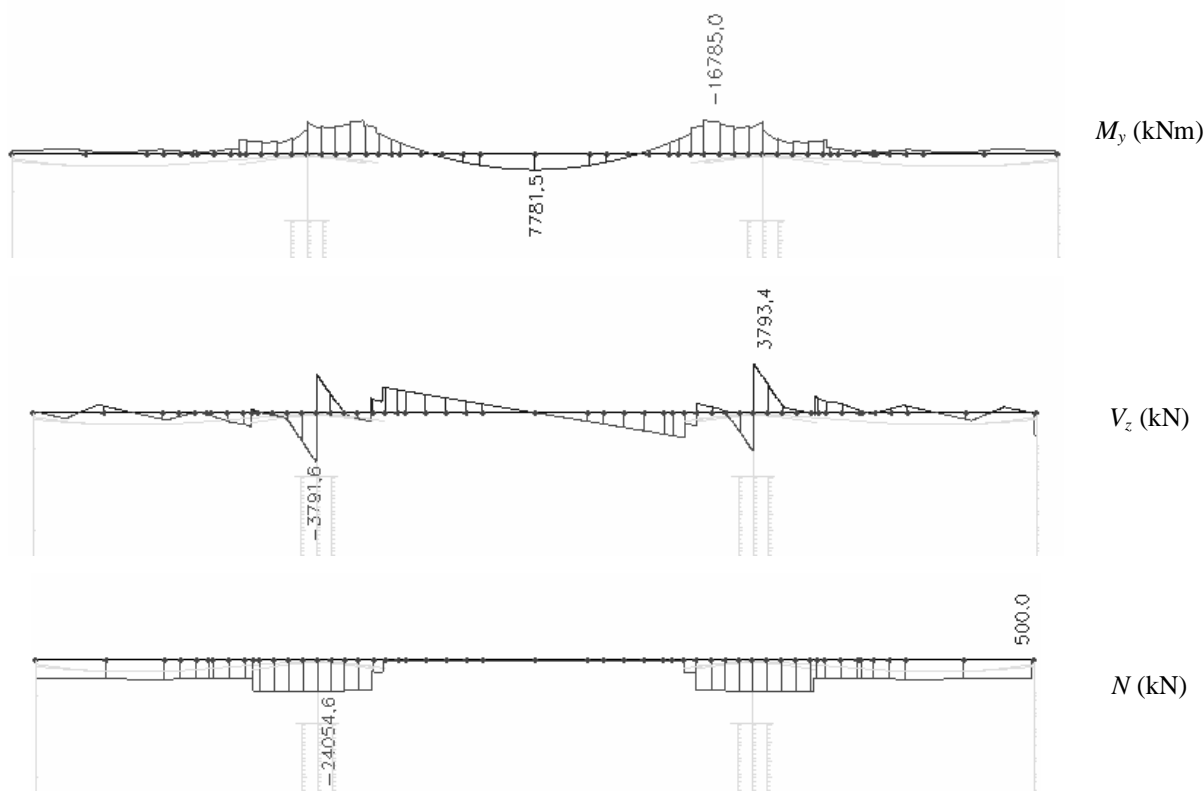
Slika 52: Obremenitve: MSU - karakteristična



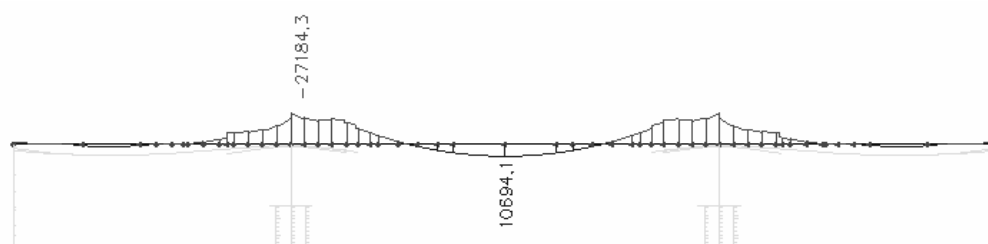
Slika 53: Moment M_y (kNm): MSN

- 13. FAZA: Kontrola rezultatov ($t = \infty$)

Na slikah 54 in 55 so prikazane obremenitve pri času $t = \infty$ z upoštevanjem reoloških vplivov v MSU ter MSN.



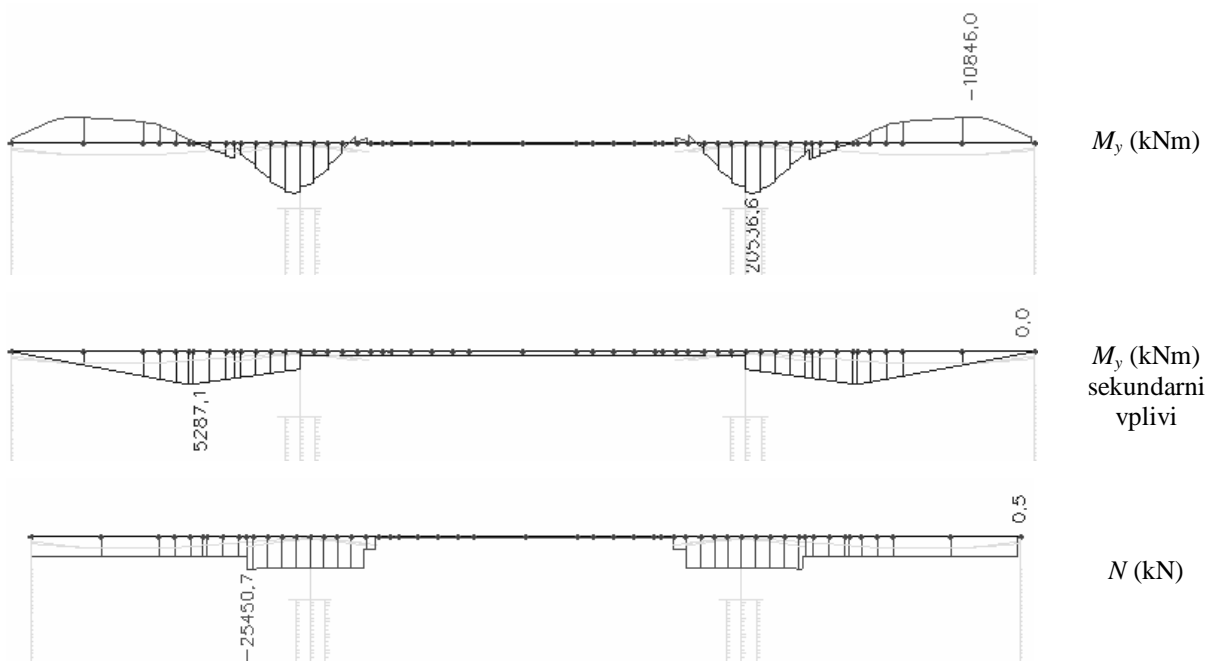
Slika 54: Obremenitve: MSU – karakteristična



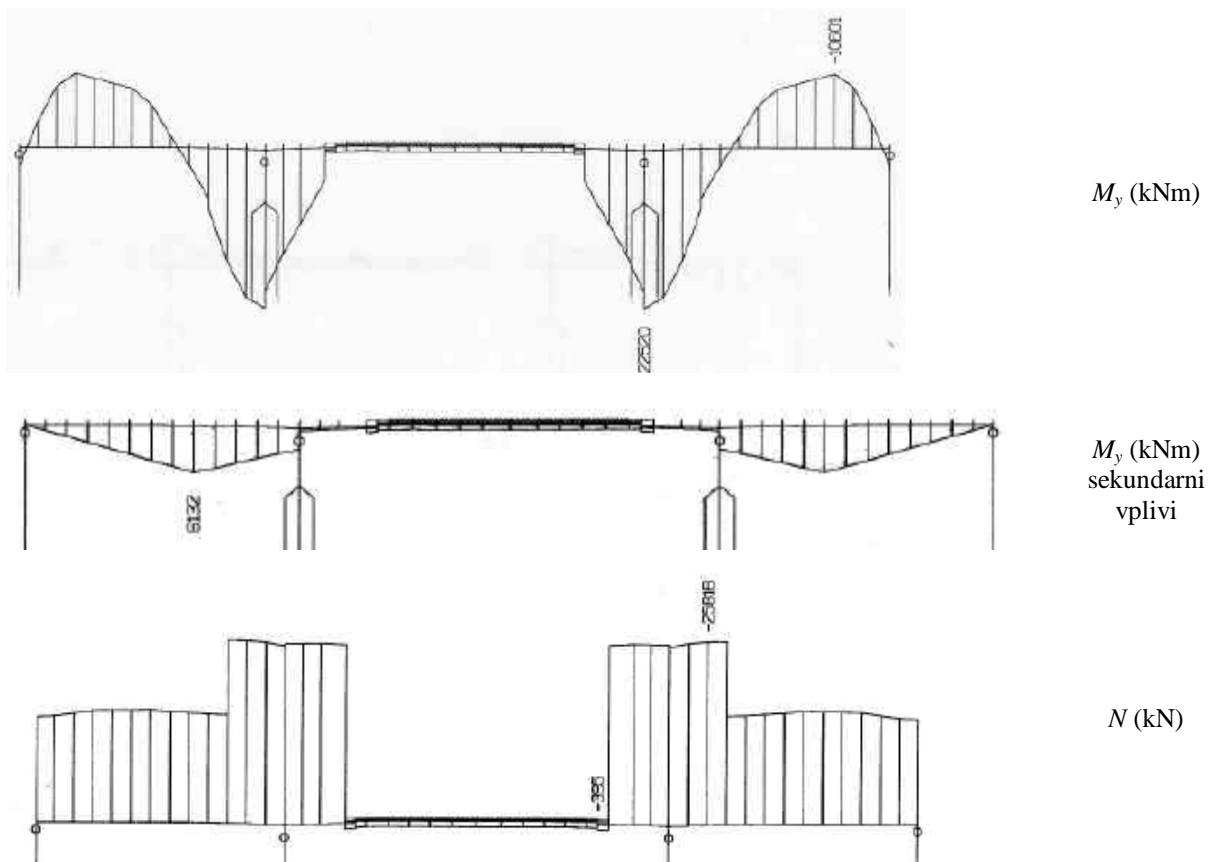
Slika 55: Moment M_y (kNm): MSN

Prednapeti kabli

Obremenitve preklade zaradi vpliva prve in druge faze prednapenjanja brez upoštevanja dolgotrajnih izgub so prikazane na sliki 56a. Primerjava z obremenitvami iz projekta (Slika 62b) pokaže, da so vrednosti ter potek momentov podobni, razen na mestu sidranja kablov nad podporo, zaradi različne ekscentričnosti kablov.

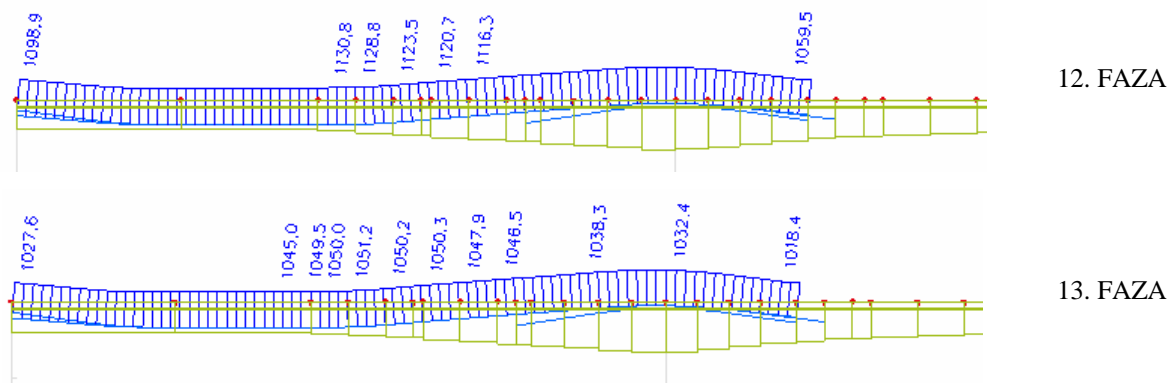


Slika 56a: Obremenitve: prva in druga faza prednapenjanja



Slika 56b: Obremenitve: prva in druga faza prednapenjanja (Vir: Ponting, 2007, str. 48, 49)

Na sliki 57 so prikazane maksimalne napetosti v kontinuirnem kablu prve faze (kabel 5), z upoštevanjem padcev napetosti zaradi vplivov reologije in sicer v 12. ter 13. fazi. Napetosti ter padci so prikazani v preglednici 16, kjer oznaka LED predstavlja elastične izgube zaradi nanosa zunanje obtežbe ter naknadnega prednapenjanja, oznaka LCS pa izgube zaradi vplivov reologije.



Slika 57: Maksimalne napetosti v kontinuirnem kablu prve faze (MPa)

Preglednica 16: Napetosti v kablu 5 pri $t = \infty$

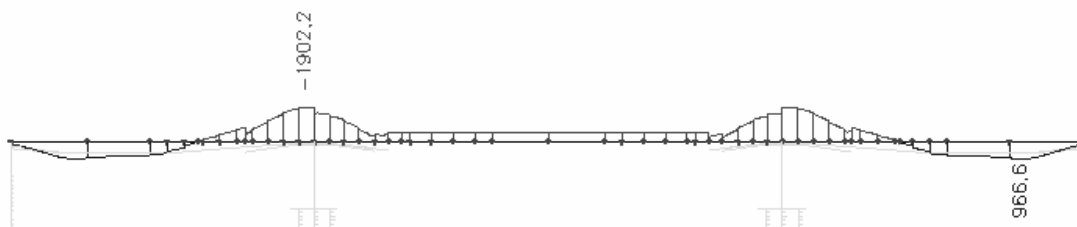
Type Name	x [m]	Stress after anchoring/transfer [MPa]	LED [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tendon losses	0	1140,0	-11,9	-100,5	0	0	1027,6	1027,6
Tendon losses	4	1146,6	-23,7	-105,5	0	0	1017,4	1017,4
Tendon losses	8	1171,5	-33,3	-110,3	0	0	1027,9	1027,9
Tendon losses	12	1178,2	-28,8	-106,6	0	0	1042,7	1042,7
Tendon losses	16	1184,9	-23,1	-112,3	0	0	1049,5	1049,5
Tendon losses	20	1168,0	-12,8	-109,4	0	0	1045,9	1045,9
Tendon losses	24	1155,9	-10,6	-98,8	0	0	1046,5	1046,5
Tendon losses	28	1143,7	-6,8	-100,8	0	0	1036,0	1036,0
Tendon losses	32	1131,6	-0,1	-95,1	0	0	1036,4	1036,4
Tendon losses	36	1101,9	7,6	-82,9	0	0	1026,5	1026,5
Tendon losses	40	1081,9	-2,9	-88,8	0	0	990,2	990,2
Tendon losses	42	1078,8	-9,6	-50,8	0	0	1018,4	1018,4

V vseh kablh mora biti v obeh fazah izpolnjeno:

$$s_{p,max} = 113.1 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0.75 f_{pk} = 132.75 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

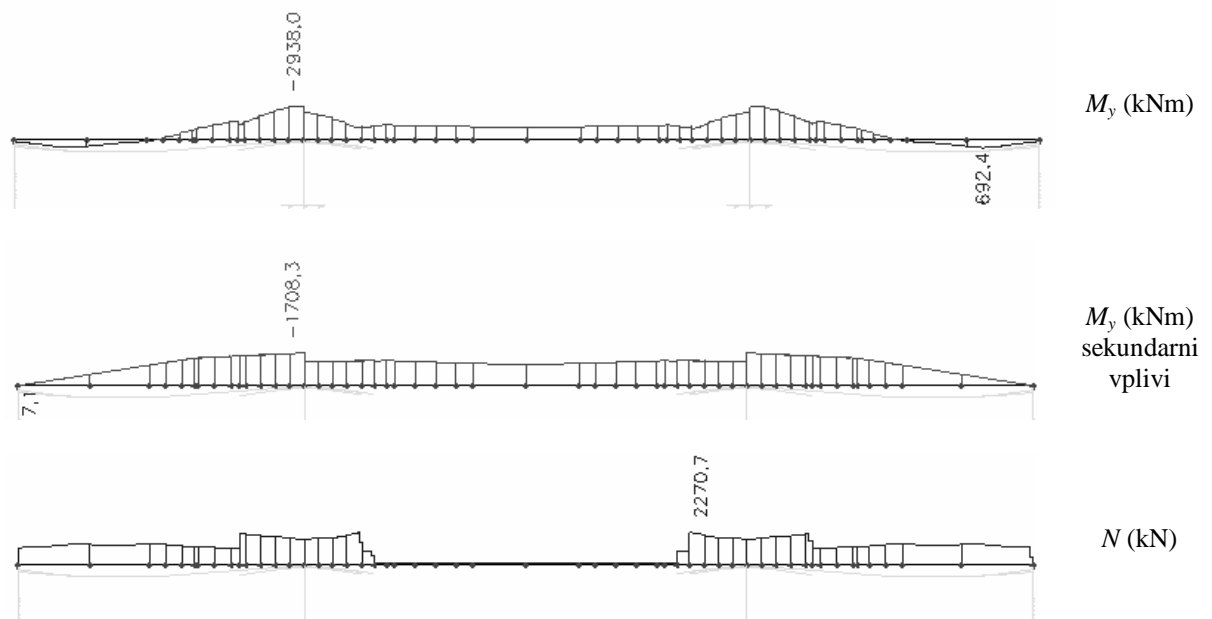
Reološki vplivi

Na sliki 58 je prikazan diagram momentov zaradi reoloških vplivov od faze odstranitve začasnih podpor do $t = \infty$, na sliki 59a pa momenti zaradi teh vplivov na sovprežnem prerezu (6-13. faza).

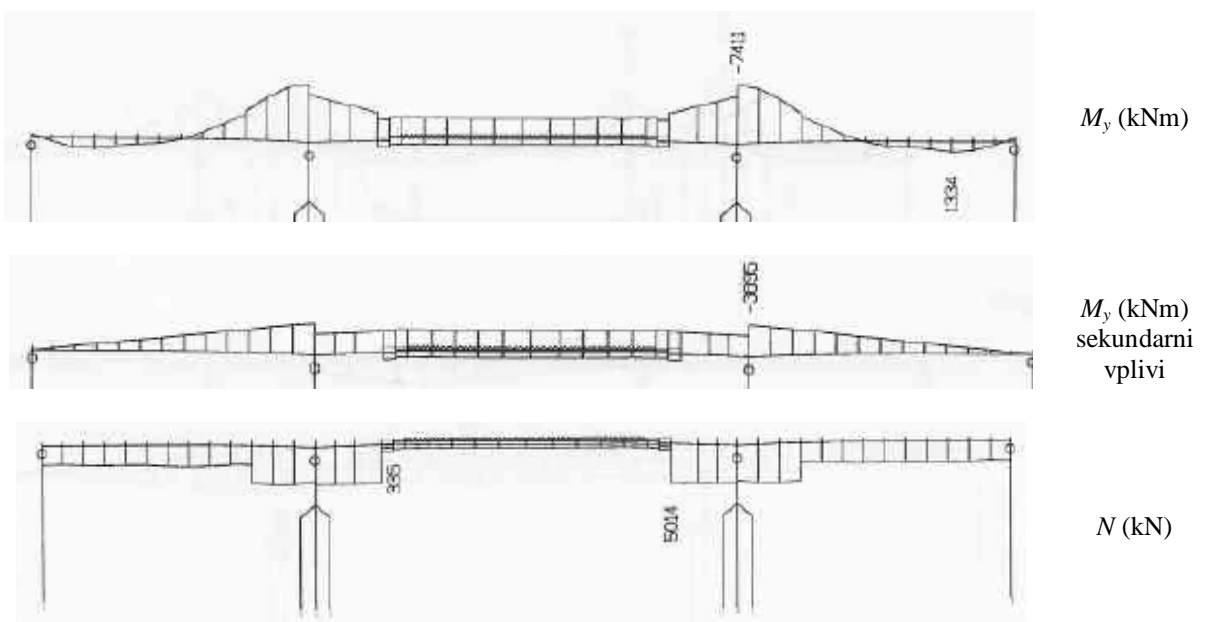


Slika 58: Moment M_y (kNm): Reološki vplivi (9-13. faza)

Iz primerjave z obremenitvami iz projekta (Slika 59b) vidimo, da so v diplomski nalogi vrednosti precej manjše. Glede na to, da je natezna osna sila predvsem posledica izgub v kabljih, ter da zaradi te natezne sile dobimo povečane momente nad podporo, sklepam, da so pri izračunu izgub v kabljih v projektu upoštevane drugačne enačbe, kot v programu ESA PT. To je bilo vidno že v fazah gradnje, kjer se v projektu pojavijo manjše osne tlačne sile kot v diplomski nalogi. V projektu so sicer upoštevani reološki vplivi v skladu s CEB-FIP90, kateri uporablja podobne enačbe kot standardi evrokod, vendar pa so se tudi v standardih evrokod enačbe za izračun upoštevanja izgub v kabljih spreminjale (po enačbah v zadnjem veljavnem evrokodu so izgube v kabljih za približno 40% manjše, kot izgube po enačbah v predstandardih evrokodov ENV).



Slika 59a: Obremenitve: Reološki vplivi (6-13. faza)



Slika 59b: Obremenitve: Reološki vplivi na sovprežnem prerezu (Vir: Ponting, 2007, str. 52, 53)

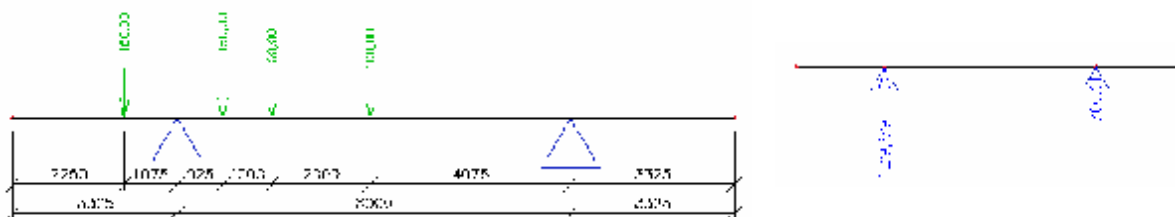
5.2 Faza uporabe

Vpliv prometne obtežbe in temperature v fazi uporabe modeliram na ravninskem modelu, saj tako lažje izračunam vplivnico obremenitev za prometno obtežbo. Vpliv vetra, horizontalno prometno obtežbo ter potresni vpliv pa obravnavam na prostorskem modelu v poglavju 6.

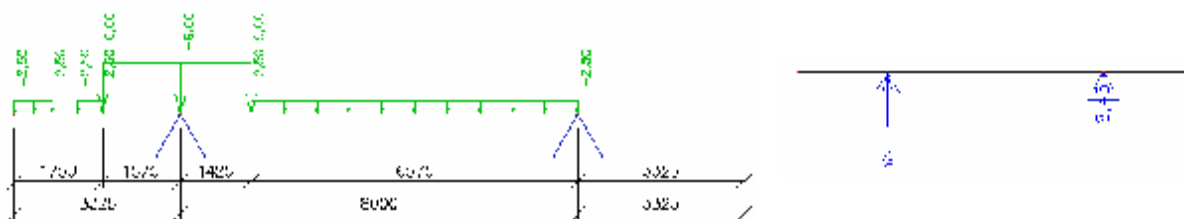
5.2.1 Računski model

Računski model je enak ravninskemu modelu, uporabljenem v fazi gradnje, le da pilote zaradi krajšega izračuna, podprem z elastičnimi podporami ter betonski nosilec modeliram z elementom s spremenljivo višino.

Najprej določim delež prometne obtežbe (reakcijo), ki se gledano v prečni smeri prenese na en nosilec. Ploščo v prečni smeri modeliram z nosilcem, ki je dvakrat podprt z rebroma mostu. Obtežba ter reakcije za TS sistem prometnega modela LM1 so prikazani na sliki 60, za UDL sistem pa na sliki 61.



Slika 60: Obtežba in reakcije TS sistema



Slika 61: Obtežba in reakcije UDL sistema

Vplivnice prometne obtežbe izračunam za tri primere obremenitev ravninskega modela:

- karakteristična vrednost:

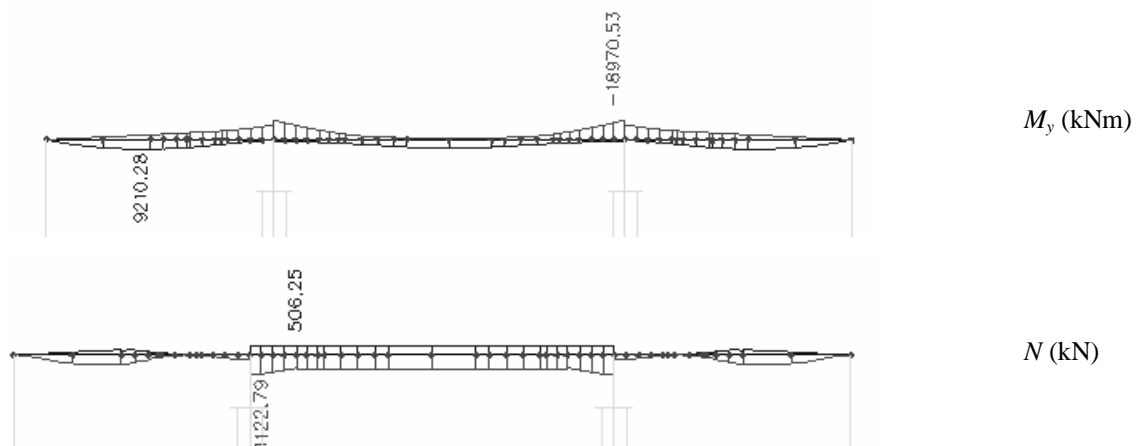
TS sistem: $Q = 429.7 \text{ kN}$ (2x na razdalji 1.2 m)

UDL sistem: $q = 38.1 \text{ kN/m}$

- kombinacijska, pogosta vrednost:
TS sistem: $Q = 0.75 \cdot 429.7 = 322.3 \text{ kN}$ (2x na razdalji 1.2 m)
UDL sistem: $q = 0.4 \cdot 38.1 = 15.2 \text{ kN/m}$
- navidezno-stalna vrednost (le za potresno kombinacijo):
UDL sistem: $q = 0.2 \cdot 38.1 = 7.6 \text{ kN/m}$

5.2.2 Obremenitve

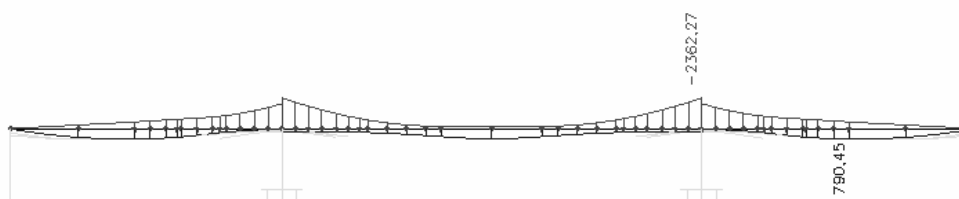
Na slikah 62 - 64 so prikazane ovojnice obremenitev v prekladi zaradi premične prometne obtežbe. Iz primerjave vrednosti momentov med ravninskim in prostorskim modelom iz poglavja 6 vidimo, da so v primeru ravninskega modela vrednosti nad podporo večje za 12.5%, v polju pa celo za 19.8%. Zaradi tega se določim, da pri izračunu kombinacij, vrednosti iz ovojnice obremenitev prometne obtežbe reduciram za 15%.



Slika 62: Ovojnica obremenitev: karakteristične vrednosti

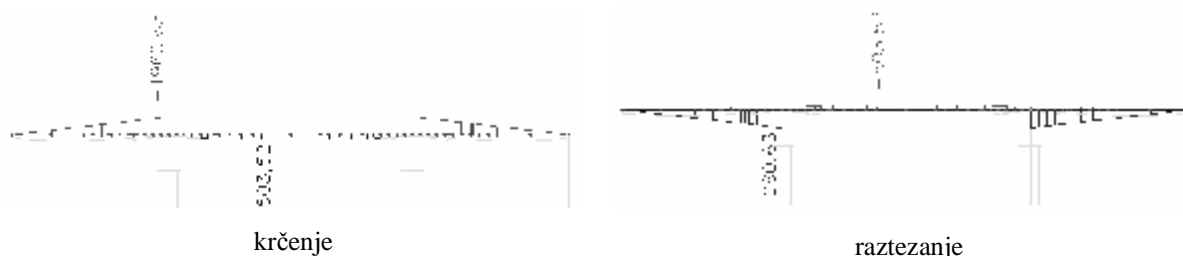


Slika 63: Momenti M_y (kNm): pogoste vrednosti

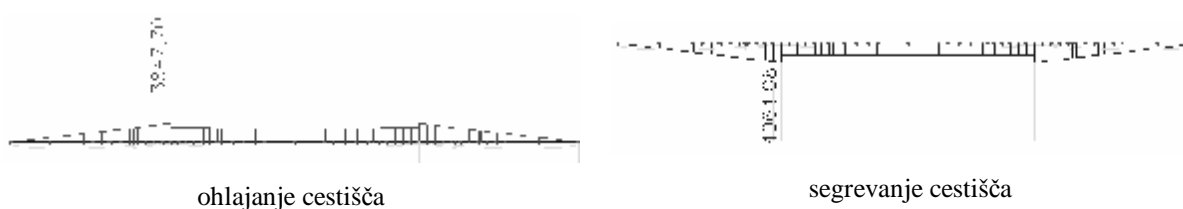


Slika 64: Momenti M_y (kNm): navidezno stalne vrednosti

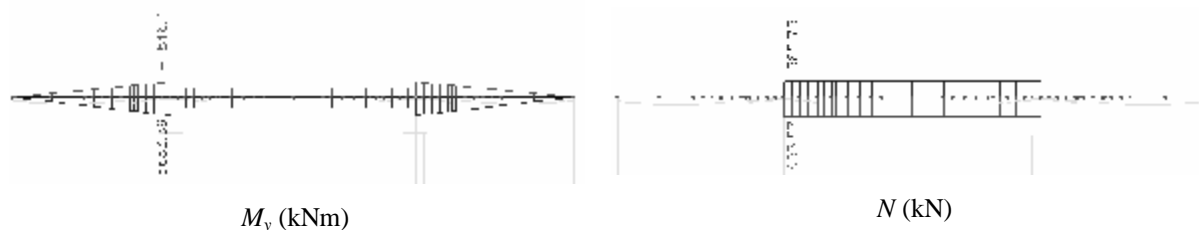
Na sliki 65 je prikazan potek momentov v primeru enakomerne temperaturne spremembe, na sliki 66 pa v primeru neenakomerne. Ovojnica obremenitev za vseh osem možnih kombinacij enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe je prikazana na sliki 67.



Slika 65: Momenti M_y (kNm): enakomerna sprememba T



Slika 66: Momenti M_y (kNm): neenakomerna sprememba T



Slika 67: Ovojnica kombinacij temperaturnega vpliva

V preglednici 17 so povzete obremenitve v določenih gredah za vse obtežne primere dobljene na ravninskem (poglavje 5) oz. prostorskem modelu (poglavje 6). V primeru ovojnic so izpisane maksimalne ter minimalne vrednosti. Obremenitve zaradi stalne teže, prednapenjanja ter reoloških vplivov (kombinacije K1, K2, K3, K4) so vzete iz diagramov notranjih sil v 12. in 13. fazi gradnje. Pri analizi prekladne konstrukcije ni upoštevana prometna skupina gr3, katera je merodajna le za preračun betonske plošče v prečni smeri. Za obtežne primere so v preglednici uporabljene naslednje oznake:

K1 (MSU):	$1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R$	12. faza ($t = 130$ dni)
K2 (MSN):	$1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R$	12. faza ($t = 130$ dni)
K3 (MSU):	$1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R$	13. faza ($t = \infty$)
K4 (MSN):	$1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R$	13. faza ($t = \infty$)

- P_{kar} : vertikalna prometna obtežba – karakteristične vrednosti modela LM1 (gr1a)
 P_{pog} : vertikalna prometna obtežba – pogoste vrednosti modela LM1 (gr2)
 P_{nav} : vertikalna prometna obtežba – navidezno stalne vrednosti modela LM1 (potres)
 P_{hor} : horizontalna prometna obtežba – zavorna + centrifugalna sila (gr2)
 T_k : temperaturna obtežba
 $F_{wk}, F_{wk,p}$: veter (vpliv vetra na preklado v vzdolžni smeri je zanemarljiv)
 A_{Ed} : potres

Preglednica 17: Obremenitve prekladne konstrukcije

	K1	K2	K3	K4	P_{kar}	P_{pog}	P_{nav}	P_{hor}	T_k	A_{Ed}
GREDA 1										
M_y (kNm)	-3379	1743	-2619	2455	-3961	-2122	-483	-195	-2216	-824
					7829	4693	739	195	2598	824
N (kN)	-15338	-15374	-14226	-14444	-407	-268	-45	81	0	3209
					231	129	29		0	
V_z (kN)	622	792	603	774	1148	677	105	-11	162	196
					-698	-407	-66		-138	-196
GREDA 7										
M_y (kNm)	-7209	-10040	-7352	-10321	-7522	-3986	-943	-400	-3849	-1110
					4247	2587	340	400	4514	1110
N (kN)	-24795	-24784	-23127	-23117	-26	-14	-4	146	0	2450
					31	17	4		0	
V_z (kN)	-1053	-1795	-1109	-1851	-1198	-672	-129	-11	162	210
					128	65	7		-138	-210
GREDA 11										
M_y (kNm)	-10943	-21309	-12334	-22700	-12532	-6230	-1806	-559	-4846	1384
					808	504	57	559	5684	-1384
N (kN)	-25016	-25109	-23556	-23649	-252	-129	-36	210	0	2646
V_z (kN)	-3836	-5082	-3792	-5038	-1144	-828	-177	-11	162	370
									-138	-370
GREDA 12										
M_y (kNm)	-14590	-25666	-16108	-27184	-16125	-8571	-2208	-611	-3103	1507
					1990	1108	219	611	3282	-1507
N (kN)	-25400	-25648	-24054	-24303	-845	-451	-104	220	-654	2646
					310	172	35	-257	566	
V_z (kN)	2995	4177	2971	-4153	1651	883	203	-20	0	363
					-106	-59	-12		0	-363
GREDA 15										
M_y (kNm)	-16211	-21028	-16629	-21728	-10056	-5184	-1345	-471	-3109	-903
					2267	1318	208	471	3268	903
N (kN)	-24163	-24295	-22603	-22736	-543	-5184	-60	340	-654	2500
					72	1318	26	-230	566	
V_z (kN)	1029	1807	1116	1893	1372	789	168	-20	0	270
					-129	-65	-14		0	-270

se nadaljuje...

... nadaljevanje

	K1	K2	K3	K4	P_{kar}	P_{pog}	P_{nav}	P_{hor}	T_k	A_{Ed}
GREDA 16										
M_y (kNm)	-13836	-18192	-14348	-18704	-8019	-4129	-1074	-424	-3111	-868
					2571	1520	233	424	3263	868
N (kN)	-9850	-9970	-9174	-9294	-471	-268	-49	320	-654	2500
					19		22	-220	566	
V_z (kN)	2003	2711	2023	2730	1308	755	156	-20	0	235
					-146	-71	-15		0	-235
GREDA 17										
M_y (kNm)	-8548	-12842	-9146	-13440	-5750	-3442	-897	-378	-3121	-1968
	-5009	-6710	-5606	-7308	2905	1727	273	378	3241	1968
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-483	-277	-49	-214	-654	2464
							19	321	566	
V_z (kN)	1945	2629	1944	2630	1308	725	146	-20	0	191
					-159	-91	-17		0	-191
GREDA 18										
M_y (kNm)	-5009	-6710	-5606	-7308	-4581	-2338	-626	-329	-3121	-1753
	-1158	-1521	-1753	-2116	3842	2306	328	329	3240	1753
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-438	-257	-40	-211	-654	2234
							10	339	566	
V_z (kN)	1674	2255	1674	2266	1205	676	130	-20	0	202
					-199	-116	-20		0	-202
GREDA 19										
M_y (kNm)	2062	2802	1458	2208	4599	2739	404	283	3237	1537
	-1158	-1521	-1753	-2116	-3064	-1561	-420	-283	-3123	-1537
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-285	-180	-28	-210	-654	2038
					70	71		358	566	
V_z (kN)	1407	1895	1408	1896	1101	624	115	-20	0	206
					-249	-147	-22		0	-206
GREDA 20										
M_y (kNm)	4596	6226	4002	5632	5386	3177	491	233	3236	1286
	2062	2802	1458	2208	-2231	-1186	-278	-233	-3123	-1286
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-406	-235	-39	-209	-654	1800
					170	111	9	378	566	
V_z (kN)	1142	1538	1143	1538	997	571	101	-20	0	205
					-306	-181	-27		0	-205
GREDA 21										
M_y (kNm)	6160	8328	5566	7735	6020	3531	561	184	3235	1028
	4596	6226	4002	5632	-1681	-924	-193	-184	-3124	-1028
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-626	-329	-80	-208	-654	1522
					375	193	50	395	566	
V_z (kN)	878	1181	879	1181	892	516	88	-20	0	195
					-357	-212	-32		0	-195
GREDA 22										
M_y (kNm)	8375	11288	7781	10694	7363	4138	712	144	3236	1066
	6160	8328	5566	7735	-1681	-781	-157	-144	-3124	-1066
N (kN)	-516	-640	-472	-596	-695	-362	-91	-298	-654	1594
					428	214	62	457	566	
V_z (kN)	669	898	669	898	814	475	78	-20	0	172
					-567	-337	-50		0	-172

5.2.3 MSU – kontrole v fazi uporabe

Pri kontroli MSU v fazi uporabe je potrebno upoštevati naslednje obtežne kombinacije:

- karakteristične kombinacije:

$$\text{MSU 1: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + \text{gr1a} (P_{kar}) + 0.6 F_{wk,p}$$

$$\text{MSU 2: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + \text{gr1a} (P_{kar}) + 0.6 T_k$$

$$\text{MSU 3: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + \text{gr2} (P_{pog} + P_{hor}) + 0.6 T_k$$

$$\text{MSU 4: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + F_{wk}$$

$$\text{MSU 5: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + T_k + P_{pog}$$

- pogoste kombinacije:

$$\text{MSU 6: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + P_{pog}$$

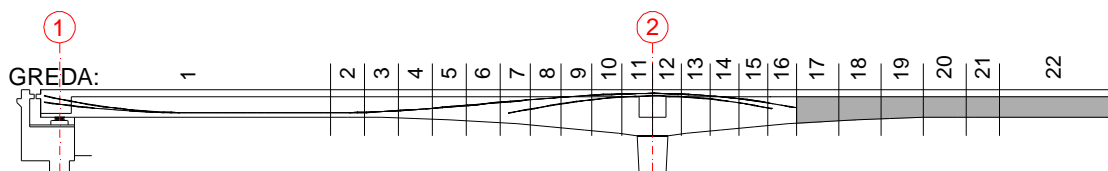
$$\text{MSU 7: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 0.6 T_k$$

$$\text{MSU 8: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 0.2 F_{wk}$$

- navidezno stalna kombinacija:

$$\text{MSU 9: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 0.5 T_k$$

V preglednici 18 so izračunane napetosti za posamezne prereze betonskega dela prekladne konstrukcije za merodajne obtežne kombinacije največjih in najmanjših vrednosti momentov, v preglednici 19 pa napetosti v prerezih sovprežnega dela in sicer za nerazpokane prereze, potrebno pa je upoštevati tudi vpliv elastičnega strižnega zaostajanja pri sovprežnih prerezih, v našem primeru je to le pri gredi 17 (glej sliko 48). Karakteristike prerezov so dobljene iz programa, v primeru sovprežnega prereza so podane glede na materialne lastnosti betona.



Slika 68: Pozicija gred

Preglednica 18: Napetosti v betonskem delu prekladne konstrukcije

PREREZ:	greda 1		greda 7		greda 11		greda 12		greda 15		greda 16	
A (cm ²)	46724		57138		63719		63719		56789		54479	
W _{el,y,zgoraj} (cm ³)	1931270		3439132		4515463		4515463		3385621		3032168	
W _{el,y,spodaj} (cm ³)	959162		1859817		2566579		2566579		1825326		1603988	
Karakter. komb.	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 5
M _y (kNm)	-8945	7088	-17706	1827	-28645	-3089	-35497	-9193	-28246	-10937	-24792	-8281
N (kN)	-15091	-13979	-23094	-25377	-23556	-25712	-24641	-25238	-22603	-24794	-10332	-10114
S _{zgoraj} (MPa)	1,4	-6,7	1,1	-5,0	2,6	-3,4	4,0	-1,9	4,4	-1,1	6,3	0,9
S _{spodaj} (MPa)	-12,6	4,4	-13,6	-3,5	-14,9	-5,2	-17,7	-7,5	-19,5	-10,4	-17,4	-7,0
Pogosta komb.	MSU 6	MSU 6	MSU 6	MSU 6	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7
M _y (kNm)	-5659	2095	-11615	-2656	-18997	-5901	-25109	-11691	-21173	-13654	-18764	-11212
N (kN)	-15200	-14088	-23145	-25392	-23556	-25574	-25054	-25988	-21603	-24794	-9678	-10506
S _{zgoraj} (MPa)	-0,3	-4,1	-0,7	-3,7	0,5	-2,7	1,6	-1,5	2,3	-0,3	4,4	1,8
S _{spodaj} (MPa)	-9,2	-0,8	-10,3	-5,9	-11,1	-6,3	-13,7	-8,6	-15,5	-11,8	-13,5	-8,9
Navidezno stalna komb.	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9
M _y (kNm)	-4487	-1320	-9277	-3166	-14757	-6470	-17160	-12019	-17184	-13981	-15903	-11539
N (kN)	-15338	-14226	-23127	-25410	-23556	-25574	-23488	-25988	-22930	-24794	-9174	-10114
S _{zgoraj} (MPa)	-1,0	-2,4	-1,4	-3,5	-0,4	-2,6	-0,2	-1,4	1,0	-0,2	3,6	1,9
S _{spodaj} (MPa)	-8,0	-4,4	-9,0	-6,1	-9,4	-6,5	-10,6	-8,8	-13,5	-12,0	-11,6	-9,1

Preglednica 19: Napetosti v sovprežnem delu prekladne konstrukcije

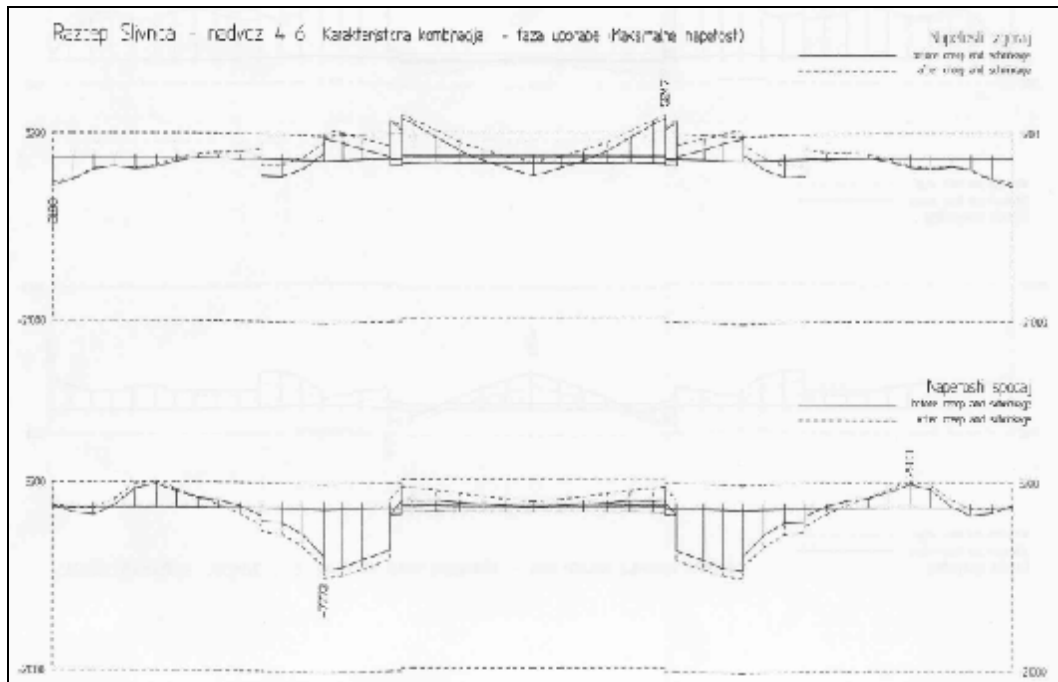
PREREZ:	greda 17		greda 18		greda 19		greda 20		greda 21		greda 22	
A (cm ²)	35746		35669		34112		33851		33813		34151	
W _{el,y,zgoraj} (cm ³)	2582342		2421967		2079436		1905259		1775896		1816624	
W _{jeklo,zgoraj} (cm ³)	22446515		27262659		67235112		26320796		17956284		27249356	
W _{jeklo,spodaj} (cm ³)	774986		740570		574503		532246		509384		556039	
Karakter. komb.	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 5	MSU 2	MSU 5	MSU 2
M _y (kNm)	-16669	774	-12378	5552	-6904	9542	-2933	13894	-110	15109	1607	18488
N (kN)	-423	-1569	-374	-521	22	-1578	213	-1707	772	-1142	323	-1754
S _{zgoraj} (MPa)	6,3	-0,7	5,0	-2,4	3,3	-5,1	1,6	-7,8	0,3	-8,8	-0,8	-10,7
S _{jeklo,zgoraj} (MPa)	3,9	-2,9	2,2	-2,2	-0,6	-2,0	-0,3	0,1	1,4	3,1	0,9	1,0
S _{jeklo,spodaj} (MPa)	-133,6	3,5	-103,9	45,4	-74,2	99,7	-33,6	158,1	0,1	181,1	18,4	202,2
Pogosta komb.	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7	MSU 6	MSU 7	MSU 6
M _y (kNm)	-12827	-2369	-8106	1965	-3632	5610	-416	9590	2128	10506	3692	13290
N (kN)	-768	-472	-747	-894	-864	-543	-132	-870	-132	-1011	-132	-1006
S _{zgoraj} (MPa)	4,8	0,8	3,1	-1,1	1,5	-2,9	0,2	-5,3	-1,2	-6,2	-2,1	-7,6
S _{jeklo,zgoraj} (MPa)	2,2	-0,2	0,5	-2,0	-1,9	-0,5	-0,3	0,7	0,5	1,8	0,6	1,2
S _{jeklo,spodaj} (MPa)	-103,6	-19,7	-68,9	14,8	-40,6	59,3	-5,1	109,7	25,6	125,5	40,8	145,8
Navidezno stalna komb.	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9	MSU 9
M _y (kNm)	-10707	-2369	-7167	1119	-3315	4300	-104	7810	2440	8347	4004	10428
N (kN)	-472	-472	-189	-902	-189	-336	-192	-799	-189	-946	-189	-946
S _{zgoraj} (MPa)	4,0	0,8	2,9	-0,7	1,5	-2,2	0,0	-4,3	-1,4	-5,0	-2,3	-6,0
S _{jeklo,zgoraj} (MPa)	2,1	-0,2	1,3	-1,8	-0,6	-0,2	-0,4	0,4	0,5	1,1	0,6	0,7
S _{jeklo,spodaj} (MPa)	-86,1	-19,7	-60,1	7,8	-36,0	45,6	-1,6	89,2	29,2	99,5	44,1	114,1

Primerjava z napetostmi iz projekta

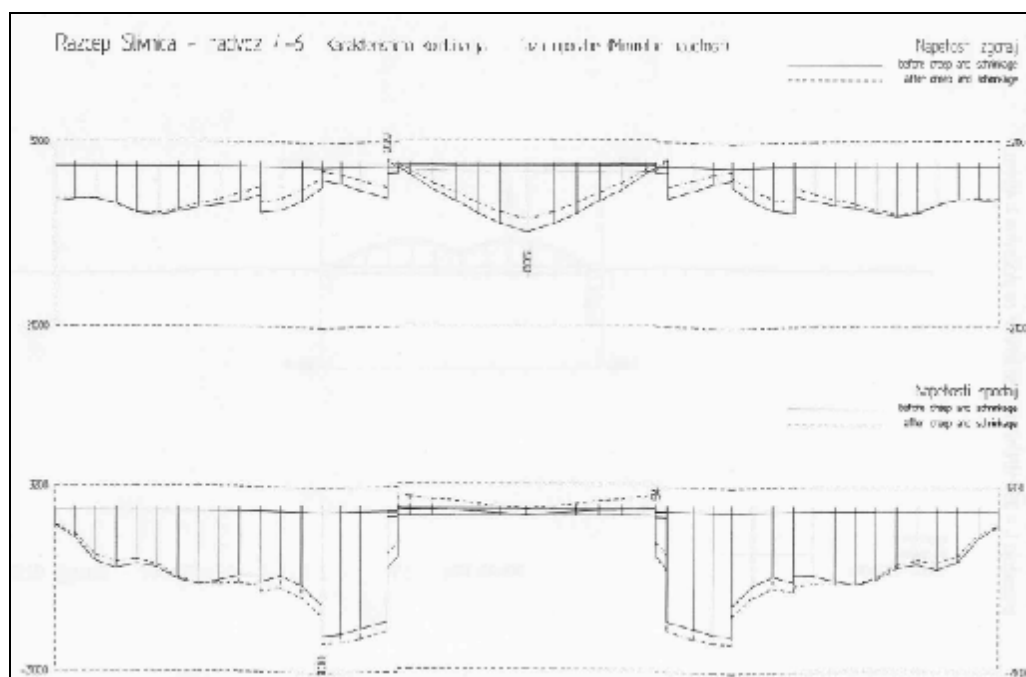
Na slikah 69 in 70 so prikazane minimalne in maksimalne napetosti v betonu za karakteristično obtežno kombinacijo v fazi uporabe iz projekta. Primerjava z vrednostmi iz preglednic 18 in 19 je prikazana v preglednici 20. Razvidno je, da so si napetosti precej podobne, predvsem to velja za merodajne tlačne napetosti zgoraj nad podporo (greda 12) ter natezne napetosti zgoraj na sovprežnem prerezu (greda 17). Največja razlika se pojavi pri nateznih napetostih zgoraj v gredi 16, kar je posledica upoštevanja večje ekscentričnosti sidrišča kablov v primeru diplomske naloge. Največje natezne napetosti se pojavijo prav v tej gredi in sicer 6.3 MPa.

Preglednica 20: Primerjava napetosti (MPa): MSU- karakteristična kombinacija

PREREZ:		diplomska naloga		projekt	
		zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj
Greda 1	min.	-6.7	-12.6	≈ -6.0	≈ -10.0
	max.	1.4	4.4	≈ 1.5	3.2
Greda 12	min.	-1.9	-17.7	≈ -1.0	-16.0
	max.	4.0	-7.5	≈ 3.5	-7.8
Greda 16	min.	0.9	-17.4	≈ -3.0	≈ -14.0
	max.	6.3	-7.0	≈ 2.0	≈ -5.0
Greda 17	min.	-0.7	/	0.8	/
	max.	6.3	/	5.2	/



Slika 69: Maksimalne napetosti (MPa): MSU - karakteristična kombinacija (Vir: Ponting, 2007, 62 str.)



Slika 70: Minimalne napetosti (MPa): MSU - karakteristična kombinacija (Vir: Ponting, 2007, 63 str.)

5.2.3.1 Kontrola napetosti v betonu

Omejitev tlačnih napetosti

Pri navidezno stalni obtežni kombinaciji mora za tlačne napetosti v betonu veljati:

$$s_{c,max} = 15.5MPa \leq 0.45 f_{ck} = 15.75MPa \quad \dots \text{(greda 15) izpolnjeno}$$

Za karakteristično kombinacijo pa mora veljati:

$$s_{c,max} = 19.5MPa \leq 0.60 f_{ck} = 21.0MPa \quad \dots \text{(greda 15) izpolnjeno}$$

Omejitev nateznih napetosti

Glede na to, da je na sovprežni prekladi za natezne napetosti v betonu pri karakteristični kombinaciji izpolnjen spodnji pogoj, ni potrebno upoštevati razpokanosti betona pri globalni analizi konstrukcije:

$$s_{t,max} = 6.3MPa \leq 2 f_{ctm} = 6.4MPa \quad \dots \text{(greda 17) izpolnjeno}$$

5.2.3.2 Kontrola napetosti v konstrukcijskem jeklu

Kontrolo napetosti v konstrukcijskem jeklu je potrebno izvesti za karakteristično kombinacijo in sicer na razpokanem sovprežnem prerezu z upoštevanjem elastičnega strižnega zaostajanja (le pri gredi 17). Kontrolo izvedem za grede 17, 18 in 19, kjer se pojavijo največji nategi. Potrebno je izvesti naslednje kontrole napetosti:

$$s_{Ed,ser} = \frac{N_{Ed,ser}}{A_{eff}} + \frac{M_{Ed,ser}}{W_{eff}} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}} = \frac{355}{1.0} = 355 \text{ MPa} \quad (12)$$

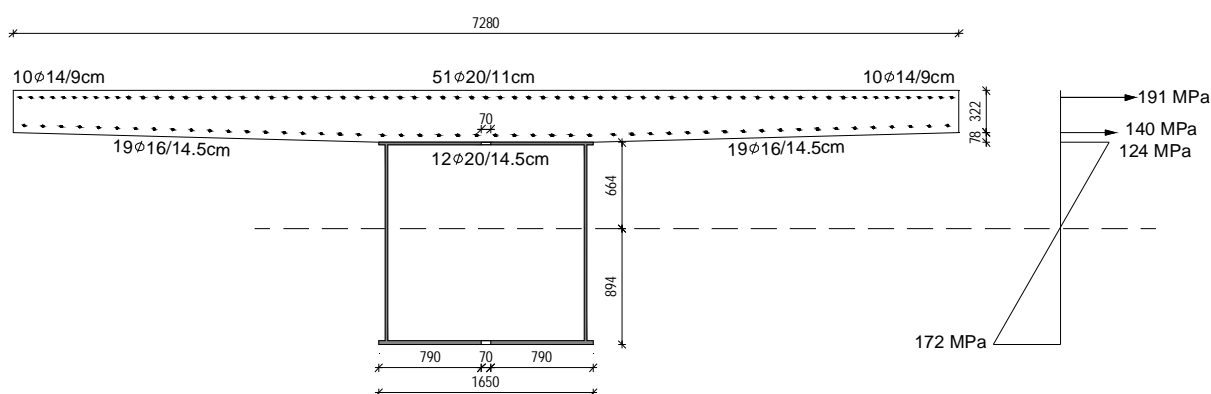
$$t_{Ed,ser} = \frac{V_{Ed,ser}}{2h_w t_w} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}g_{M,ser}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 205.0 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$s_{Mises} = \sqrt{s_{Ed,ser}^2 + 3t_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{g_{M,ser}} = 355 \text{ MPa} \quad (14)$$

Pri tem naredim poenostavitve in pri izračunu Von Misesovih napetosti upoštevam hkratno delovanje maksimalnih normalnih in strižnih napetosti, s čimer sem na varni strani. Izračun napetosti je prikazan v preglednici 21, izbrana armatura ter napetosti v merodajnem prerezu (greda 17) pa so prikazane na sliki 71.

Preglednica 21: Izračun napetosti v sovprežnih prerezi: Karakteristična kombinacija

PREREZ:	greda 17	greda 18	greda 19	
MSU kombinacija	MSU 2	MSU 2	MSU 2	
$M_{Ed,ser}$ (kNm)	-16669	-12378	-6904	
$N_{Ed,ser}$ (kN)	-423	-374	22	
$V_{Ed,ser}$ (kN)	3150	2770	2409	
<i>Karakteristike prereza:</i>				
A (cm ²)	1699	1701	1453	
$W_{arm,zgoraj}$ (cm ³)	86072	82670	73102	
$W_{jeklo,zgoraj}$ (cm ³)	132140	127988	120067	
$W_{jeklo,spodaj}$ (cm ³)	98144	95423	75410	
<i>Kontrola napetosti:</i>				
$s_{arm,zgoraj}$ (MPa)	191,2	147,5	43,7	
$s_{jeklo,zgoraj}$ (MPa)	123,7	94,5	57,7	< 355
$s_{jeklo,spodaj}$ (MPa)	-172,3	-131,9	-91,4	< 355
$t_{Ed,ser}$ (Mpa)	51,5	47,8	58,4	< 205
$s_{Mises,zgoraj}$ (MPa)	152,4	125,6	116,4	< 355
$s_{Mises,zgoraj}$ (MPa)	194,0	155,7	136,3	< 355



Slika 71: Napetosti v razpokanem sovprežnem prerezu (greda 17): Karakteristična kombinacija

5.2.3.3 Omejitev razpok

Sovprežni del

Za sovprežni del mora veljati omejitev razpok $w_{max} \leq 0.3$ mm pri navidezno stalni obtežni kombinaciji. V skladu z evrokod standardi se lahko omejitev razpok zagotovi brez neposrednega računa z najmanjšo potrebno armaturo ter omejitvijo premera in razmika med palicami. V preglednici 22 so prikazane napetosti v armaturi za razpokane sovprežne prereze, kjer se pojavijo največji nategi v sovprežni plošči. Karakteristike prerezov so enake kot v točki 5.2.3.2.

Preglednica 22: Izračun napetosti v sovprežnih prerezih: Navidezno stalna kombinacija

PREREZ:	greda 17	greda 18	greda 19
MSU kombinacija	MSU 9	MSU 9	MSU 9
M_y (kNm)	-10707	-7167	-3315
N (kN)	-472	-189	-189
<i>Karakteristike prereza:</i>			
A (cm ²)	1699	1701	1453
$W_{arm,zgoraj}$ (cm ³)	86072	82670	73102
$W_{el,y,jeklo\ zgoraj}$ (cm ³)	132140	127988	120067
$W_{el,y,jeklo\ spodaj}$ (cm ³)	98144	95423	75410
<i>Napetosti:</i>			
$S_{arm,zgoraj}$ (MPa)	121,6	85,6	43,7
$S_{jeklo,zgoraj}$ (MPa)	78,2	54,9	26,3
$S_{jeklo,spodaj}$ (MPa)	-111,9	-76,2	-45,3

Pri sovprežnih nosilcih, kjer plošča ni prednapeta in je obravnavana kot razpokana, je potrebno napetostim v armaturi ($s_{s,0}$) zaradi notranjih sil na sovprežnem prerezu, brez upoštevanja betona v nategu, prišteti napetosti zaradi vpliva utrjevanja betona med razpokami ($\Delta s_{s,0}$) (SIST EN 1994-1-1: točka 7.4.3):

$$s_s = s_{s,0} + \Delta s_s \quad (15)$$

$$\Delta s_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{a_{st} r_s} = \frac{0.4 \cdot 3.2}{1.87 \cdot 0.01137} = 60.2 MPa \quad (16)$$

kjer je:

$$r_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{A_{s,zgoraj} + A_{s,spodaj}}{A_{ct}} = \frac{191.9 + 114.1}{26924.3} = 0.01137 \quad \dots \text{ količnik armature}$$

$$a_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} = \frac{1562 \cdot 7862142}{1256 \cdot 5216754} = 1.87 \quad \dots \text{ razmerje med karakteristikami sovprežnega prereza}$$

(brez upoštevanja betona v nategu) in jeklenega prereza

Tako dobimo maksimalne napetosti v armaturi pri navidezno stalni obtežni kombinaciji:

$$s_s = 121.6 + 60.2 = 181.8 MPa$$

Glede na preglednico 7.1 in 7.2 standarda SIST EN 1994-1-1 mora za $w_k \leq 0.3$ mm veljati:

- $s_s \leq 224$ MPa (palice $\varnothing 20$) omejitev premera palic
- $s_s \leq 280$ MPa ($e_{max} = 150$ mm) omejitev razmika palic

Oba pogoja sta izpolnjena, izkaže se celo, da so projektne širine razpok manjše od vrednosti $w_k = 0.2$ mm, glede na pogoja $s_s \leq 184$ MPa (palice $\varnothing 20$) zaradi omejitve premera in $s_s \leq 200$ MPa ($e_{max} = 150$ mm) zaradi omejitve razmika palic.

Minimalna natezna armatura v sovprežnem prerezu znaša: $A_s = k_s k_c f_{ct,eff} A_{ct} / s_s$

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 MPa$... predpostavljena natezna trdnost betona ob nastanku razpok

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0.3 = 0.924 \leq 1.0$$

$$h_c = 32.2 \text{ cm}, \quad z_0 = 21.5 + 5.2 = 26.7 \text{ cm}$$

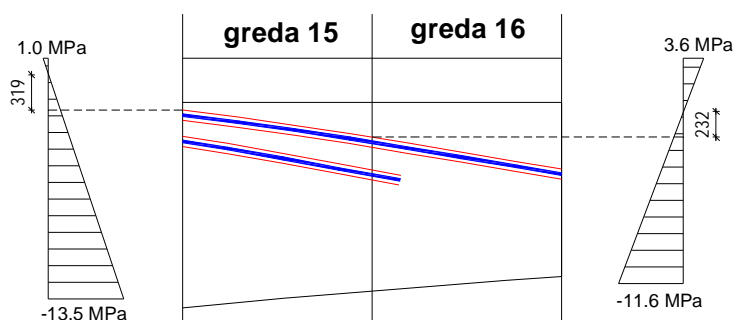
$A_{ct} = 26924.3 \text{ cm}^2$... površina natezne cone – sodelujoča površina betonske pasnice

$s_s = 224$ MPa ... največja dovoljena napetost v armaturi po razpokanju (preglednica 7.1)

$$A_{s,min} = 0.9 \cdot 0.924 \cdot 0.8 \cdot 0.3 \cdot 26924.3 / 22.4 = 239.9 \text{ cm}^2 \leq A_{s,izbrana} = 191.9 + 114.1 = 306.0 \text{ cm}^2$$

Prednapeti del

Omejitev dekompresije pri navidezno stalni kombinaciji za mostove zahteva, da vsi deli kablov oz. zaščitnih cevi ležijo najmanj 100 mm globoko v tlačnem betonu. Iz preglednice 18 je razvidno, da se za to kombinacijo v krajnem razponu v betonskem delu pojavijo le tlačne napetosti. V gredi 15 in 16 se zgoraj pojavijo tudi nategi, vendar je na sliki 72 prikazano, da zaščitne cevi kablov ležijo več kot 100 mm globoko v tlačnem betonu.



Slika 72: Položaj zaščitnih cevi kablov

5.2.3.4 Kontrola napetosti v armaturi

Zaradi omejitve trajnih razpok morajo biti za karakteristično kombinacijo napetosti v armaturi manjše od $0.8f_{sk}$. Napetosti v armaturi za gredo 17 dobim v preglednici 21, prišteti pa jim je potrebno tudi dodatne napetosti zaradi vpliva utrjevanja betona med razpokami, izračunanih v točki 5.2.3.3:

$$s_{s,\max} = s_{s,0} + \Delta s_{s,0} = 191.2 + 60.2 = 251.2 \text{ MPa} \leq 0.8f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

5.2.3.5 Dihanje stojine

Dihanje stojine brez vzdolžnih ojačitev stojine je preprečeno, če je izpolnjen pogoj:

$$h_w / t_w \leq \min(30 + 4L ; 300),$$

kjer je L razpon polja podan v metrih ($L \geq 20\text{m}$).

V našem primeru velja: $(h_w / t_w)_{\max} = 91.7 \leq \min(30 + 4 \cdot 54; 300) = 246$

5.2.4 MSN – kontrole nosilnosti

Kontrole v MSN izvedem le za sovprežni del prekladne konstrukcije, dimenzioniranje mehke armature v prednapetem delu ni obravnavano v diplomski nalogi. Pri kontroli MSN v fazi uporabe so upoštevane naslednje obtežne kombinacije:

- stalna in začasna projektna stanja:

$$\text{MSN 1: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr1a } (P_{kar}) + 1.5 \times 0.6 F_{wk,p}$$

$$\text{MSN 2: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr1a } (P_{kar}) + 1.5 \times 0.6 T_k$$

$$\text{MSN 3: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr2 } (P_{pog} + P_{hor}) + 1.5 \times 0.6 T_k$$

$$\text{MSN 4: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.5 F_{wk}$$

$$\text{MSN 5: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.5 T_k + 1.35 P_{pog}$$

- potresna kombinacija:

$$\text{MSN 6: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.0 A_{Ed} + 0.20 \text{ gr1a } (P_{nav}) + 0.5 T_k$$

V preglednici 23 je prikazan izračun napetosti v jeklenem nosilcu sovprežnega dela v MSN. Določene so glede na karakteristike bruto sovprežnega prereza. Pri kontroli v MSN je potrebno upoštevati razpokanost betona (predpostavka, da beton v nategu nič ne nosi) ter učinkovite prereze jeklenega nosilca zaradi vpliva strižnega zaostajanja in lokalnega izbočenja pločevin. V našem primeru je faktor b^k enak 1.0 (poglavje 2.2.2), zato upoštevamo le vpliv izbočenja pločevin. Zgornja pasnica jeklenega prereza je preko strižnih čepov podprta s ploščo in zato ni potrebno upoštevati lokalnega izbočenja. Sodelujoča širina spodnje pasnice je določena v poglavju 2.2.2, učinkovito širino stojin (upogib + tlak) pa se določi iterativno v odvisnosti od napetosti v stojini za merodajen obtežni primer. Kontrolo napetosti izvedem le za grede 17, 18 in 19, kjer se pojavijo največje tlačne napetosti v jeklu oz. natezne v armaturi.

Preglednica 23: Izračun napetosti v jeklenem nosilcu: MSN

PREREZ:	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22						
A (cm ²)	35746	35669	34112	33851	33813	34151						
W _{el,y,zgoraj} (cm ³)	2582342	2421967	2079436	1905259	1775896	1816624						
W _{jeklo,zgoraj} (cm ³)	22446515	27262659	67235112	26320796	17956284	27249356						
W _{jeklo,spodaj} (cm ³)	774986	740570	574503	532246	509384	556039						
kombinacija	MSN 2	MSN 5	MSN 2	MSN 2	MSN 5	MSN 2	MSN 5	MSN 2	MSN 5	MSN 2	MSN 5	MSN 2
M _y (kNm)	-25901	3041	-16731	7962	-9054	12985	-4938	17510	-2018	20501	-247	25061
N (kN)	-1883	230	-1789	-110	-1836	-131	-1792	13	-1928	309	-1975	386
S _{jeklo,zgoraj} (MPa)	3,9	-0,4	0,7	-2,0	-4,2	1,0	-4,4	4,1	-4,2	7,6	-3,6	6,4
S _{jeklo,spodaj} (MPa)	-209,7	24,6	-142,6	66,2	-100,7	139,4	-60,6	203,2	-28,0	249,1	-6,3	279,1

V sodelujoči širini sovprežne plošče je izbrana naslednja armatura:

- zgornja cona: 51 Ø20 + 20 Ø14 → $A_s = 191.9 \text{ cm}^2$
- spodnja cona: 12 Ø20 + 38 Ø16 → $A_s = 114.1 \text{ cm}^2$

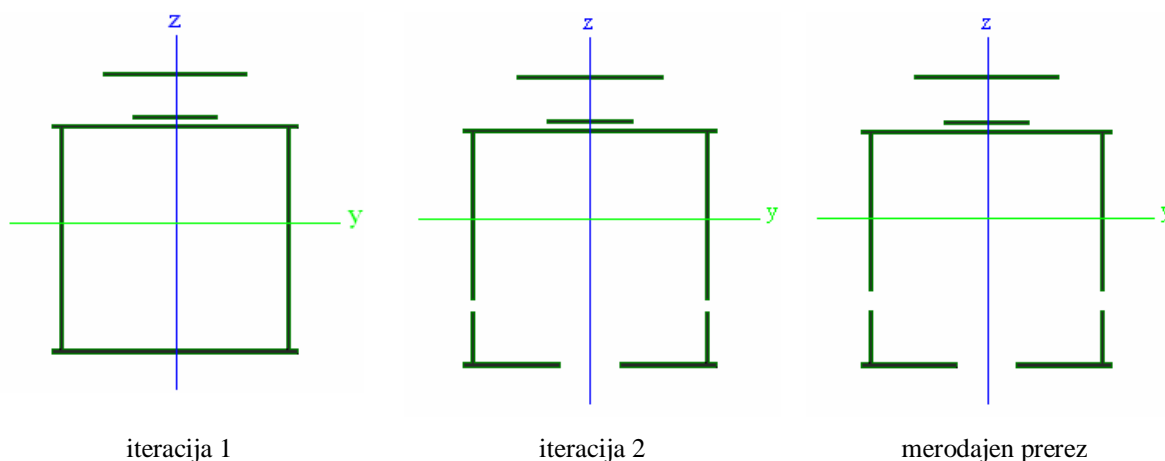
V programu armaturo modeliram z nadomestnim prerezom z enako površino v težišču posamezne cone. Za določitev sodelujoče širine v stojini izdelam izračun za dve iteraciji prikazani v preglednici 24. Napetosti za prvo iteracijo določim na bruto jeklenem prerezu, končne (merodajne) napetosti pa izračunam glede na efektivne površine dobljene v iteraciji 2. Zaradi premaknitve težiščne osi efektivnega prereza za e_N navgor je potrebno upoštevati dodatni upogibni moment $DM = Ne_N$. Tako mora biti v jeklenem prerezu izpolnjen pogoj:

$$h_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{f_y W_{eff}} \leq 1.0 \quad \text{oz.} \quad \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{f_y A_{eff}} \leq \frac{f_y}{g_{M0}}$$

Napetosti razpokanih prerezov za posamezno iteracijo ter končne napetosti so prikazane v preglednici 25. Karakteristike posameznih prerezov določim s pomočjo računalniškega programa, za gredo 17 so vnešeni prerezi prikazani na sliki 73.

Preglednica 24: Izračun efektivnih širin stojine

Stojina	Iteracija 1			Iteracija 2		
	greda 17	greda 18	greda 19	greda 17	greda 18	greda 19
$h_n=c$ (mm)	1530	1450	1375	1530	1450	1375
t (mm)	20	20	15	20	20	15
c/t	76,5	72,5	91,7	76,5	72,5	91,7
MSN kombinacija	MSN 2	MSN 2	MSN 5	MSN 2	MSN 2	MSN 5
σ_{zgoraj} (MPa)	182,1	120,2	62,8	183,5	121,0	59,8
σ_{spodaj} (MPa)	-266,5	-185,9	-132,7	-329,9	-229,9	-189,9
$\gamma = \sigma_2(\text{tlak, nateg}) / \sigma_1(\text{tlak})$	-0,683	-0,647	-0,473	-0,556	-0,526	-0,315
e	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814	0,814
c/t (mejno 3.raz)	76,9	74,9	66,5	70,3	68,9	60,4
razred kompaktnosti	4	4	4	4	4	4
k_s	16,67	15,97	12,97	14,33	13,83	10,76
I_p	0,81	0,78	1,10	0,87	0,84	1,21
r	0,91	0,93	0,74	0,87	0,89	0,68
b_c (mm)	909	881	933	983	950	1046
b_{eff} (mm)	831	822	686	855	846	715
b_{e1} (mm)	333	329	251	342	339	269
b_{e2} (mm)	499	493	436	513	508	446
Spodnja pasnica v tlaku						
b_{eff} (mm)	1107	1107	963	1107	1107	963
$b_{neefektivno}$ (mm)	403	403	557	403	403	557



Slika 73: Vnešeni prerezi za gredo 17

Preglednica 25: Napetosti v razpokanem sovprežnem prerezu za posamezno iteracijo

PREREZ:	greda 17	greda 18	greda 19
MSN kombinacija	MSN 2	MSN 2	MSN 5
Iteracija 1:			
M_y (kNm)	-25901	-16731	-9054
N (kN)	-1883	-1789	-1836
A (cm ²)	1734	1701	1453
$W_{el,y,jeklo\ zgoraj}$ (cm ³)	134264	127988	120067
$W_{el,y,jeklo\ spodaj}$ (cm ³)	101303	95423	75410
$S_{jeklo,zgoraj}$ (MPa)	182,1	120,2	62,8
$S_{jeklo,spodaj}$ (MPa)	-266,5	-185,9	-132,7
Iteracija 2:			
e_N (m)	0,077	0,072	0,072
$M_y+\Delta M$ (kNm)	-26046	-16860	-9186
N (kN)	-1883	-1789	-1836
A (cm ²)	1581	1555	1241
$W_{eff,y,jeklo\ zgoraj}$ (cm ³)	133275	127202	123078
$W_{eff,y,jeklo\ spodaj}$ (cm ³)	81899	77403	52460
$S_{jeklo,zgoraj}$ (MPa)	183,5	121,0	59,8
$S_{jeklo,spodaj}$ (MPa)	-329,9	-229,3	-189,9
Merodajne napetosti:			
e_N (m)	0,083	0,077	0,080
$M_y+\Delta M$ (kNm)	-26057	-16869	-9201
N (kN)	-1883	-1789	-1836
A (cm ²)	1562	1539	1212
$W_{am,zgoraj}$ (cm ³)	84358	78656	67614
$W_{eff,y,jeklo\ zgoraj}$ (cm ³)	133938	127727	124788
$W_{eff,y,jeklo\ spodaj}$ (cm ³)	80970	76608	51741
$S_{arm,zgoraj}$ (MPa)	296,8	202,8	120,9
$S_{jeklo,zgoraj}$ (MPa)	182,5	120,4	58,6
$S_{jeklo,spodaj}$ (MPa)	-333,9	-231,8	-193,0

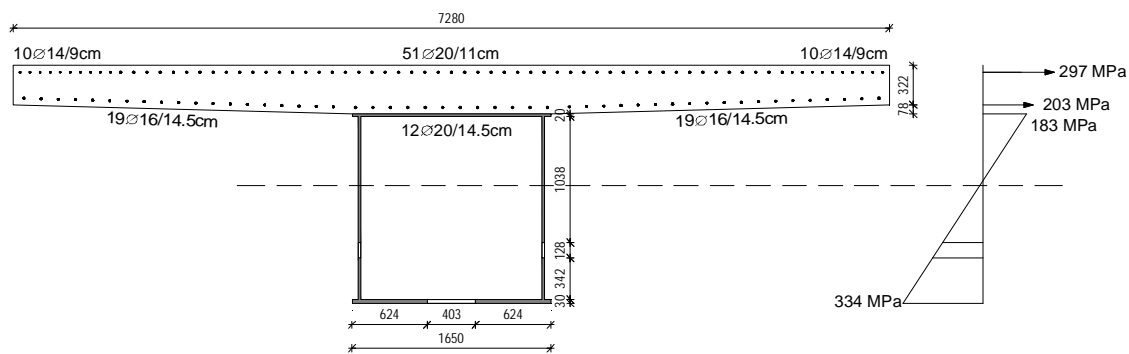
Za največje napetosti v jeklu je izpolnjen pogoj:

$$|s|_{\max} = 334 \text{ MPa} \leq f_{yk} / g_{M0} = 355 \text{ MPa} \quad \text{oziroma} \quad h_1 = 0.94 \leq 1.0$$

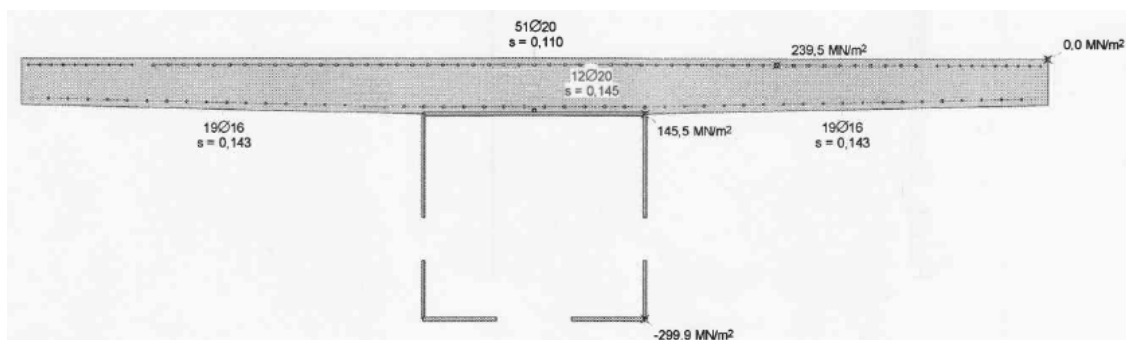
Za največje napetosti v armaturi pa mora veljati:

$$s_s = 297 \text{ MPa} \leq f_{sk} / g_s = 435 \text{ MPa}$$

Merodajne napetosti na efektivnem jeklenem prerezu in v armaturi iz preglednice 25 za gredo 17 (na stiku z betonskim delom preklade) so prikazane tudi na sliki 74a. Iz primerjave z napetostmi iz projekta za prerez v MSN (slika 74b) vidimo, da so napetosti v našem primeru večje, kar je predvsem posledica upoštevanja malo večjih notranjih sil zaradi prometne obtežbe in temperature, ter neupoštevanja betona v zabetoniranem delu (1.5m) jeklenega nosilca. Dejansko je prerez iz projekta oddaljen od našega za 1.5 m proti sredini.



Slika 74a: Napetosti v gredi 17 v MSN



Slika 74b: Napetosti v gredi 17 v MSN (Vir: Ponting, 2007, 66 str.)

5.3 Kontrola strižne odpornosti

5.3.1 Kontrola striga v stojini

V primeru, da je izpolnjen spodnji pogoj glede vitkosti stojin, je potrebno strižno odpornost določiti z upoštevanjem lokalnega izbočenja stojin zaradi striga v skladu s poglavjem 5 standarda SIST EN 1993-1-5.

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72e}{h} \quad \dots \text{ stojine brez prečnih ojačitev}$$

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{h} e \sqrt{k_t} \quad \dots \text{ stojine s prečnimi ojačitvami}$$

V projektu je izračunana strižna odpornost stojin brez upoštevanja prečnih ojačitev (varna stran), v diplomski nalogi pa upoštevam tudi njihov vpliv (prečne ojačitve na razdalji $a = 4.25 \text{ m}$, $t = 15 \text{ mm}$).

Projektna strižna odpornost stojin se določi z enačbo:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{h f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} g_{M1}} \quad (17)$$

kjer je: $V_{bf,Rd}$... prispevek pasnic (zanemarimo)

$$V_{bw,Rd} = \frac{c_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} g_{M1}} \quad \dots \text{ prispevek stojine}$$

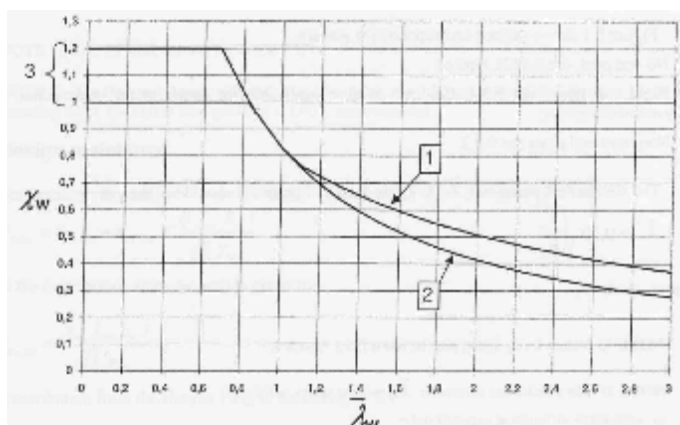
$h = 1.2$... do kakovosti jekla S420; $g_{M1} = 1.1$; $f_{yw} = 355 \text{ MPa}$

c_w ... brezdimenzijski faktor strižnega izbočenja, prikazan na naslednji sliki v odvisnosti od relativne vitkosti \bar{I}_w , katera se določi z enačbo:

$$\bar{I}_w = \frac{h_w}{86.4te} \quad \dots \text{ za stojine s prečno ojačitvijo le nad podporo}$$

$$\bar{I}_w = \frac{h_w}{37.4te\sqrt{k_t}} \quad \dots \text{ za stojine s prečnimi ojačitvami}$$

kjer je: $k_t = 5.34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2$... za $a/h_w \geq 1.0$



- 1 – toga roba ojačitev
2 – podajna robna ojačitev
3 – razpon priporočljivega faktorja h

Slika: Brezdimenzijski faktor strižnega izbočenja c_w (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2007, 24 str.)

Za vse stojine mora biti izpolnjeno: $h_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1.0$

Pri izračunu faktorja c_w predpostavim, da je robna ojačitev toga, glede na to, da je sidrana v betonski del prekladne konstrukcije s strižnimi čepi. Kontrola strižne odpornosti za stojine v vseh prerezih je prikazana v preglednici 26.

Preglednica 26: Kontrola strižne odpornosti stojin

Stojina	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22
h_w (mm)	1530	1450	1375	1295	1220	1150
t (mm)	20	20	15	15	15	15
h_w/t	76,5	72,5	91,7	86,3	81,3	76,7
k_t	5,9	5,8	5,8	5,7	5,7	5,6
h_w/t (mejno)	50,9	50,6	50,4	50,2	50,0	49,9
\bar{I}_w	1,04	0,99	1,26	1,19	1,12	1,06
c_w	0,80	0,84	0,70	0,73	0,75	0,78
$V_{b,Rd}$ (kN)	9113	9072	5385	5255	5126	5026
$V_{Ed,max}$ (kN)	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2
	4250	3745	3248	2761	2276	1897
h_3	0,47	0,41	0,60	0,53	0,44	0,38

5.3.2 Kontrola striga v pasnicah

Strižne napetosti v spodnji pasnici se spreminjajo od vrednosti 0 v osi pasnice do $t_{Ed,max}$ na stiku s stojino. Vrednost $t_{Ed,max}$ se določi glede na karakteristike bruto sovprežnega prereza (razpokanega oz. nerazpokanega) z enačbo:

$$t_{Ed,max} = \frac{V_{Ed} m_f}{I_{sovp} t_f} \quad (18)$$

kjer je:

$m_f = \frac{b_f}{2} t_f v_i$... statični moment spodnje pasnice glede na težišče razpokanega (M^-) oz. nerazpokanega (M^+) sovprežnega bruto prereza

I_{sovp} ... vztrajnostni moment sovprežnega bruto prereza

V preglednici 27 je prikazan izračun strižnih napetosti v spodnji pasnici, kjer je razvidno, da

je za vse pasnice izpolnjen pogoj: $h_3 = \frac{t_{Ed,max}}{t_{Rd}} \leq 1.0$

Strižna odpornost pasnice se določi z enačbo: $t_{Rd} = \frac{c_w f_{yw}}{\sqrt{3} g_{M1}}$,

kjer se c_w določi po postopku prikazanem v točki 5.3.1 za pločevino s prečnimi ojačitvami in togo robno ojačitvijo.

Preglednica 27: Strižne napetosti v spodnji pasnici

Sp. pasnica	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22
$V_{Ed,max}$ (kN)	MSN 2 4250	MSN 2 3745	MSN 2 3248	MSN 2 2761	MSN 2 2276	MSN 2 1897
sovpr. prerez	razpokan	razpokan	razpokan	nerazpokan	nerazpokan	nerazpokan
b_f (mm)	1510	1510	1520	1520	1520	1520
t_f (mm)	30	30	25	25	25	30
I_{sovp} (cm ⁴)	8995679	8063224	6447574	11506824	10466746	11030439
m_f (cm ³)	21978	20914	17634	27534	26173	21978
$t_{Ed,max}$ (MPa)	35	32	36	26	23	13
b_f/t_f	50,3	50,3	60,8	60,8	60,8	50,7
k_t	5,8	5,8	5,9	5,9	5,9	5,9
b_f/t_f (mejno)	50,8	50,8	50,8	50,8	50,8	50,8
I_w	0,68	0,68	0,83	0,83	0,83	0,69
c_w	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,20
t_{Rd} (Mpa)	224	224	187	187	187	224
h_3	0,15	0,14	0,19	0,14	0,12	0,06

5.3.3 Interakcija strižne sile, osne sile in upogibnega momenta

Stojina

V primeru, da je izpolnjen pogoje $\bar{h}_3 > 0.5$, je potrebno upoštevati interakcijo med strigom in

upogibom v stojini, kjer je: $\bar{h}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$... v našem primeru velja $\bar{h}_3 = h_3$.

Interakcijo se upošteva z naslednjo enačbo:

$$\bar{h}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{h}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad \text{za} \quad \bar{h}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad \text{oziroma} \quad M_{Ed} \geq M_{f,Rd}$$

kjer je:

$$\bar{h}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$M_{f,Rd}$ plastični odpornostni moment efektivnega prereza pasnic – kot poenostavitev se lahko izračuna kot produkt manjše vrednosti od pasnic $A_{f,eff} f_y / g_{M0}$ ter razdalje med težiščema pasnic

$M_{pl,Rd}$ plastična odpornost prereza sestavljena iz efektivne površine pasnic in bruto površine stojine neodvisno od razreda kompaktnosti

Če je prisotna tudi osna sila, je potrebno $M_{pl,Rd}$ in $M_{f,Rd}$ reducirati s faktorjem:

$$1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yf}} \frac{1}{g_{M0}}$$

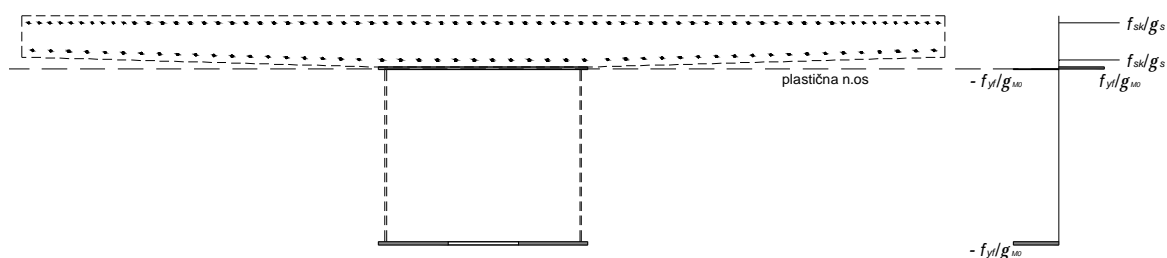
V našem primeru je $\bar{m}_3 > 0.5$ le pri gredi 19, zato je potrebno narediti le eno kontrolo.

Obremenitev grede 19: $M_{Ed} = - 9186 \text{ kNm}$

$$N_{Ed} = - 1836 \text{ kN}$$

$M_{f,Rd}$:

Na sliki 75 je prikazana shema za izračun plastičnega odpornostnega momenta grede 19 z upoštevanjem efektivnega prereza pasnic in armature.



Slika 75: Plastični odpornostni moment pasnic in armature

Plastična nevtralna os poteka skozi zgornjo pasnico in sicer 13.9 mm pod zgornjim robom.
Odpornostni moment znaša: $M_{f,Rd} = 16692.6 \text{ kNm}$.

$$\text{Redukcijski faktor zaradi vpliva osne sile: } 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2})f_{yf}} = 1 - \frac{1836}{\frac{(330 + 273.5) \cdot 35.5}{1.0}} = 0.914$$

Reducirani plastični odpornostni moment tako znaša: $M_{f,Rd}^{red} = 15262 \text{ kNm}$.

Ker je izpolnjen pogoj: $M_{Ed} = 9186 \text{ kNm} < M_{f,Rd}^{red} = 15262 \text{ kNm}$,

kontrola interakcije ni potrebna.

Spodnja pasnica

Kontrola interakcije v spodnji pasnici ni potrebna, saj je izpolnjeno: $h_3^{\max} = 0.19 < 0.5$.

5.4 Kontrola strižne povezave med jeklenim nosilcem in AB ploščo

Kontrola strižne povezave se izvede v skladu s standardom SIST EN 1994-2. Vz dolžna strižna sila med jeklenim in betonskim delom se prenaša preko strižnih čepov, katere je potrebno preveriti v MSU in MSN in sicer z elastično analizo ob predpostavki nerazpokanosti betona, kljub temu, da je ta v nategu.

5.4.1 Vz dolžni strig – kontrola čepov

Izberemo strižne čepi Nelson $\varnothing 19$, višine 200 mm ter kvalitete S235 J2G3 C450 z nazivno natezno trdnostjo $f_{uk} = 45.0 \text{ kN/cm}^2$.

Projektna strižna nosilnost čepa v MSN je enaka:

$$P_{Rd}^{MSN} = \min \begin{cases} 0.8 f_u \frac{pd^2}{4} \cdot \frac{1}{g_v} = 81.6 \text{ kN} & \dots \text{ prestrig čepa} \\ \frac{0.29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{g_v} = 91.4 \text{ kN} & \dots \text{ porušitev betona ob stebli čepa} \end{cases}$$

$$\text{kjer je: } a = \begin{cases} 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{za } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \\ 1 & \text{za } h_{sc} / d = 250 / 19 = 13.1 > 4 \end{cases}$$

Strižna nosilnost v MSU pa znaša:

$$P_{Rd}^{MSU} = k_S \cdot P_{Rd}^{MSN} = 0.75 \cdot 81.6 = 61.2 \text{ kN}$$

Vzdolžno strižno silo med betonom in jeklom na enoto dolžine se določi z enačbo:

$$(19) \quad v_{L,Ed} = \frac{m_c V_{Ed}}{I_{y,sovop}}$$

kjer je:

m_c ... statični moment površine betonske plošče glede na težišče sovprežnega prereza

$I_{y,sovop}$... vztrajnostni moment sovprežnega prereza (nerazpokanega)

V_{Ed} ... strižna sile iz globalne elastične analize razpokanega (oz. nerazpokanega) prereza

Pri izračunu se sovprežen nosilec razdeli na segmente z enakim razporedom čepov. V MSU mora po celi dolžini nosilca veljati:

$$(20) \quad v_{L,Ed}^{MSU}(x) \leq \frac{N_i}{l_i} P_{Rd}^{MSU}$$

kjer je N_i število čepov v prečni smeri, l_i pa vzdolžna razdalja med čepi.

V MSN morata biti za vsak segment izpolnjena dva pogoja:

- $v_{L,Ed}^{MSN}(x) \leq 1.1 \frac{N_i}{l_i} P_{Rd}^{MSN}$... omejitev strižne sile na enoto dolžine
- $\int v_{L,Ed}^{MSN}(x) dx \leq N_i P_{Rd}^{MSN}$... integracija strižne sile po celem segmentu

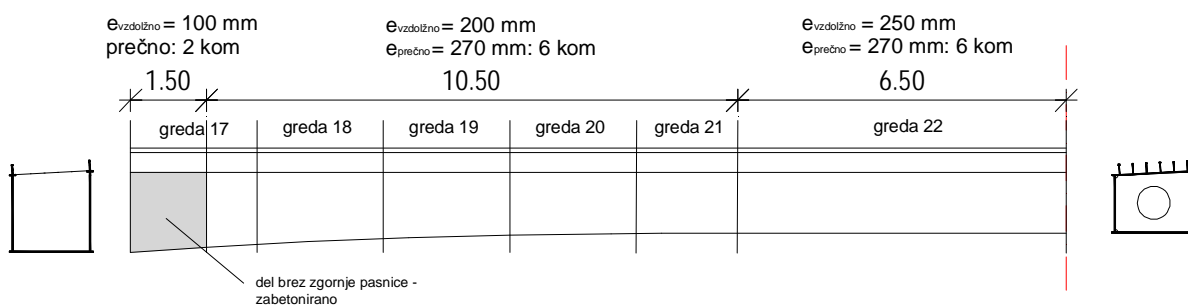
V tem primeru naredim poenostavitev in tudi v MSN maksimalen razmak med čepi določim iz enačbe za MSU, glede na maksimalno strižno silo segmenta:

$$l_i \leq \frac{N_i P_{Rd}^{MSN(MSU)}}{V_{L,Ed}^{MSN(MSU)}} \quad (21)$$

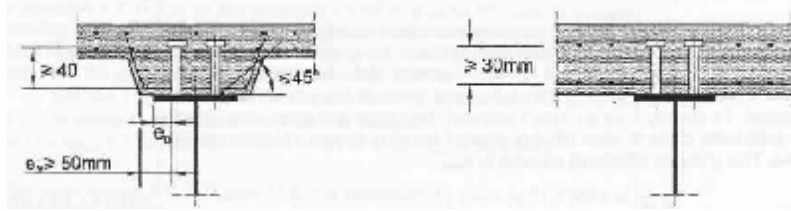
Izračun čepov za MSU in MSN ter izbrani vzdolžni razmaki so prikazani v preglednici 28, na sliki 76 pa je shematično prikazan raspored čepov. Jeklen nosilec se na začetku zabetonira v dolžini 1.5m, kjer je tudi brez zgornje pasnice, zato se čepi privarijo le nad stojini nosilca. Strižna sila se enakomerno prenaša z vertikalnimi strižnimi čepi iz betona na stojino nosilca, kar pomeni, da se strižna sila v stojini na tem delu spreminja od vrednosti 0 do V_{max} . Zato za kontrolo čepov upoštevam le polovico maksimalne strižne sile na tem delu nosilca.

Preglednica 28: Izračun strižnih čepov

Prerez	greda 17 (zabet.)	greda 17	greda 18	greda 19	greda 20	greda 21	greda 22
m_c (cm ³)	1499667	698871	663670	546557	506171	481940	511556
$I_{y,sovp}$ (cm ⁴)	230731931	116721880	106324369	80682134	71066148	64642622	68123389
MSU komb.	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2	MSU 2
V_{Ed} (kN)	1575	2922	2770	2409	2049	1690	1409
$V_{L,Ed}$ (kN/m)	1024	1750	1729	1632	1459	1260	1058
prečno št. čepov N_i	2	6	6	6	6	6	6
max. razmak l_i (mm)	120	210	212	225	252	291	347
MSN komb.	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2	MSN 2
V_{Ed} (kN)	2125	3947	3745	3248	2761	2276	1897
$V_{L,Ed}$ (kN/m)	1381	2363	2338	2200	1967	1697	1425
prečno št. čepov N_i	2	6	6	6	6	6	6
max. razmak l_i (mm)	118	207	209	223	249	289	344
Izbran razmak l_i (mm)	100	200	200	200	200	200	250
število čepov / m	20	30	30	30	30	30	24



Slika 76: Shema razdalj med strižnimi čepi

Kontrola geometrijskih karakteristik čepov (SIST EN 1994-2):

Slika 77: Omejitve čepov

Kriteriji glede na konstrukcijsko jeklo nosilca:

- $e_{vzd} / t_f = 250 / 20 = 12.5 \leq 22e = 17.9$... razmerje med razdaljo v vzdolžni smeri in debelino pasnice - preprečitev izbočenja zgornje tlačene pasnice
- $e_D \leq 9t_f e$... razdalja med čepom in prostim robom pasnice – preprečitev izbočenja prostega roba – kontrola ni potrebna, čepi so med stojinama
- $e_D = 150 - 19 / 2 = 140.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$... pogoj zaradi zagotovitve varjenja čepa

Kriteriji glede sidranja čepov v plošči:

- $\Delta h \geq 30 \text{ mm}$ razdalja med spodnjim robom glave čepa in spodnjo armaturo (Slika 77)

Kriteriji glede na dimenzije čepa:

- $h_{sc} = 200(150) \text{ mm} \geq 3d = 57 \text{ mm}$... višina čepa
- $d / t_f = 19 / 20 = 0.95 \geq 1.5$... razmerje med premerom čepa in debelino natezno obremenjene pločevine
- $e_{pr} = 270 \text{ mm} > 2.5d = 47.5 \text{ mm}$... prečni razmak med čepi
- $e_{vzd} = 100 \text{ mm} > 5.0d = 95 \text{ mm}$... vzdolžni razmak med čepi
- $e_{vzd} = 250 \text{ mm} \leq \begin{cases} 4h_{sc} = 4 \cdot 250 = 1000 \text{ mm} \\ 800 \text{ mm} \end{cases}$... vzdolžni razmak med čepi

5.4.2 Vzdolžni strig – kontrola betona

Kontrola vzdolžnega striga v betonski plošči se izdela v skladu s točko 6.2.4 standarda SIST EN 1992-1-1. Prečna armatura A_{sf} na razdalji s_f se določi z enačbo:

$$A_{sf} f_{yd} / s_f \geq n_{Ed} h_f / \cot q_f \quad (22)$$

zaradi preprečitve porušitve tlačnih razpor pa mora veljati:

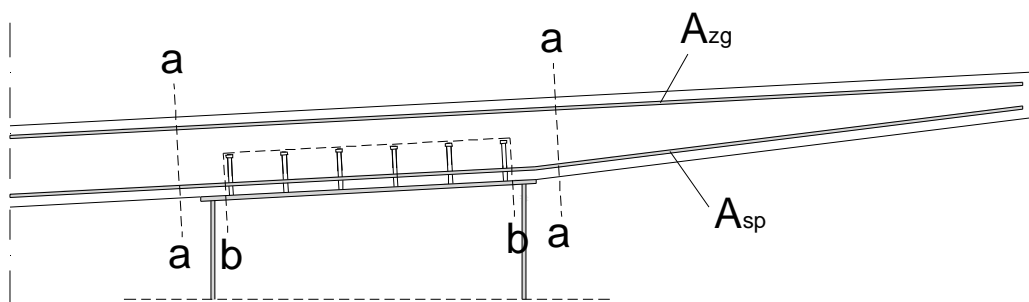
$$n_{Ed} \leq n f_{cd} \sin q_f \cos q_f \quad (23)$$

kjer je:

$n_{Ed} = n_{L,Ed} / h_f$... strižna napetost

$$n = 0.6(1 - f_{ck} / 250) = 0.6(1 - 35 / 250) = 0.516$$

h_f ... obravnavana strižna površina – prerez a-a ali b-b (Slika 78)



Slika 78: Površine strižne porušitve

Kot q_f izbere projektant, glede na veliko višino betona se odločim za čim manjši kot, s čimer dobim minimalno površino prečne armature. Kontrolo izvedem za dva primera in sicer nad gredo 17 in gredo 21.

- GREDA 17

Obremenitev (vzdolžni strig): $n_{L,Ed} = 2363 \text{ kN/m} = 23.63 \text{ kN/cm}$

Izberem kot $q_f = 39^\circ$ (omejitev za natezne pasnice: $45^\circ \geq q_f \geq 38.6^\circ$)

Potrebna armatura je za obe strižni ravnini enaka:

$$A_{sf} / s_f \geq \frac{n_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot q_f} = \frac{n_{L,Ed}}{f_{yd} \cot q_f} = \frac{23.63}{43.5 \cdot \cot 39^\circ} = 44.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Strižna ravnina a-a

$$A_{sf} = 2(A_{zg} + A_{sp}) \rightarrow (A_{zg} + A_{sp}) \geq 22.0 \text{ cm}^2 / m$$

$$h_f = h_{pl,levo} + \left(\frac{h_{pl,levo} + h_{pl,desno}}{2} \right) = 40 + \left(\frac{40 + 22}{2} \right) = 71 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 23.63 / 71 = 0.33 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.516 \cdot 2.33 \cdot \sin 39^\circ \cos 39^\circ = 0.59 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Strižna ravnina b-b

$$A_{sf} = 2A_{sp} \rightarrow A_{sp} \geq 22.0 \text{ cm}^2 / m$$

$$h_f = 2h_{sc} + 5e_{prečno} + f_{glave} = 2 \cdot 20 + 5 \cdot 27 + 3.2 = 181 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 23.63 / 181 = 0.13 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.516 \cdot 2.33 \cdot \sin 39^\circ \cos 39^\circ = 0.59 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

• GREDA 21

Obremenitev (vzdolžni strig): $n_{L,Ed} = 1697 \text{ kN/m} = 16.97 \text{ kN/cm}$

Izberem kot $q_f = 30^\circ$ (omejitev za tlačne pasnice: $45^\circ \geq q_f \geq 26.5^\circ$)

Potrebna armatura je za obe strižni ravnini enaka:

$$A_{sf} / s_f \geq \frac{n_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot q_f} = \frac{n_{L,Ed}}{f_{yd} \cot q_f} = \frac{16.97}{43.5 \cdot \cot 30^\circ} = 22.5 \text{ cm}^2 / m$$

Strižna ravnina a-a

$$A_{sf} = 2(A_{zg} + A_{sp}) \rightarrow (A_{zg} + A_{sp}) \geq 11.3 \text{ cm}^2 / m$$

$$h_f = 71 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 16.97 / 71 = 0.24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.516 \cdot 2.33 \cdot \sin 30^\circ \cos 30^\circ = 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Strižna ravnina b-b

$$A_{sf} = 2A_{sp} \rightarrow A_{sp} \geq 11.3 \text{ cm}^2 / m$$

$$h_f = 181 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 16.97 / 181 = 0.09 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.516 \cdot 2.33 \cdot \sin 30^\circ \cos 30^\circ = 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

5.4.3 Interakcija med vzdolžnim strigom in prečnim upogibom

Pri kontroli interakcije med vzdolžnim strigom in prečnim upogibom v sovprežni plošči morata biti izpolnjena dva pogoja:

- izključitev betona v tlaku zaradi prečnega upogiba

Beton, ki je v tlaku polno izkoriščen zaradi prečnega upogiba, je potrebno zanemariti pri upoštevanju strižne površine. Višino tlačene cone zaradi upogiba povzamem iz poglavja 8.3.

GREDA 17:

Strižna ravnina a-a

$$h_{f,red} = h_f - 2x_{upogib} = 71.0 - 2 \cdot 8 = 55.0 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 23.63 / 55 = 0.43 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Strižna ravnina b-b

$$h_{f,red} = h_f - 2x_{upogib} = 181.0 - 2 \cdot 8.0 = 165.0 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 23.63 / 165 = 0.14 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

GREDA 22:

Strižna ravnina a-a

$$h_{f,red} = h_f - 2x_{upogib} = 71.0 - 2 \cdot 5.0 = 61.0 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 16.97 / 61 = 0.28 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Strižna ravnina b-b

$$h_{f,red} = h_f - 2x_{upogib} = 181.0 - 2 \cdot 5.0 = 171.0 \text{ cm}$$

$$n_{Ed} = 16.97 / 171 = 0.10 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0.52 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

- skupna armatura

Kombinirati je potrebno armaturo za prevzem prečnega upogiba in armaturo za prevzem vzdolžnega strižnega toka, zato armaturne palice izberem pri dimenzioniranju plošče v prečni smeri (poglavje 8)! Skupna minimalna armatura prereza v prečni smeri mora biti večja od potrebne vrednosti zaradi vzdolžnega striga oziroma od vsote polovice potrebne armature

zaradi vzdolžnega striga in celotne armature potrebne za prevzem prečnega upogiba. Kar pomeni, da mora veljati:

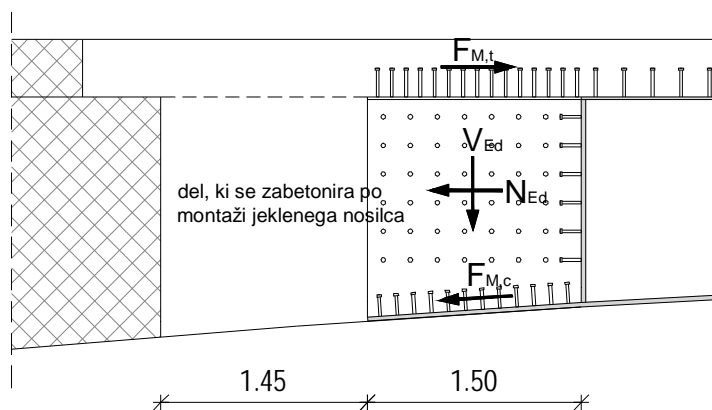
$$(24) \quad A_{zg} + A_{sp} \geq \max \begin{cases} A_{strig} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,sp} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,zg} \end{cases}$$

$$(25) \quad A_{zg} \geq A_{upogib,zg}$$

$$(26) \quad A_{sp} \geq A_{upogib,sp}$$

5.5 Kontrola stika med betonskim in sovprežnim delom

Zaradi specifičnosti stika med betonskim in sovprežnim delom naredim kontrolo z določenimi poenostavitvami. Maksimalen moment na mestu stika razdelim na natezno komponento zgoraj, katero prenese armatura in tlačno komponento spodaj, katera se v beton prenaša preko strižnih čepov Nelson $\varnothing 19$ (kvalitete S235 J2G3 C450 z $f_{uk} = 45.0 \text{ kN/cm}^2$). Strižna in tlačna sila se prav tako prenašata s strižnimi čepi, kateri so privarjeni na stojini nosilca. Skica stika z obremenitvami je prikazana na sliki 79.



Slika 79: Skica stika z obremenitvami

Projektna strižna nosilnost čepa znaša: $P_{Rd}^{MSN} = 81.6 \text{ kN}$

Obremenitev spoja (greda 17):

$$M_{Ed} = -23290 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -1883 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4250 \text{ kN}$$

$$F_{M,t} = F_{M,c} = M_{Ed}/h = 23290/1.80 = 12908 \text{ kN}$$

Prenos tlačne komponente $F_{M,c}$

Potrebno število čepov: $n_{sp.pasnica} = F_{M,c}/P_{Rd} = 158$ kom

Prenos natezne komponente $F_{M,t}$

Potreben presek armature:

$$A_s = \frac{F_{M,t} \cdot g_s}{f_{yd}} = \frac{12908 \cdot 1.15}{50} = 296.9 \text{ cm}^2 \leq A_{s,izbrano} = 191.9 + 114.2 = 306.0 \text{ cm}^2$$

Prenos strižne sile V_{Ed} in tlačne sile N_{Ed}

Ker so strižni čepi obremenjeni dvoosno mora veljati:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{Ed}}{n}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{n}\right)^2} \leq P_{Rd} \rightarrow n \geq \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + V_{Ed}^2}}{P_{Rd}} = 57 \text{ kom}$$

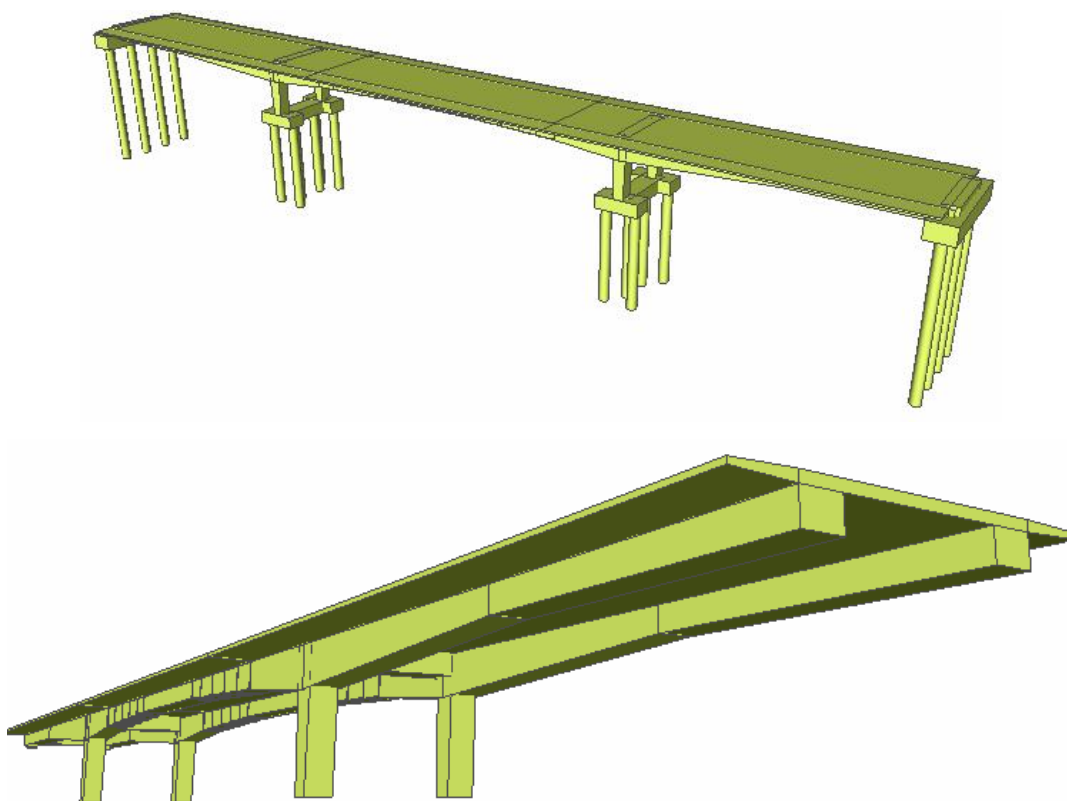
Število čepov na eno stojino: $n \geq 57 / 2 = 29$ kom

6 PROSTORSKI MODEL

Prostorski model prikazan v 3D pogledu na sliki 80 uporabim za izračun obremenitev zaradi:

- vpliva vetra
- horizontalne prometne obtežbe
- potresnega vpliva

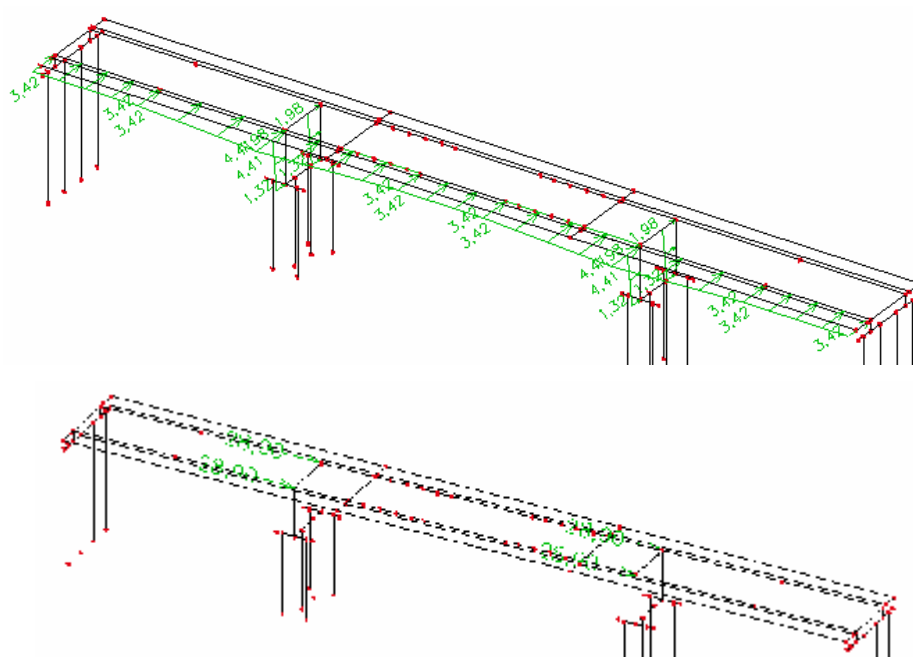
Vrhnja betonska (sovprežna) plošča je modelirana s pomočjo ploskovnih končnih elementov, nosilci pa kot rebra v plošči. Za rebro je potrebno podati tudi sodelujočo širino plošče, ki jo program upošteva pri izračunu notranjih sil v rebro. Piloti so podprti s pomočjo elastičnih podpor.



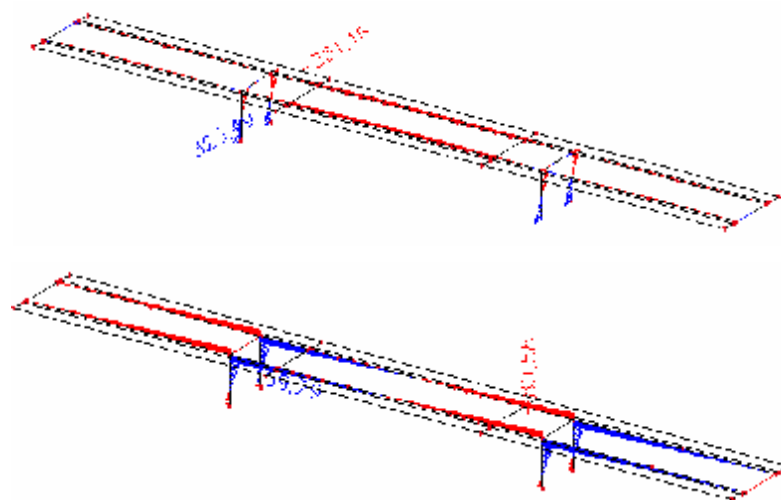
Slika 80: Prostorski model mostu

6.1 Vpliv vetra (F_{wk} , $F_{wk,p}$)

Na sliki 81 je prikazan primer vnosa obtežbe vetra prečno na most ter v vzdolžni smeri v primeru kombinacije s prometom, na sliki 82 pa je prikazan potek momentov M_y in M_z za ta dva obtežna primera.



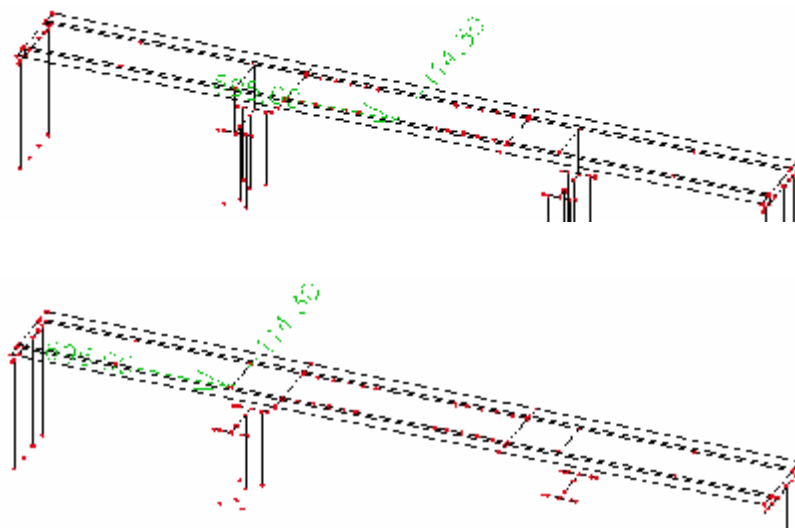
Slika 81: Vpliv vetra s prometom v prečni in vzdolžni smeri



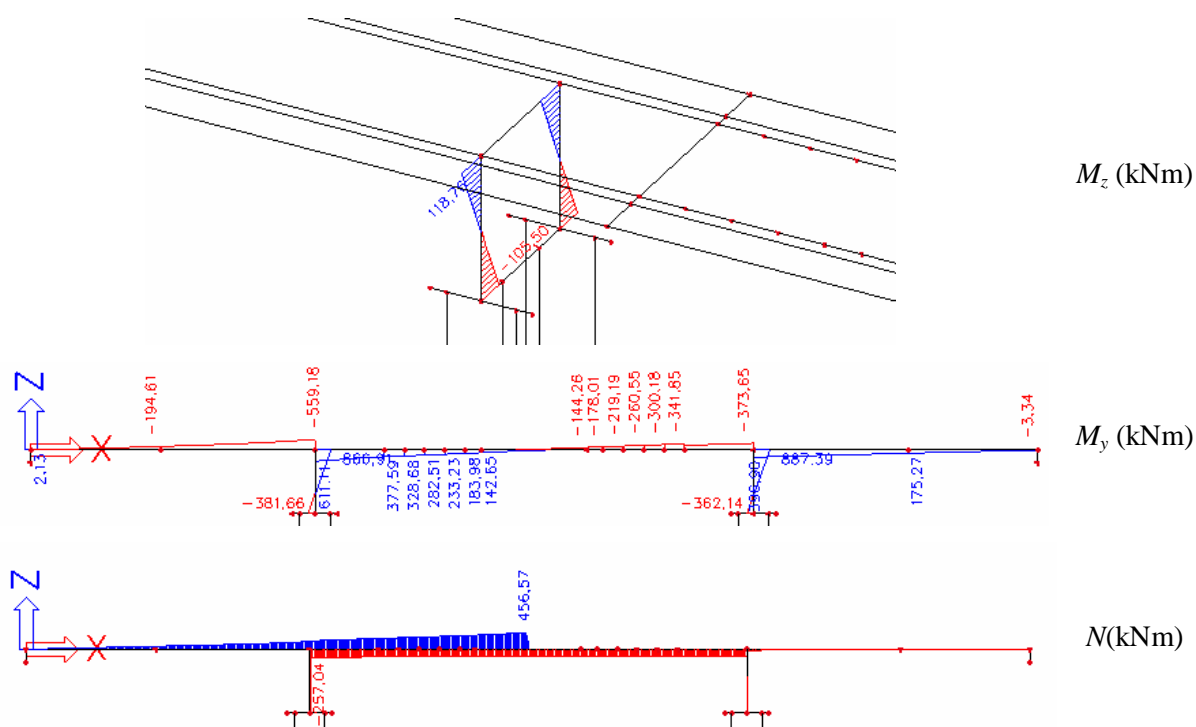
Slika 82: Momenti zaradi vetra s prometom v prečni in vzdolžni smeri (kNm)

6.2 Horizontalna prometna obtežba (P_{hor})

Na sliki 83 je prikazan vnos horizontalne prometne obtežbe – vzdolžne (zaviralne) ter prečne (centrifugalne) sile. Na sliki 84 so prikazane obremenitve za ovojnico obeh obtežnih primerov.



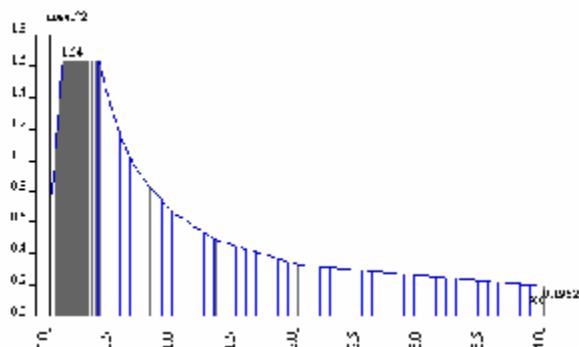
Slika 83: Vpliv horizontalne prometne obtežbe



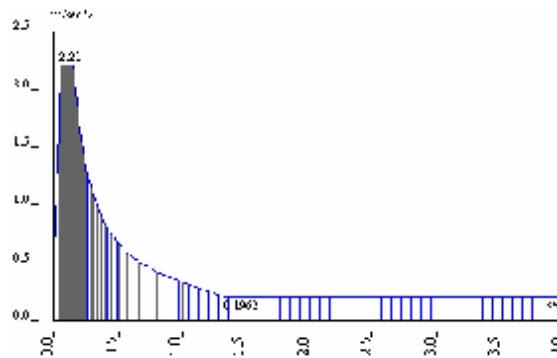
Slika 84: Ovojnice obremenitev zaradi horizontalne prometne obtežbe

6.3 Potresni vpliv (A_{Ed})

Dinamična analiza je izvedena z modalno elastično analizo s projektnim spektrom odziva. Vodoravni projektni spekter odziva je prikazan na sliki 85, navpični spekter pa na sliki 86.



Slika 85: Vodoravni projektni spekter odziva

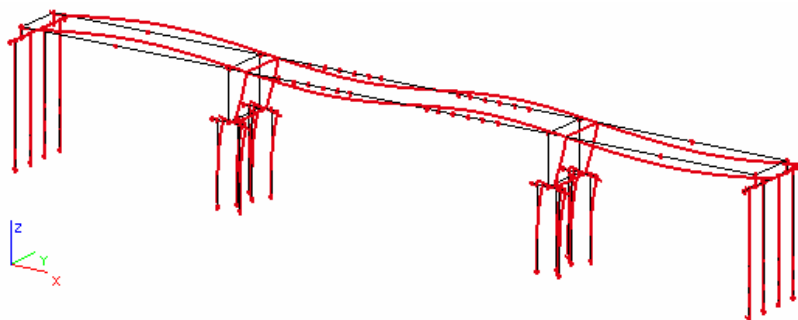
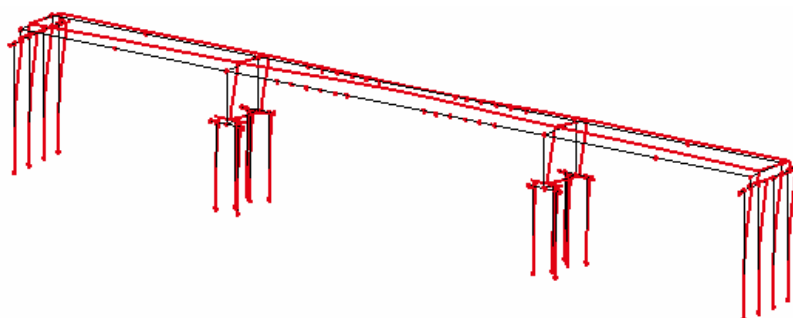
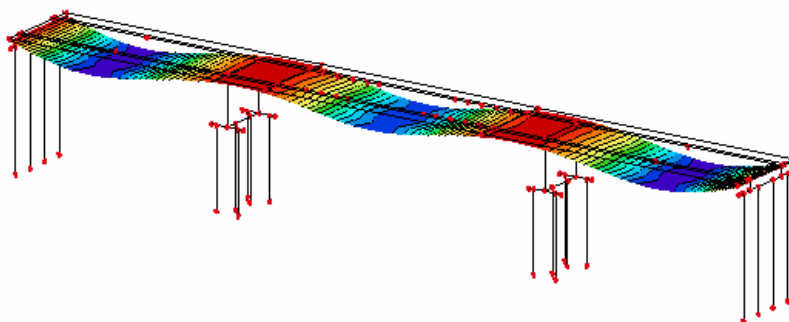


Slika 86: Navpični projektni spekter odziva

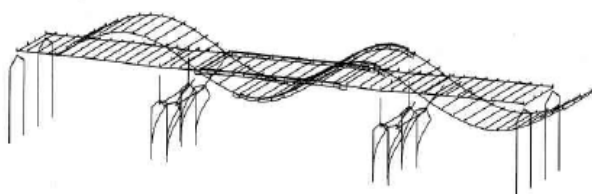
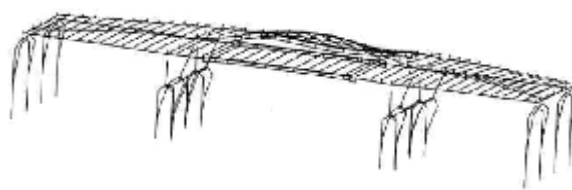
Pri analizi mora biti izpolnjen pogoj, da vsota efektivnih mas posameznih nihajnih oblik znaša vsaj 90% skupne obravnavane mase pri potresu. Da je izpolnjen ta pogoj, je potrebno upoštevati vsaj 40 nihajnih oblik. To je posledica elastičnih podpor na nivoju pilotov, saj v primeru, da te podpore nadomestimo s togimi oz. da ne upoštevamo lastne teže pilotov, zadošča za izpolnitev pogoja upoštevanje le prvih štirih nihajnih oblik. Na sliki 87 so prikazani nihajni časi z efektivnimi modalnimi masami.

Sum of masses							
[kg]	X	Y	Z				
Combination of mass groups 1	544249.78	544249.78	544249.78				
Modal participation factors							
Number	Omega	Period	Freq. [Hz]	Damp ratio	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot
1	91.572	0.6861	14.574	0.0000	0.6823	0.0000	0.0000
2	106.212	0.5916	16.904	0.0000	0.0000	0.7799	0.0000
3	113.742	0.5524	18.103	0.0000	0.0000	0.0000	0.0048
4	117.818	0.5333	18.751	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	127.998	0.4909	20.371	0.0000	0.0520	0.0000	0.0000
6	127.998	0.4909	20.371	0.0000	0.0519	0.0000	0.0000
7	164.680	0.3815	26.210	0.0000	0.0000	0.0227	0.0000
8	172.521	0.3642	27.458	0.0000	0.0572	0.0000	0.0000
9	192.165	0.3270	30.584	0.0000	0.0000	0.0047	0.0000
10	197.455	0.3182	31.426	0.0000	0.0000	0.0000	0.5807
...							
40	782.435	0.0803	124.528	0.0000	0.0000	0.0007	0.0000
Σ					0.9016	0.9145	0.9887

Slika 87: Nihajni časi in efektivne modalne mase

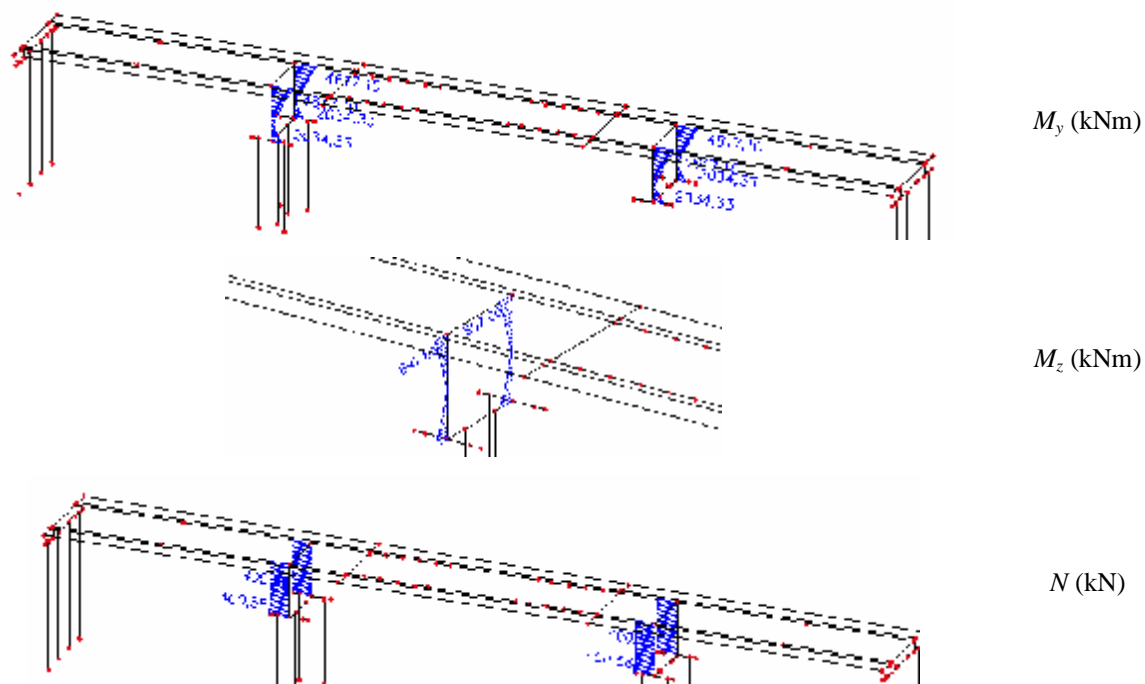
Slika 88: 1. nihajna oblika (X smer): $t = 0.69s$ Slika 89: 2. nihajna oblika (Y smer): $t = 0.55s$ Slika 90: 10. nihajna oblika (Z smer): $t = 0.32s$

Na slikah 88, 89 in 90 so prikazane glavne nihajne oblike v vseh treh smereh. Prva nihajna oblika se ujema s prvo nihajno obliko iz projekta ($t = 0.65s$), druga nihajna oblika pa s tretjo ($t = 0.50s$), kateri sta tudi prikazani na sliki 91.

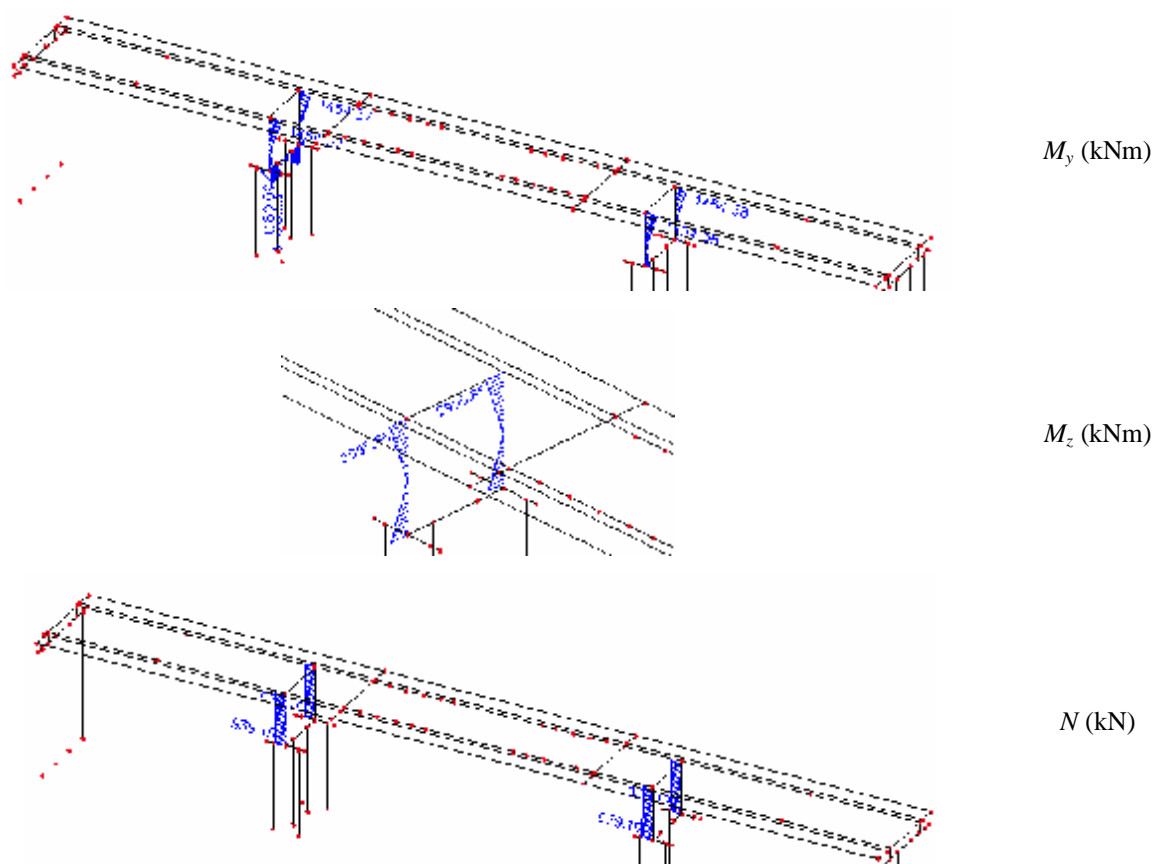
1.nihajna oblika: $t = 0.65s$ 3.nihajna oblika: $t = 0.50s$

Slika 91: nihajne oblike (Vir: Ponting, 2007, str. 104, 105)

Obremenitve v stebrih za posamezno potresno kombinacijo so prikazane na spodnjih slikah.



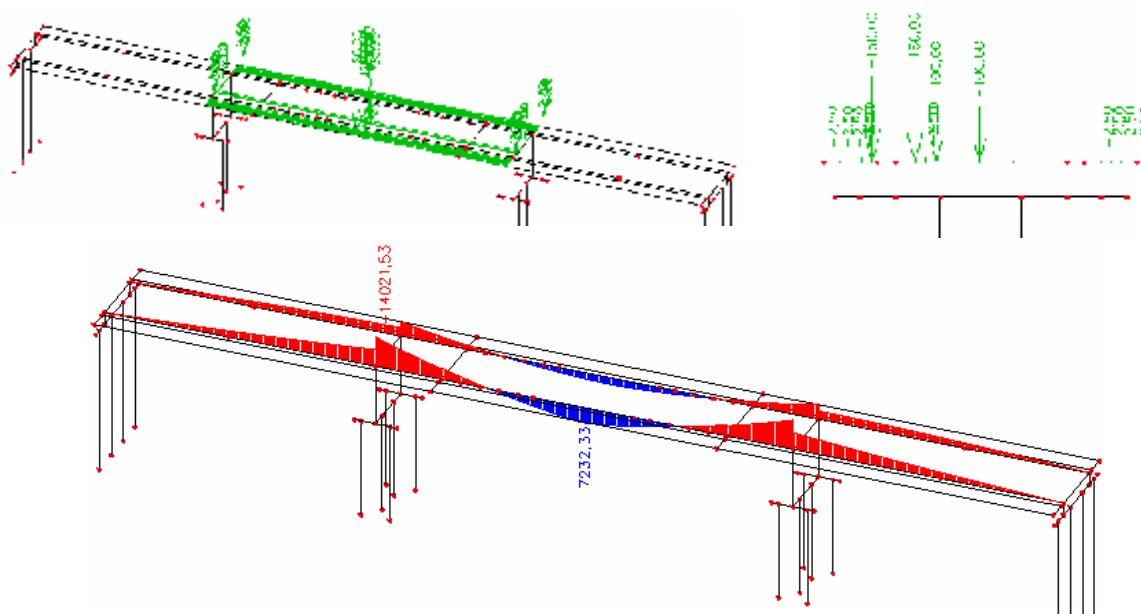
Slika 92: Diagrami obremenitev za potres v smeri X



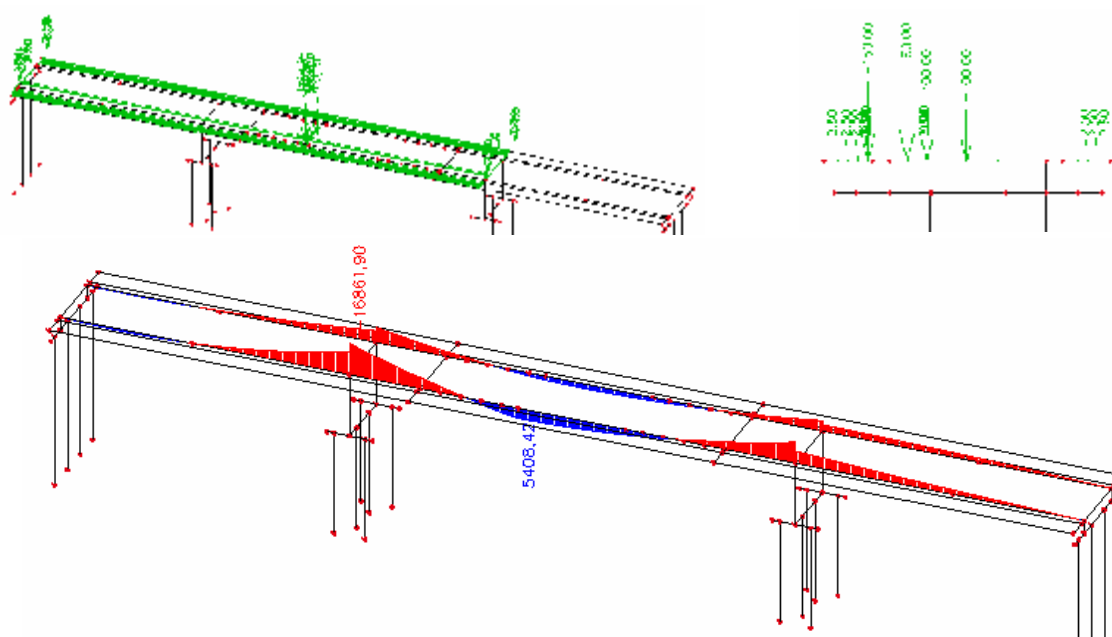
Slika 93: Diagrami obremenitev za potres v smeri Y

6.4 Prometna obtežba – model LM1

Za kontrolo izračunam tudi potek notranjih sil na prostorskem modelu za karakteristično vrednost obtežbe modela LM1 (skupina gr1a). Pozicijo obtežbe za največji moment dobim iz prometne vplivnice na ravninskem modelu. Poziciji obtežbe ter diagrama momentov za primer največje vrednosti v polju ter nad vmesno podporo so podani na sliki 94 in 95.



Slika 94: Največji moment v polju (enote: kNm)



Slika 95: Največji moment nad vmesno podporo (enote: kNm)

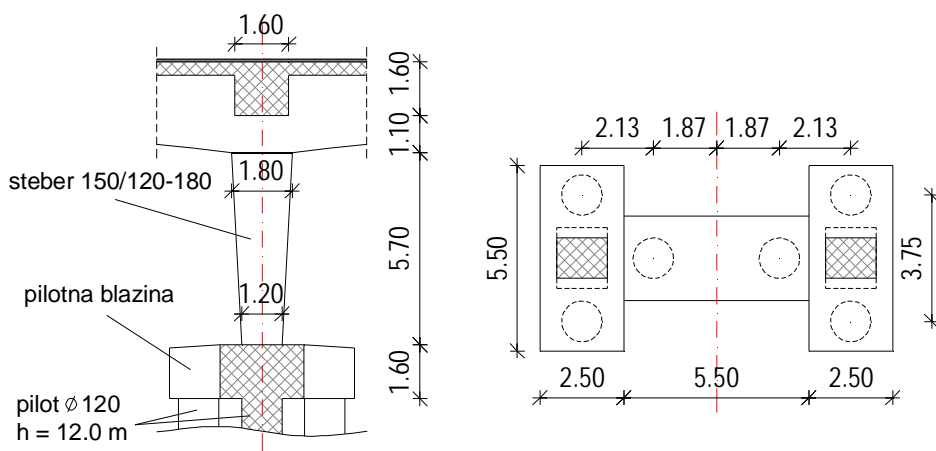
Če dobljene vrednosti primerjamo z ovojnico momentov za prometni vpliv na prostorskem modelu iz projekta na sliki 96, vidimo, da so razlike minimalne. Maksimalne vrednosti nad podporo se razlikujejo za 6.4%, kar je posledica upoštevanja različnih korekcijskih faktorjev a_Q za TS sistem prometne obtežbe LM1 (v projektu 0.8, v diplomski nalogi 1.0).



Slika 96: Ovojnica momentov za prometni vpliv (Vir: Ponting, 2007, 54 str.)

7.0 VMESNE PODPORE IN PILOTI

Vmesne podpore so zasnovane iz dveh stebrov s pravokotnim prerezemom, ki sta monolitno povezana s prekladno konstrukcijo. Dimenzija stebra je v prečnem prerezu nadvoza konstantna in znaša 150 cm, v vzdolžnem prerezu pa se spreminja od 180 cm na vrhu stebra do 120 cm ob vpetju stebra spodaj. Pilotna blazina je tlorisne H oblike debeline 160 cm. Podpore so globoko temeljene na šestih uvrtnih pilotih tipa Benotto, prereza \varnothing 120 cm in dolžine 12.0 m. Skica je prikazana na sliki 97.



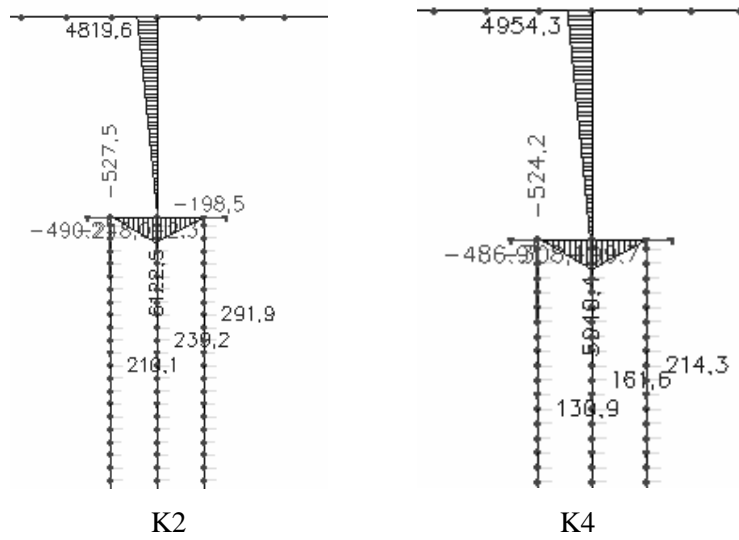
Slika 97: Skica vmesne podpore in pilotov

7.1 Obremenitve in kombinacije

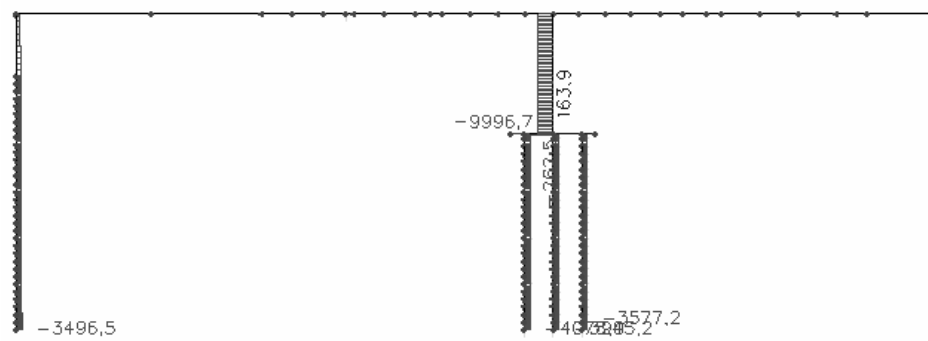
Obremenitve zaradi potresnega vpliva, vpliva vetra ter horizontalne prometne obtežbe so prikazane v poglavju 6 na prostorskem modelu konstrukcije. Na sliki 98 in 98 so prikazane obremenitve zaradi stalne teže, prednapenjanja ter vplivov reologije in sicer za naslednje kombinacije:

K2 (MSN): $1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R$ 12. faza ($t = 130$ dni)

K4 (MSN): $1.35 G_k + 1.0 P + 1.0 R$ 13. faza ($t = \infty$)

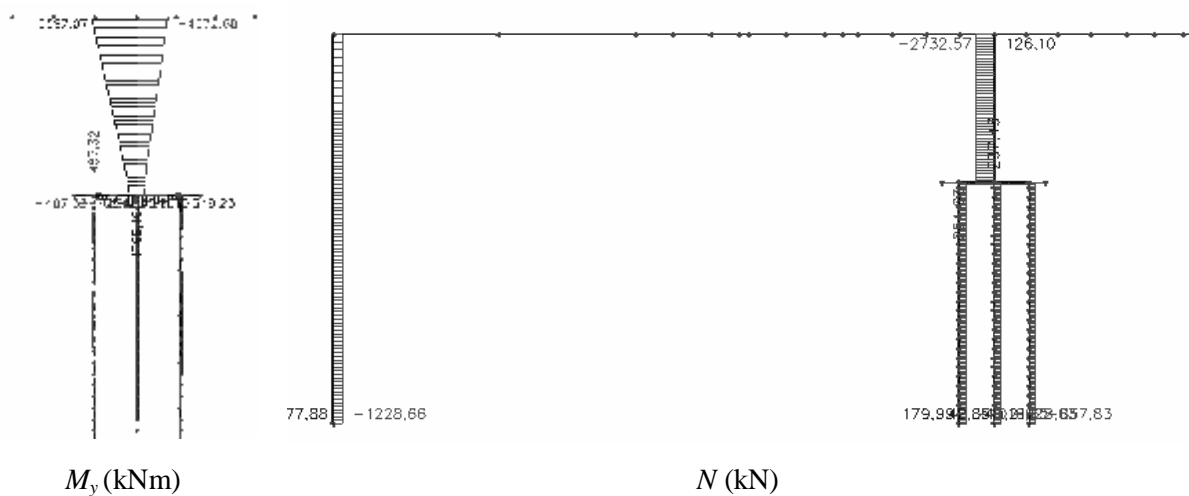


Slika 98: Potek momentov M_y v MSN (kNm)

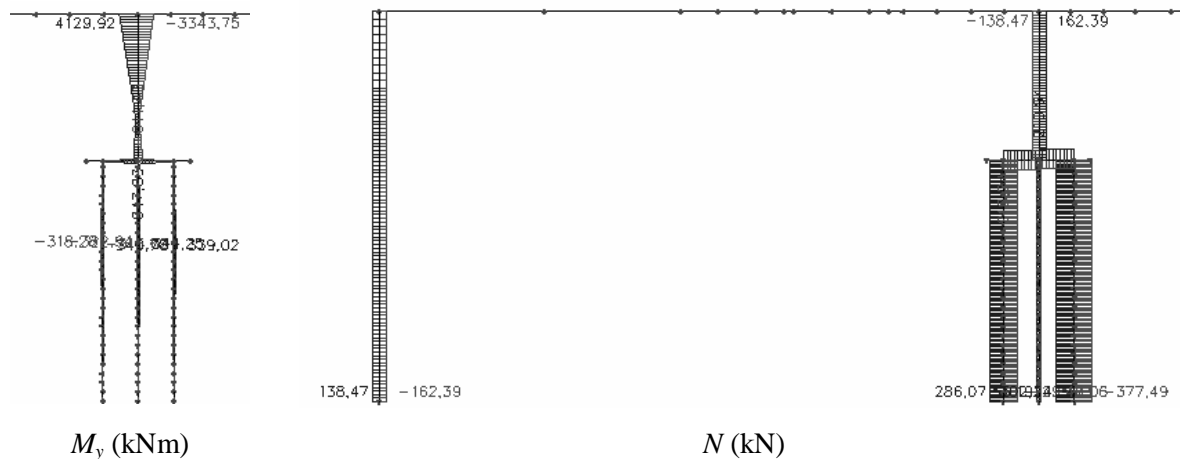


Slika 99: Potek osnih sil N : K2 (kN)

Na sliki 100 so prikazane obremenitve za ovojnico karakteristične prometne obtežbe P_{kar} , na sliki 101 pa za ovojnico kombinacij zaradi temperature T_k .



Slika 100: Obremenitve za ovojnico karakteristične prometne obtežbe P_{kar}

Slika 101: Obremenitve za ovojnico kombinacij zaradi temperature T_k

Za potresno kombinacijo je potrebno upoštevati tudi obremenitve za naslednje kombinacije:

K1: $1.00 G_k + 1.0 P + 1.0 R$ 12. faza ($t = 130$ dni)

K3: $1.00 G_k + 1.0 P + 1.0 R$ 13. faza ($t = \infty$)

V preglednici 29 so prikazane obremenitve za vse obtežne primere in sicer v stebru zgoraj ob vpetju v prekladno konstrukcijo, v stebru spodaj ob vpetju v pilotno grede, na sredini pilotne grede pod stebrom ter v pilotih.

Za dimenzioniranje elementov je potrebno upoštevati naslednje kombinacije:

- stalna in začasna projektna stanja:

$$\text{MSN 1: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr1a } (P_{kar}) + 1.5 \times 0.6 F_{wk,p}$$

$$\text{MSN 2: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr1a } (P_{kar}) + 1.5 \times 0.6 T_k$$

$$\text{MSN 3: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.35 \text{ gr2 } (P_{pog} + P_{hor}) + 1.5 \times 0.6 T_k$$

$$\text{MSN 4: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.5 F_{wk}$$

$$\text{MSN 5: } 1.35 (1.0) G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.5 T_k + 1.35 P_{pog}$$

- potresna kombinacija:

$$\text{MSN 6: } 1.0 G_k + 1.0 P + 1.0 R + 1.0 A_{Ed} + 0.20 \text{ gr1a } (P_{nav}) + 0.5 T_k$$

V nadaljevanju je prikazan izračun glavne vzdolžne armature v elementih, kontrola striga v diplomski nalogi ni obravnavana.

Preglednica 29: Obremenitve stebrov, pilotne grede in pilotov

	ovo. K1,K3	K2	K4	P _{kar}	P _{pog}	P _{nav}	P _{hor}	T _k	F _{wk}	F _{wk,p}	A _{Ed,x}	A _{Ed,y}
vpetje stebra v prekladno konstrukcijo												
<i>M_y</i> (kNm)	4757	4820	4954	6597	3440	859	±887	4130	±128	±159	±4617	±1454
				-4373	-2256	-583		-3344				
<i>M_z</i> (kNm)							±119		±287	±353	±898	±2996
<i>N</i> (kN)	-7204	-9573	-9586	-1711	-861	-583	-21	162	±66	±82	-401	-939
							31	-138				
<i>V_z</i> (kN)	-619	-639	-595	-743	-387	-97	159	-654	23	29	856	265
				456	229	65		566				
<i>V_y</i> (kN)							28		76	92	222	741
vpetje stebra v pilotno gredo												
<i>M_y</i> (kNm)	-99	-199	-308	1108	589	130	±382	1103	±55	±68	±2034	±615
	417			-991	-543	-114		-1051				
<i>M_z</i> (kNm)							±106		±266	±323	±817	±2722
<i>N</i> (kN)	-7553	-9997	-10009	-1780	-898	-241	-21	162	±66	±82	-401	-939
							31	-138				
<i>V_z</i> (kN)	-619	-639	-595	-743	-387	-97	159	-654	23	29	856	265
				456	229	65		566				
<i>V_y</i> (kN)							28		76	92	222	741
pilotna greda pod stebrom												
<i>M_y</i> (kNm)	4584	6123	5940	1768	871	259	±208	648	±26	-32	1071	1180
				-262				-641		120		
<i>N</i> (kN)	169	164	170	231	119	31	±33	±219			±180	±60
<i>V_z</i> (kN)	2760	3629	3631	1016	486	157	112	402	59	71	4	5
				-858	-423	-125		-377				
piloti												
<i>M_y</i> (kNm)	-425	-490	-487	285	153	35	±66	344	±10	±12	±370	±111
				-487	-256	-62		-323				
<i>M_z</i> (kNm)							±10		±26	±32	±87	±288
<i>N</i> (kN)	-2859	-3726	-3627	-740	-371	-103	-84	-377	±10	±13	-439	-522
							85	402	±42	±52		
<i>V_z</i> (kN)	-243	-262	-225	-252	-131	-33	29	-216	4	5	161	55
				147	74	21		188				
<i>V_y</i> (kN)											34	111
<i>N_{spodaj}</i> (kN)	-3210	-4079	-3982	-1016	-486	-157	-84	-377	-42	-52	-439	-522

7.2 Dimenzioniranje stebrov

Materialne karakteristike: beton C35/45: $f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 1.0 \cdot 3.5 / 1.5 = 2.33 \text{ kN} / \text{cm}^2$

armaturno jeklo S500: $f_{sd} = f_{sk} / g_s = 50 / 1.15 = 43.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Prereza stebra dimenzioniram s pomočjo interakcijskih diagramov nosilnosti prerezov (Bratina, Planinc, 2005).

Prerez stebra ob vpetju v prekladno konstrukcijo

$b/h = 150/180$ cm, zaščitni sloj betona 4.5 cm $\rightarrow a = 5.5$ cm

Merodajne obremenitve prereza so prikazane v preglednici 30, na sliki 102 pa vrednosti iz projekta (oznaki momenta sta ravno obratni). Vidimo lahko, da so si predvsem vrednosti v primeru stalnih in začasnih projektних stanj, precej podobne.

Preglednica 30: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v prekladno konstrukcijo

Kombinacija	M_y (kNm)	M_z (kNm)	N (kN)
začasna stanja - $M_{y,max}$ (MSN 2)	18215	/	-11824
začasna stanja - $M_{z,max}$ (MSN 4)	5592	530	-9561
potres smer X (MSN 6)	12298	898	-8107
potres smer Y (MSN 6)	9135	2996	-8807

KOMBINACIJA	N_x (kN)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
ULS regulame (STR)	-12088	-15	16240
ULS potres (STR)	-7651	-891	-8961

Slika 102: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v prekladno konstrukcijo (Vir: Ponting, 2007, 88 str.)

Moment okoli osi y-y:

$d = a/h = 0.03$, dvojna armatura $k = 1.0$

$$\left. \begin{array}{l} M_y = 18215 \text{ kNm} \rightarrow m_d = 0.189 \\ N = -11824 \text{ kN} \rightarrow n_d = -0.221 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 = 0.22 \quad (e_s / -e_l = 10/3.5\text{‰}) \rightarrow m = 5.01 \cdot 10^{-3}$$

$$A_s = A'_s = mA_c = 135.2 \text{ cm}^2 \dots \text{ izberem } \pm 22 \text{ } \varnothing 28 \quad (A_{s,dej} = 135.5 \text{ cm}^2)$$

Moment okoli osi z-z:

$d = a/h = 0.04$, dvojna armatura $k = 1.0$

$$\left. \begin{array}{l} M_y = 2996 \text{ kNm} \rightarrow m_d = 0.037 \\ N = -8807 \text{ kN} \rightarrow n_d = -0.165 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 < 0 \rightarrow \text{armatura računsko ni potrebna}$$

Prerez stebra ob vpetju v temeljno gredo

$b/h = 150/120$ cm, zaščitni sloj betona 4.5 cm $\rightarrow a = 5.5$ cm

Merodajne obremenitve prereza so prikazane v preglednici 31, na sliki 103 pa so prikazane vrednosti iz projekta (oznaki momenta sta obratni). Vrednosti v primeru stalnih in začasnih projektnih stanj so zopet zelo podobne.

Preglednica 31: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v temeljno gredo

Kombinacija	M_y (kNm)	M_z (kNm)	N (kN)
začasna stanja - $M_{y,max}$ (MSN 2)	2906	/	-9810
začasna stanja - $M_{z,max}$ (MSN 4)	417	491	-7430
potres smer X (MSN 6)	3133	817	-8126
potres smer Y (MSN 6)	1714	2722	-8664

KOMBINACIJA	N_x (kN)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
ULS regularne (STR)	-9492	1645	3735
ULS potres (STR)	-7356	1828	2679

Slike 103: Obremenitve prereza stebra ob vpetju v temeljno gredo (Vir: Ponting, 2007, 90 str.)

Moment okoli osi y-y (merodajno tudi za moment okoli osi z-z):

$d = a / h = 0.05$, dvojna armatura $k = 1.0$

$$\left. \begin{array}{l} M_y = 3133 \text{ kNm} \rightarrow m_d = 0.073 \\ N = -8126 \text{ kN} \rightarrow n_d = -0.228 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 < 0 \rightarrow \text{armatura računsko ni potrebna}$$

7.3 Dimenzioniranje pilotne grede

Materialne karakteristike: beton C30/37: $f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 1.0 \cdot 3.0 / 1.5 = 2.0 \text{ kN} / \text{cm}^2$

armaturno jeklo S500: $f_{sd} = f_{sk} / g_s = 50 / 1.15 = 43.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$b/h = 250/160$ cm, $a = 5.5$ cm $\rightarrow d = 154.5$ cm

Prerez grede dimenzioniram s pomočjo priročnika za dimenzioniranje po metodi mejnih stanj (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Merodajne obremenitve prereza so prikazane v preglednici 32.

Preglednica 32: Obremenitve prereza pilotne grede pod stebrom

Kombinacija	M_y (kNm)	M_z (kNm)	N (kN)
začasna stanja - $M_{y,max}$ (MSN 2)	9093	/	673
potres smer Y (MSN 6)	6347	/	370

$$M_{Eds} = 9093 - 673 \cdot 0.745 = 8592 \text{ kNm} \rightarrow k_d = \frac{M_{Eds}}{a f_{cd} b d^2} = 0.085$$

$$\text{izberem deformacije: } e_s / -e_1 = 10 / 1.75\text{‰} \rightarrow k_s = 1.049$$

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{f_{sd} d} = 149.6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 59.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

... izbrana armatura $\text{Ø}28/10 + \text{Ø}28/20$ ($A_{s,dej} = 92.4 \text{ cm}^2/\text{m}$)

7.4 Dimenzioniranje pilotov vmesnih podpor

Materialne karakteristike: beton C25/30: $f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 1.0 \cdot 2.5 / 1.5 = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

armaturno jeklo S500: $f_{sd} = f_{sk} / g_s = 50 / 1.15 = 43.5 \text{ kN/cm}^2$

Maksimalna reakcija pod pilotom v MSN znaša:

$$N_{Ed} = 5790 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 8500 \text{ kN} \dots \text{ projektna nosilnost pilota } \text{Ø}120 \text{ cm}$$

Merodajne obremenitve prereza so prikazane v preglednici 33. Prerez pilota dimenzioniram s pomočjo interakcijskih diagramov nosilnosti prerezov (Bratina, Planinc, 2006). Pri tem upoštevam interakcijski diagram krožnega preseka za armaturno jeklo S400, kar pomeni da sem na varni strani. Predpostavim tudi, da hkrati delujeta maksimalen moment in minimalna tlačna sila.

Preglednica 33: Obremenitve pilota

Kombinacija	M_y (kNm)	M_z (kNm)	N (kN)
začasna stanja - $M_{y,max}$ (MSN 2)	1465	/	-4107
potres smer X (MSN 6)	919	87	-3200
potres smer Y (MSN 6)	760	288	-3283

$$d = a / 2R = 0.05$$

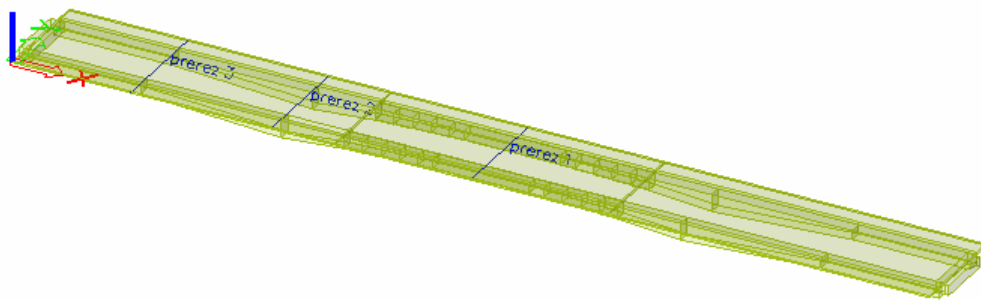
$$\left. \begin{array}{l} M_y = 1465 \text{ kNm} \rightarrow m_d = 0.080 \\ N = -3200 \text{ kN} \rightarrow n_d = -0.200 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 = 0.05 \text{ (} e_s / -e_1 = 7.5 / 3.5\text{‰)} \rightarrow m = 1.63 \cdot 10^{-3}$$

$$A_s = m A_c = 18.5 \text{ cm}^2 \dots \text{ izbrana armatura } 20\text{Ø}20 \text{ (} A_{s,dej} = 62.8 \text{ cm}^2 \text{)}$$

8.0 AB PLOŠČA V PREČNI SMERI

8.1 Splošno

Za izračun plošče v prečni smeri uporabim prostorski model iz poglavja 6. Monolitna AB plošča je med nosilci konstantne debeline 40 cm, medtem ko se debelina konzole manjša do 22 cm na robu. Model plošče brez podpor je prikazan na sliki 104.

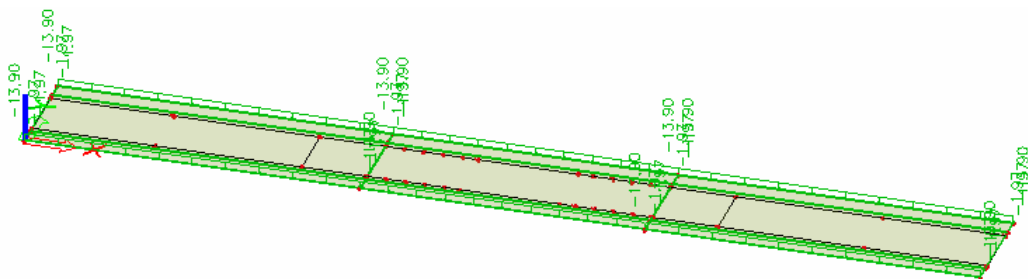


Slika 104: Model AB plošče

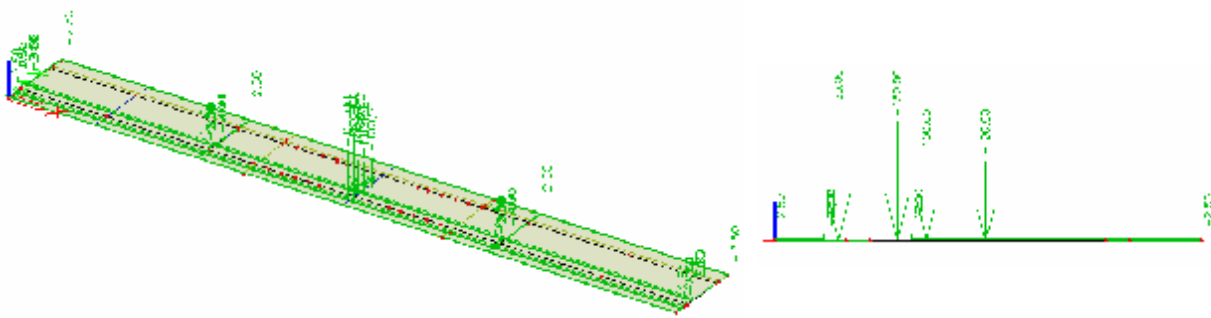
8.2 Obtežba in kombinacije

Pri izračunu plošče so upoštewane naslednje obtežbe:

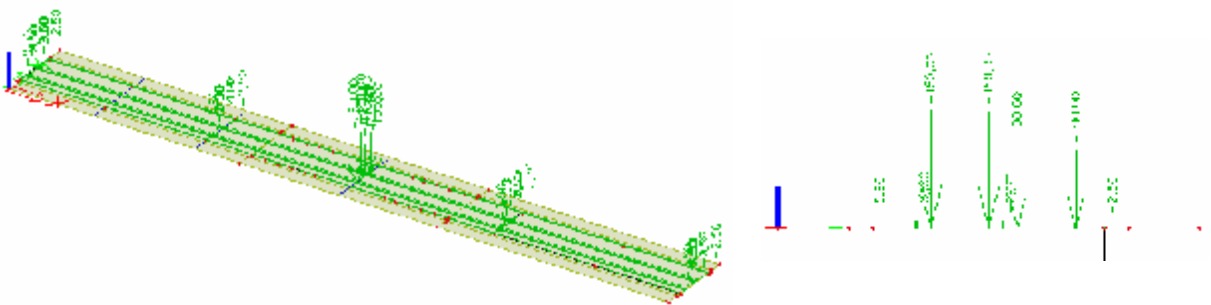
- lastna teža AB plošče, nosilcev (upošteva program)
- stalna teža krova (Slika 105)
- prometna obtežba gr1a – max. M nad podporo (Slika 106) in v polju plošče prereza 1 (Slika 107)
- prometna obtežba gr1a – max. M nad podporo in v polju plošče prereza 2
- prometna obtežba gr1a – max. M nad podporo in v polju plošče prereza 3
- prometna obtežba gr3 – karakteristična obtežba hodnika (Slika 108)



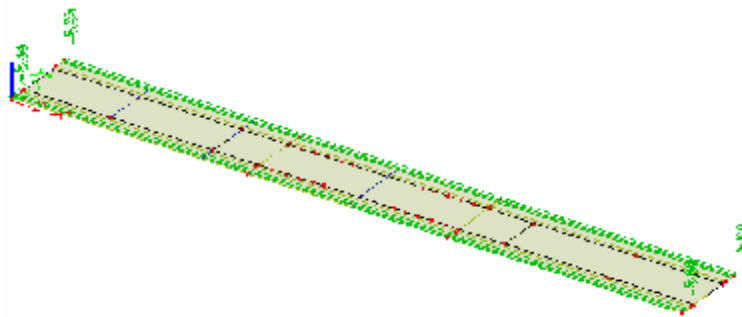
Slika 105: Stalna teža krova



Slika 106: Prometna obtežba gr1a: max. M nad podporo plošče



Slika 107: Prometna obtežba gr1a: max. M v polju plošče



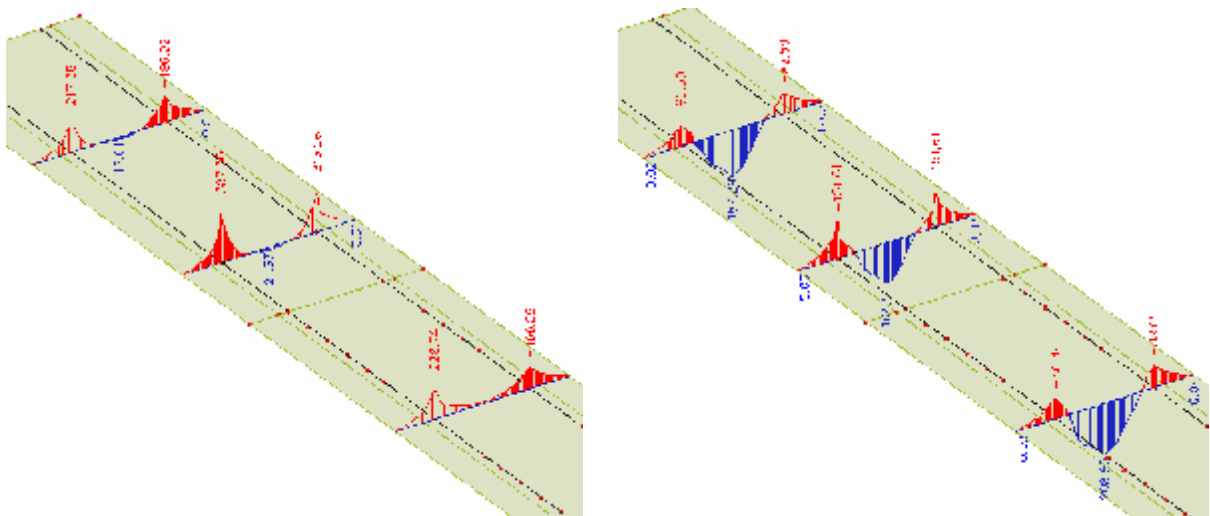
Slika 108: Prometna obtežba gr3

Za dimenzioniranje v MSN generiram 14 kombinacij iz naslednje enačbe:

$$1.35 (1.00) G_k + 1.35 P_k (\text{gr1a ali gr3})$$

8.3 Obremenitve in dimenzioniranje

Na sliki 109 so prikazane največje in najmanjše vrednosti momenta za ovojnico vseh kombinacij v MSN v treh kritičnih prerezih. Glede na projekt dobimo večje vrednosti momentov, kar je posledica upoštevanja linijske podpore plošče na mestu nosilca, dejansko pa je plošča podprta na širini nosilca 1.65 m, kar je tudi upoštevano v projektu in predstavlja precej bolj realne rezultate. V našem primeru dobimo večje konice momentov na katere dimenzioniramo, s čimer smo na precej varni strani.



Slika 109: Največje in najmanjše vrednosti momenta ovojnice kombinacij (kNm)

Dimenzioniranje:

beton C35/45: $f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 1.0 \cdot 3.5 / 1.5 = 2.33 \text{ kN} / \text{cm}^2$

armaturno jeklo S500: $f_{sd} = f_{sk} / g_s = 50 / 1.15 = 43.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$

zaščitni sloj betona 4.5 cm $\rightarrow a = 5.5 \text{ cm}, d = 34.5 \text{ cm}$

Prerez 1 in prerez 3

Plošča v polju: $M_{Ed} = 208.85 \text{ kNm}$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{a f_{cd} b d^2} = \frac{20885}{0.85 \cdot 2.33 \cdot 100 \cdot 34.5^2} = 0.088$$

izberem deformacije: $e_s / -e_1 = 10 / 1.75\% \rightarrow k_s = 1.058$

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{f_{sd} d} = 14.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem upogibno armaturo: $\varnothing 20/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 20.9 \text{ cm}^2/\text{m}$).

V zgornji coni izberem armaturo: $\varnothing 12/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Izpolnjena mora biti interakcija prečnega upogiba z vzdolžnim strigom (poglavje 5.4):

$$A_{zg} + A_{sp} = 28.4 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq \max \begin{cases} A_{strig} = 11.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,sp} = 11.3 / 2 + 14.7 = 20.4 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Plošča nad podporo: $M_{Ed} = 228.74 \text{ kNm}$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{a f_{cd} b d^2} = \frac{22874}{0.85 \cdot 2.33 \cdot 100 \cdot 34.5^2} = 0.097$$

izberem deformacije: $e_s / -e_1 = 10/1.90\text{‰} \rightarrow k_s = 1.063, k_x = 0.154$

višina tlačene cone: $x = k_x d = 5.3 \text{ cm}$

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{f_{sd} d} = 16.2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem upogibno armaturo: $\varnothing 20/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 20.9 \text{ cm}^2/\text{m}$).

V spodnji coni izberem armaturo: $\varnothing 16/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 13.4 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$A_{sp} = 13.4 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq A_{sp, strig} = 11.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$... pogoj iz poglavja 5.4.2

Izpolnjena mora biti interakcija prečnega upogiba z vzdolžnim strigom (poglavje 5.4):

$$A_{zg} + A_{sp} = 34.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq \max \begin{cases} A_{strig} = 11.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,zg} = 11.3 / 2 + 16.2 = 21.9 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Prerez 2-2 (oz. nad gredo 17)

Plošča v polju: $M_{Ed} = 164.55 \text{ kNm}$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{a f_{cd} b d^2} = \frac{16455}{0.85 \cdot 2.33 \cdot 100 \cdot 34.5^2} = 0.070$$

izberem deformacije: $e_s / -e_1 = 10/1.50\text{‰} \rightarrow k_s = 1.049$

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{f_{sd} d} = 11.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem upogibno armaturo: $\varnothing 16/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 13.6 \text{ cm}^2/\text{m}$).

V zgornji coni izberem armaturo: $\varnothing 14/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 10.6 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Izpolnjena mora biti interakcija prečnega upogiba z vzdolžnim strigom (poglavje 5.4):

$$A_{zg} + A_{sp} = 24.2 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq \max \begin{cases} A_{strig} = 22.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,sp} = 22.0 / 2 + 11.5 = 22.5 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Plošča nad podporo: $M_{Ed} = 387.30 \text{ kNm}$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{a f_{cd} b d^2} = \frac{38730}{0.85 \cdot 2.33 \cdot 100 \cdot 34.5^2} = 0.164$$

izberem deformacije: $e_s / -e_1 = 10 / 3.00\%$ $\rightarrow k_s = 1.103$, $k_x = 0.231$

višina tlačene cone: $x = k_x d = 8.0 \text{ cm}$

$$A_s = k_s \frac{M_{Eds}}{f_{sd} d} = 28.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Izberem upogibno armaturo: $\varnothing 20/15\text{cm} + \varnothing 14/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

V spodnji coni izberem armaturo: $\varnothing 16/15\text{cm} + \varnothing 14/15\text{cm}$ ($A_{dej} = 24.2 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$A_{sp} = 24.2 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq A_{sp, strig} = 22.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{pogoj iz poglavja 5.4.2}$$

Izpolnjena mora biti interakcija prečnega upogiba z vzdolžnim strigom (poglavje 5.4, glej tudi skico armature na sliki 110):

$$A_{zg} + A_{sp} = 31.5 + 10.6 = 42.1 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq \max \begin{cases} A_{strig} = 22.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{strig} / 2 + A_{upogib,zg} = 22.0 / 2 + 28.5 = 39.5 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

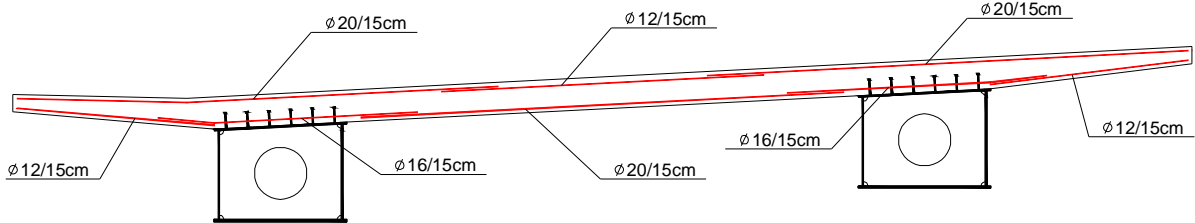
Minimalna armatura v natezni coni prereza znaša:

$$A_{s, \min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} b_t d = 0.26 \frac{0.32}{50} 100 \cdot 34.5 = 5.7 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0.0013 b_t d = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

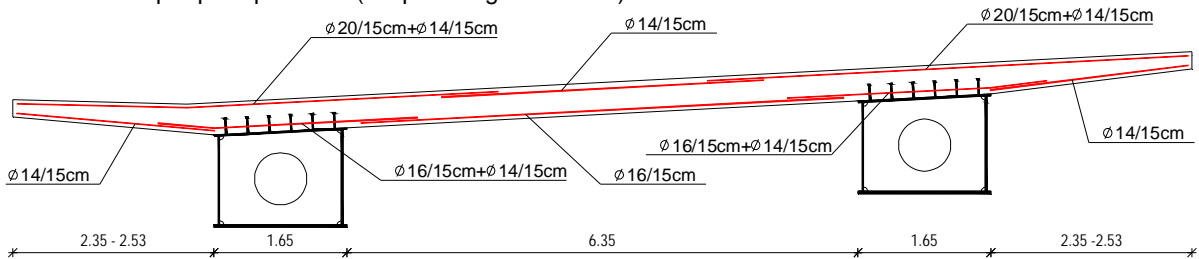
kar je izpolnjeno v vseh prerezih!

Na sliki 110 sta prikazani skici armature za prerez v polju (oz. nad sovprežnima gredama 21 in 22) in prerez nad podporo (ter nad sovprežnimi gredami 17-20).

Prerez v polju preklade (sovprežni gredi 21 in 22):



Prerez v nad podporo preklade (sovprežne gredi 17-20):



Slika 110: Skica prečne armature v polju in nad podporo preklade

9.0 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je prikazan postopek projektiranja hibridnega sovprežnega viadukta ter kontrola in dimenzioniranje osnovnih konstrukcijskih elementov. Poudarek je bil predvsem na uporabi časovno odvisne analize pri globalni analizi konstrukcije ter primerjava z rezultati iz projekta v fazi gradnje. Zaradi velike obsežnosti projekta je poudarek predvsem na kontrolah sovprežnega dela konstrukcije, zato v nalogi niso obravnavane naslednje kontrole:

- dimenzioniranje mehke armature v prednapetem delu konstrukcije
- dimenzioniranje krajnega opornika (stene in krila) ter pilotov pod gredo opornika
- kontrola ležišč in dilatacij

Uporaba računalniškega programa ESA PT za analizo časovnega poteka gradnje se je izkazala za uporabno v smislu zelo enostavnega modeliranja celotnega poteka gradnje in vseh konstrukcijskih elementov, kot so npr. kabli za prednapenjanje. Z uporabo modula za prednapenjanje tudi na dveh primerih v dodatku A, dobimo praktično enake rezultate kot z analitičnim izračunom. Dobra lastnost programa je tudi zelo dober pregled rezultatov v kabliah za prednapenjanje (tako začetnih kot končnih izgub). Edina omejitev pri modeliranju je ta, da časovno odvisne analize ne moremo izvesti na prostorskem modelu, kar pomeni, da moramo za upoštevanje vseh vplivov (potresni vpliv, vpliv vetra, horizontalna prometna obtežba) uporabiti vsaj še en prostorski model. Slaba lastnost, ki se tudi pojavi pri modeliranju je ta, da nam pri določenih operacijah enostavno zapre program, to se je npr. nešteto krat zgodilo ob izračunu karakteristik sovprežnega prereza, vnešenega s pomočjo dwg datoteke pri prerezu tipa »general cross-section«.

Poleg omenjenih funkcij v diplomski nalogi ima program tudi zelo veliko število drugih funkcij, katere pri diplomski nalogi niso bile uporabljene. S tem mislim predvsem module za dimenzioniranje betonskih in prednapetih elementov po standardih evrokod. Program omogoča vnos armature ter izračun napetosti v razpokanih prerezih ter določitev razpok glede na posamezne standarde. Pred tem pa je seveda potrebno v program vnesti tudi zelo veliko število vhodnih parametrov, ki so podani v ustreznih standardih.

Problem v programu se je pojavil le pri kontroli napetosti v sovprežnih elementih, saj je bilo tako v primerih iz priloge A, kot v diplomski nalogi ugotovljeno, da program izračuna precej nenavadne napetosti v AB sovprežni plošči. Problem glede omenjenega primera sem poslal tudi na internetno podporo podjetja Nemetschek Scia za program ESA PT, od koder sem dobil odgovor, da program sešteva napetosti med posameznimi fazami po linearnem zakonu superpozicije, kar je seveda tudi res. Nisem pa dobil odgovora na to, zakaj dobimo pri obremenitvi sovprežnega prereza (pri fazno spremenljivem prerezu) drugačne napetosti, kot pri ločeni analizi enako obremenjenega sovprežnega prereza (brez upoštevanja faznosti prereza). Zaradi tega problema sem se odločil, da kontrole napetosti ne bom izvajal s pomočjo programa, kar je bil seveda prvotni in glavni namen te diplome, ampak sem jih izračunal analitično glede na vsoto obremenitev iz posameznih faz.

Primerjava rezultatov diplomske naloge s projektom podjetja Ponting je pokazala, da so si obremenitve (notranje sile) precej podobne, kar pa ne velja za natezne in tlačne napetosti v AB sovprežni plošči, zaradi zgoraj omenjenega problema. Pravilno primerjavo je tudi zelo težko doseči, saj je bila analiza v projektu izvedena z računalniškim programom, ki upošteva vpliv reologije v skladu s standardom CEB-FIP90. Čeprav so ti standardi zelo podobni evrokodom, je zopet vprašanje koliko so ti standardi stari, kajti tudi standardi evrokod so se v zadnjih letih spreminjali, predvsem reološki vplivi (relaksacija jekla). Vsekakor pa ne moremo z gotovostjo trditi ali so rezultati za posamezen primer pravilni oz. nepravilni, kajti konkreten primer viadukta je precej kompleksen (hibridna konstrukcija) in vsebuje zelo veliko število vhodnih in izhodnih parametrov (npr. sekundarni vplivi reologije na sovprežnem prerezu, primarni in sekundarni vplivi prednapenjanja) zaradi česar je skoraj nemogoče izvesti analitičen kontrolni izračun.

VIRI

Nadvoz 0168-1, 4-6, Načrt gradbenih konstrukcij št. 413/07-3, rednik 1 – zvezek 1. Ponting inženirski biro d.o.o. 2007. Maribor, DARS d.d., GRADIS, Gradbeno podjetje Ljubljana d.o.o.

Nadvoz 0168-1, 4-6, Elaborat napenjanja kablov. Ponting inženirski biro d.o.o. 2007. Maribor, DARS d.d., GRADIS, Gradbeno podjetje Ljubljana d.o.o.

Davaine, L., Imberty F., Raoul, J. 2007. Eurocodes 3 and 4: Application to steel-concrete composite road bridges. Guidance book. Bagneux Cedex, Service d'Études techniques des routes et autoroutes (Sétra).

Dolinar, M., Ovsenik-Jeglič, M., Bertalanič, R., Vertačnik, G. 2007. Podnebne podlage za pripravo evropskih standardov. Poročilo. Ljubljana, Agencija Republike Slovenije za okolje: str. 40-45.

Beg, D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str.136-137.

Bratina, S., Planinc, I. 2005. Interakcijski diagrami nosilnosti AB prečnih prerezov po EC 2, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Bratina, S., Markovič, M., Planinc, I. 2006. Interakcijski diagrami nosilnosti AB prečnih prerezov pri dvojno ekscentrični osni sili, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

SCIA.ESA PT 2006 Manuals, 2006, Herk-de-Stad, SCIA International nv.

SIST EN 1990: 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1: 2004/A101. 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 1991-1-5: 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 1992-2: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.

SIST EN 1993-1-1: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1993-1-5: 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-5. del: Elementi pločevinaste konstrukcije.

SIST EN 1993-2: 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Mostovi.

SIST EN 1994-1-1: 2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1994-2: 2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove.

SIST EN 1998-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-2: 2006. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi.

Priloga A: PRIMERI Z NAVODILI ZA UPORABO RAČUNALNIŠKEGA PROGRAMA SCIA ESA PT

A1 UVOD

V diplomski nalogi je za modeliranje linijskega ter prostorskega modela uporabljen komercialni računalniški program Scia ESA PT (2006, ver. 6.0.112). S pomočjo programa je na primeru linijskega modela upoštevan dejanski časovni potek gradnje viadukta z upoštevanjem reoloških vplivov. Za izračun teh vplivov so upoštevane enačbe iz standarda evrokod EN. V programu ESA PT so poleg osnovnih modulov vgrajeni tudi naslednji moduli:

- **faze gradnje (construction stages)**
- **prednapenjanje (prestressing)**
- **časovno odvisna analiza (time dependent analysis – TDA)**

Pri analizi konstrukcij lahko uporabimo vsak modul posebej ali pa več modulov hkrati. Prednost uporabe teh modulov je v tem, da so v modelu zajete vse plastične deformacije betona, ki nastanejo v konstrukciji zaradi reoloških vplivov. Metoda izračuna temelji na predpostavki linearne povezave med napetostmi in deformacijami. Vse deformacije, napetosti in obremenitve se superponirajo od prve faze do končne faze uporabe pri $t = \infty$. Največja omejitev pri uporabi modula TDA je, da se lahko uporabi le pri ravninskih okvirjih (project type - XZ frame), medtem, ko lahko ostala dva modula uporabimo tudi pri analizi 3D konstrukcij (frame XYZ, general XYZ). Za uporabo modula faze gradnje je potrebno v nastavitvah projekta izbrati »model/construction stages«, za modul prednapenjanja se v meniju »project data/functionality« označi »prestressing«, za uporabo modula TDA pa mora biti v vsakem primeru v projektu izbrano »construction stages«, saj se uporaba definira v kasnejših nastavitvah v modulu faze gradnje (okno »setup«).

A2 FAZE GRADNJE

Faze gradnje omogočajo vnašanje končnega modela po fazah (dodajanje in odstranjevanje elementov, podpor, obtežbe, fazno spreminjanje prereza linijskega elementa). Prečni prerez je lahko za potrebe faz gradnje sestavljen le iz dveh faz, vsaka od dveh faz prereza pa je lahko

sestavljena iz različnega števila elementov in materialov. Vse elemente, podpore in obtežbe modela je potrebno definirati vnaprej, nato pa v modulu »construction stages« za vsak element označiti, v kateri fazi ga dodamo oz. odstranimo!

V tem modulu ločimo dve vrste faz:

- **faze gradnje** (construction stages)
- **faze uporabe** (service stages) – nastopijo takrat, ko pri lastnostih določene faze označimo »last construction stage«, kar pomeni, da modelu ne moremo več dodati oz. odstraniti elementov

Posebnosti pri definiranju obtežb:

- Vsaka faza gradnje vedno vsebuje en stalni obtežni primer (tip »permanent« ali »self-weight«), ki ga računalnik potrebuje za shranjevanje rezultatov (stalna, lastna teža). Uporabljen je le enkrat (le v eni fazi) in je lahko tudi prazen.
- V primeru, da ni definiranega nobenega stalnega obtežnega primera, nam ga predlaga računalnik pri definiranju nove konstrukcijske faze.
- V primeru obtežbe tipa self-weight se v izračunu obremenitev v posamezni fazi upošteva le lastna teža elementov, ki so bili dodani v tej fazi, lastna teža že prej vnesenih elementov se ne upošteva (ali je bila upoštevana v predhodni fazi ali pa jo vnesemo v model preko linijske obtežbe).
- V fazah gradnje lahko dodajamo tudi spremenljive obtežne primere, ampak le kratkotrajne in trenutne obtežbe (tip obtežbe »short-term« ali »instantaneous«), vendar v primeru TDA analize te obtežbe ne vplivajo na izračun deformacij zaradi lezenja betona. Napetosti v elementih zaradi spremenljive obtežbe se upoštevajo le v fazi, v kateri so nanešene, k nadaljnim fazam pa se ne prištejejo (permanent oz. self-weight)
- V fazah uporabe (vse faze za zadnjo fazo gradnje) pa lahko na model nanašamo tudi spremenljive obtežbe tipa »short-term« in »long-term«, pri tem pa moramo definirati maksimalni varnostni faktor za vplive g_{max} , ki se uporabi pri generiranju kombinacij za trenutno in vse naslednje faze, ter koeficient γ_2 , ki se uporabi za navidezno-stalni del (quasi-permanent) spremenljive dolgotrajne obtežbe, kateri se upošteva pri TDA analizi za izračun deformacij zaradi lezenja betona.

- Razbremenjevanje modela v posameznih fazah je možno le tako, da obtežimo model z obtežbo nasprotnega predznaka.

Izpis obremenitev v elementih:

Za vsako fazo posebej se generirajo kombinacije obtežnih primerov (tip envelope) - ovojnica obtežnih kombinacij stalnih in koristnih vplivov, ki so definirani v tej fazi oz. v vseh prejšnjih fazah (stalna obtežba) :

- F{faza}-MAX ... upoštevani maksimalni komb. faktorji definirani za vsako fazo
- F{faza}-MIN upoštevani minimalni komb. faktorji definirani za vsako fazo
- F{faza}-SLS MSU, vsi faktorji enaki 1.00

Notranje sile in napetosti za stalni obtežni primer, definiran v vsaki fazi gradnje in uporabe, so enake razliki med vrednostmi med dvema zaporednima fazama.

V primeru uporabe TDA modula se za vsako fazo generira tudi obtežni primer F{faza}-Creep, v katerega se zapišejo vrednosti sprememb napetosti in notranjih sil med zaporednima fazama zaradi upoštevanja reoloških vplivov (lezenje, krčenje, relaksacija jekla).

PRIMER 1: DODAJANJE IN ODSTRANJEVANJE ELEMENTOV

Najprej je potrebno definirati vse elemente v modulu »structure« (Slika A1):



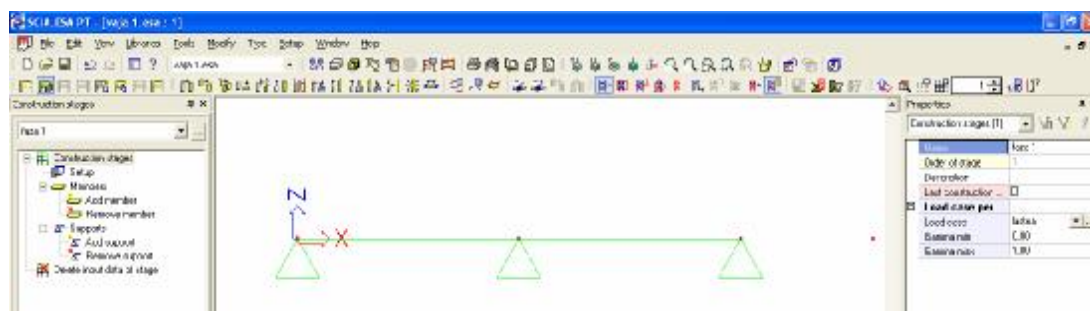
Slika A1: Zasnova

Nato v modulu faze gradnje za vsako fazo posebej označimo, katere elemente bomo dodali oziroma odstranili! Spremenljive obtežne primere je potrebno definirati vnaprej, stalne obtežne primere pa lahko definiramo predhodno ali ob definiranju nove faze gradnje (Preglednica A1).

Preglednica A1: Definirani obtežni primeri

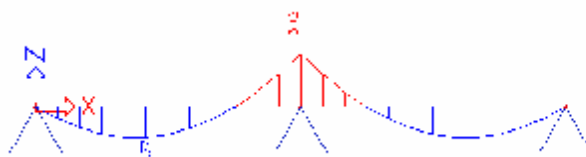
Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
lastna	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
lastna 2	Permanent	LG1	Standard				
koristna 1	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
lastna 3	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
koristna 2	Variable	LG2	Static	Standard		Long	None
lastna 4	Permanent	LG1	Standard				

FAZA 1: Model obremenjen le z lastno težo (self-weight)

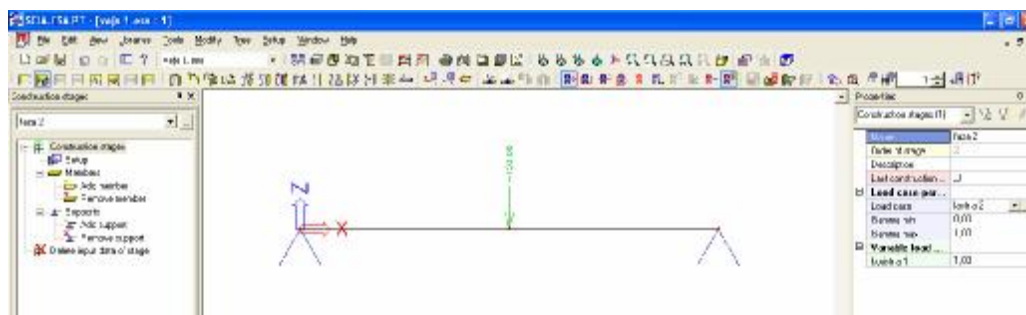


Slika A2: Faza 1

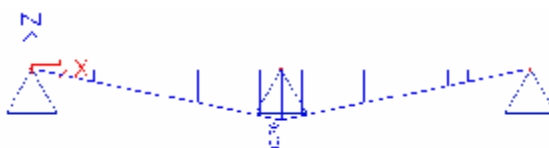
Na sliki A3 je prikazan diagram momentov za obtežno kombinacijo F1-MAX. Vsi kombinacijski faktorji so v nastavitvah posamezne faze nastavljeni na 1.0, kar pomeni da so vrednosti za kombinaciji F{i}-MAX enake F{i}-SLS.

Slika A3: Notranje sile (M_y): F1-MAX

FAZA 2: Odstranitev podpore – stalen obtežni primer lastna 2 (tip »standard«), kateri je prazen, lahko je tudi tipa self-weight. Lastna teža nosilca je upoštevana v vsakem primeru, ker je bila teža definiranih elementov upoštevana že v prejšnji fazi. Dodan je tudi spremenljiv obtežni primer, kateri mora biti tipa »short« oz. »instantaneous«. Število takih obt. primerov v eni fazi je lahko poljubno.

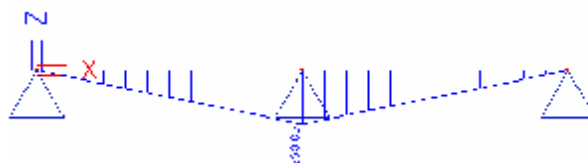


Slika A4: Faza 2



Slika A5: Notranje sile (M_y): lastna 2

Moment v polju za obtežni primer »lastna 2« je enak razliki vrednosti med prejšnjo fazo in trenutno fazo zaradi stalne (lastne teže): $DM = 12.64 - (-3.12) = 15.76$ kNm



Slika A6: Notranje sile (M_y): koristna 1

Moment zaradi spremenljive obtežbe (short term) v fazi gradnje se upošteva le v tej fazi in se ne prišteva k naslednjim fazam gradnje.

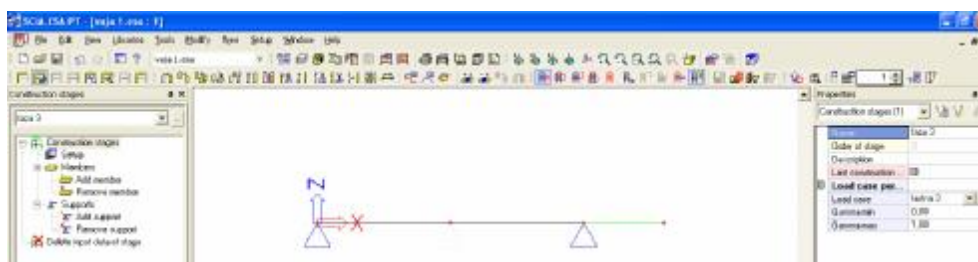


Slika A7: Notranje sile (M_y): F2-MAX

Moment za obtežno kombinacijo v tej fazi (Slika A7) je enak seštevku vseh momentov zaradi stalne teže v prejšnjih ter zaradi stalne in spremenljive obtežbe v tej fazi:

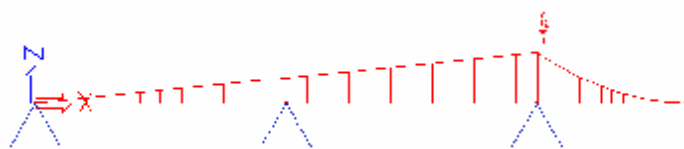
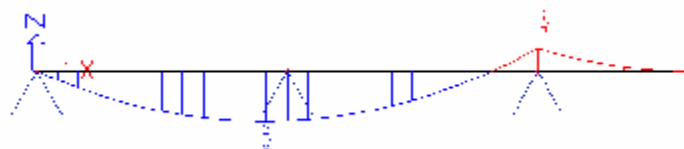
$$M = M_g + M_q = 12.64 + 250.00 = 262.64 \text{ kNm}$$

FAZA 3: Dodamo konzolni element - če hočemo upoštevati lastno težo elementa moramo definirati stalni obt. primer tipa self-weight. Pri lastnostih faze odključamo tudi, da je to zadnja faza gradnje, kar pomeni, da bodo vse naslednje faze faze uporabe ter da lahko v model vnašamo tudi spremenljive obtežbe tipa long term.



Slika A8: Faza 3

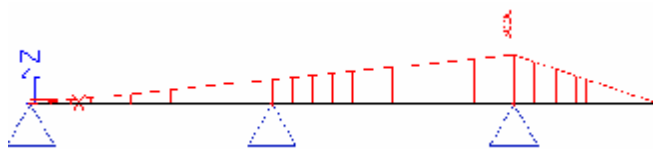
Na sliki A9 je prikazan diagram momentov zaradi lastne teže konzolnega elementa, na sliki A10 pa skupen moment zaradi lastne teže nosilca.

Slika A9: Notranje sile (M_y): lastna 3Slika A10: Notranje sile (M_y): F3-MAX

FAZA 4: To je prva faza uporabe, dodamo dolgotrajen obtežni primer koristna 2 (long-term)

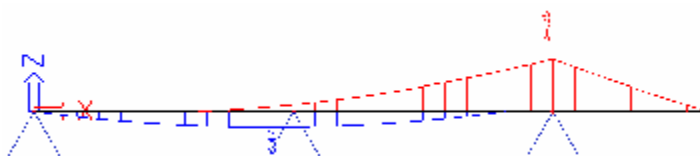


Slika A11: Faza 4



Slika A12: Notranje sile (M_y): koristna 2

Na sliki A13 je prikazana ovojnica momentov F4-MAX za kombinacije obtežnih primerov lastna in koristna 2, to pomeni za kombinaciji lastna ter lastna + koristna 2.

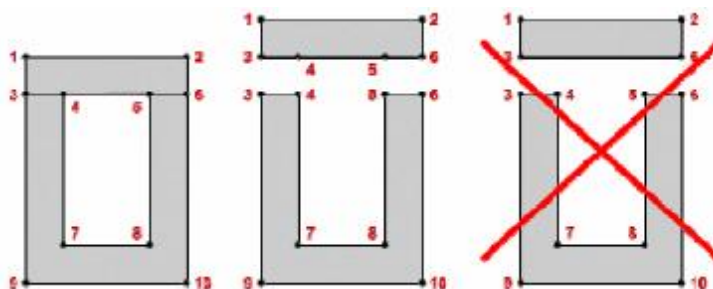


Slika A13: Notranje sile (M_y): F4-MAX

V vsaki naslednji fazi uporabe lahko dodamo po en obtežni primer (permanent ali variable - long term). Vplivi zaradi teh obtežb se prištevajo k naslednjim fazam. Dodamo pa lahko tudi poljubno število kratkotrajnih spremenljivih obtežb (variable - short term), zaradi katerih pa se vplivi ne prištevajo k naslednjim fazam.

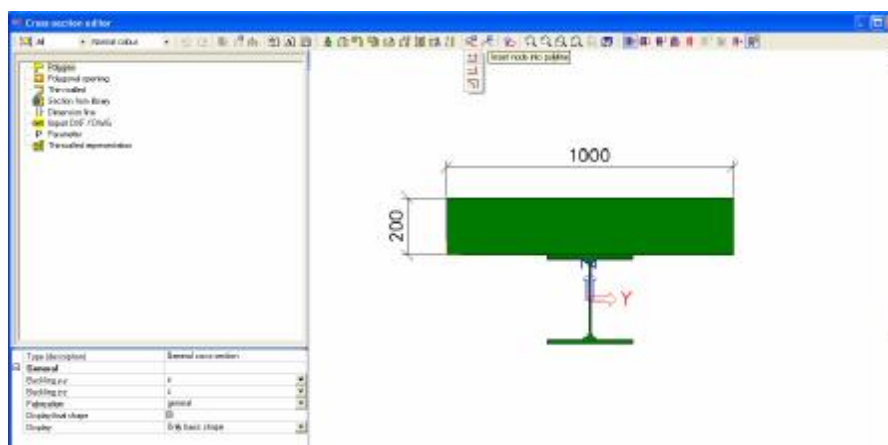
PRIMER 2: FAZNO SPREMINJANJE PREREZA

Linijski element s spremenljivim prerezom je lahko za potrebe faz gradnje sestavljen največ iz dveh faz, vsaka od dveh faz prereza pa je lahko sestavljena iz različnega št. delov prereza in materialov. Pri nastavitvah prereza lahko za vsak del prereza določimo h kateri fazi spada (1. ali 2. faza) ter iz katerega materiala je izdelan. Za vsak tak element pri lastnostih določimo, v kateri fazi bomo dodali 2.fazo prereza (funkcija »topping«). Pri definiranju prerezov, katere vnesemo v program ročno (»general cross section«), je pomembno, da se vozlišča dodanega faznega prereza ujemajo s prejšnjo fazo, zato je potrebno na teh mestih ročno vnesti vozlišča (ukaz polyline edit/insert node)(Slika A14). Če tega ne storimo, v fazah gradnje pri lastnostih elementa ni dostopna funkcija »topping«, kjer označimo, v kateri fazi se aktivira drugi del prereza.



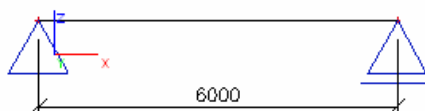
Slika A14: Definiranje vozlišč dvo-faznega prereza (»general cross section«)

Primer: Dvofazni presek sestavljen iz dveh različnih materialov, generiran kot presek tipa »general cross section«. Naknadno je bilo potrebno definirati 3 nova vozlišča na betonskem prerezu na stikanju z jeklenim profilom (vogala in sredina zgornjega roba pasnice) z ukazom »insert node into polyline«. Enak sovprežen presek lahko dobimo tudi v knjižnici profilov, za katerega pa ni potrebno naknadno definiranje vozlišč.



Slika A15: Definiranje vozlišč dvo-faznega prereza (»general cross section«)

Ugotovljeno je bilo tudi, da vsakič, ko hočemo fazni presek spreminjati (odpremo cross-section editor), se te naknadno definirane točke izbrišejo (posledično se izbriše ukazna vrstica »topping«) in jih je potrebno še enkrat definirati.

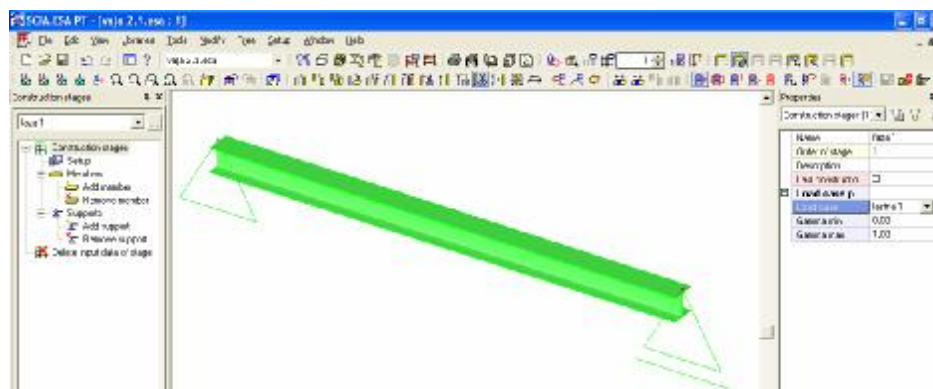


Slika A16: Zasnova

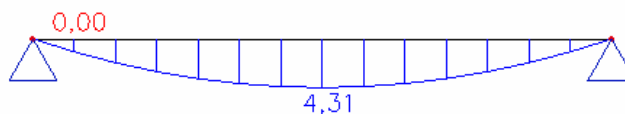
Preglednica 2: Definirani obtežni primeri

Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
lastna 1	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
lastna 2	Permanent	LG1	Self weight		-Z		

1.FAZA: Jeklen nosilec HEA 320



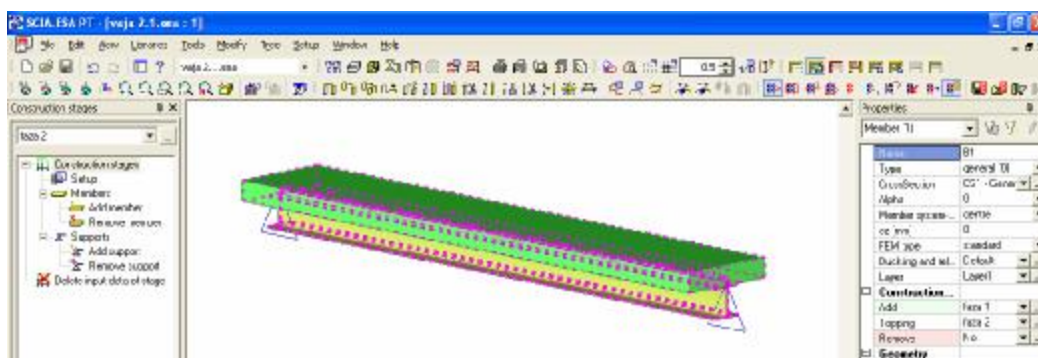
Slika A17: Faza 1



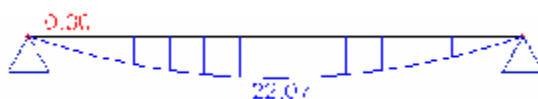
Slika 18: Notranje sile (M_y): F1-MAX (lastna teža nosilca)

Na sliki A18 je prikazan potek momentov zaradi lastne teže nosilca, ker je to prva faza, je kar enako kombinaciji F1-MAX. V primeru, da je konstrukcija statično nedoločena (nosilec podprt tudi v x smeri), se v nosilcu pojavijo tudi natezne osne sile zaradi ekscentričnosti jeklenega prereza glede na težiščno os sovprežnega prereza.

2. FAZA: Na nosilec dodamo AB ploščo in sicer tako, da označimo nosilec ter v oknu z lastnostmi označimo v kateri fazi dodamo drugo fazo prereza («topping«).



Slika A19: Faza 2

Slika A20: Notranje sile (M_y): lastna 2 (stalna teža AB plošče)Slika A21: Notranje sile (M_y): F2-MAX

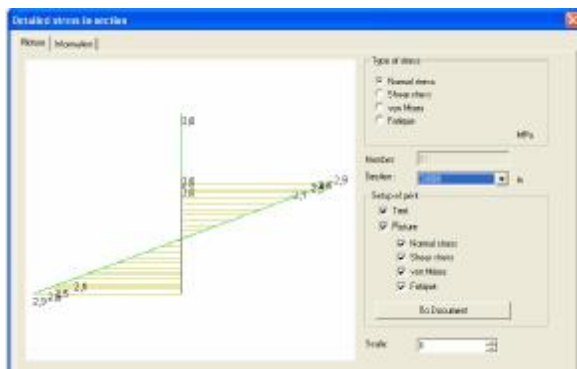
$$M_{F2-MAX} = M_g(\text{HEA320}) + M_g(\text{ploščca}) = 4.31 + 22.07 = 26.38 \text{ kNm}$$

Pri upoštevanju lastne teže nosilca v fazah gradnje je več variant. V našem primeru smo v drugi fazi upoštevali lastno težo plošče, vendar je bila ta upoštevana na sovprežnem prerezu (drugačna razporeditev napetosti), kar pomeni, da je moral biti nosilec v fazi betoniranje podprt (tak primer v realnem ni mogoč, naredim ga le zaradi kontrole napetosti v nosilcu). Če bi hoteli, da je lastna teža celotnega prereza upoštevana le na jeklenem prerezu, bi morali v prvi fazi narediti stalen obtežni primer (tip »permanent«) s porazdeljeno obtežbo velikosti lastne teže celotnega sovprežnega prereza. Drugače je to pri TDA analizi, kjer je upoštevano, da je v fazi nanosa plošče njena togost enaka 0 (upoštevanje staranja betona – večanje modula elastičnosti s časom), kar pomeni, da je lastna teža plošče v tem primeru upoštevana na nosilcu s togostjo jeklenega prereza.

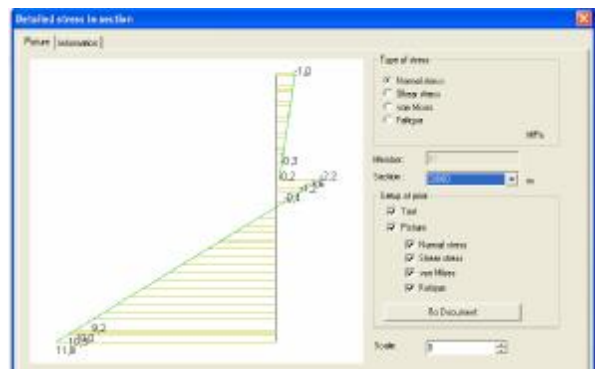
Na sliki A22 so prikazane napetosti na sredini nosilca za obtežni primer F1-MAX (prevzame le jeklen prerez), na sliki A23 pa za primer F2-MAX (skupna obremenitev). Na sliki A24 pa so prikazane napetosti zaradi lastne teže betona, ki deluje na sovprežnem prerezu (obtežni

primer lastna 2), katere je potrebno prišteti napetostim iz slike A22, da dobimo napetosti na sliki A23. Kar pa je nerazumljivo je to, da se na sliki A24 pojavi na stiku med jeklom in betonom sprememba predznaka napetosti, kar pomeni, da na tem delu deformacije niso zvezne. To je seveda v nasprotju s predpostavko, da obtežba deluje na sovprežnem prerezu, zaradi česar dobimo linearen potek napetosti. Za kontrolo naredim tudi analizo brez upoštevanja faz gradenj in sovprežen prerez obremenim z obtežbo plošče iz druge faze. Vrednost momentov je enaka (22.07 kNm), potek napetosti pa je prikazan na sliki A25. Deformacije so v tem primeru linearne, iz primerjave s sliko A24 pa vidimo, da so napetosti v jeklu enake, medtem ko so v betonu v primeru upoštevanja faz gradenj večje (in sicer po celém prerezu za -0.3 MPa).

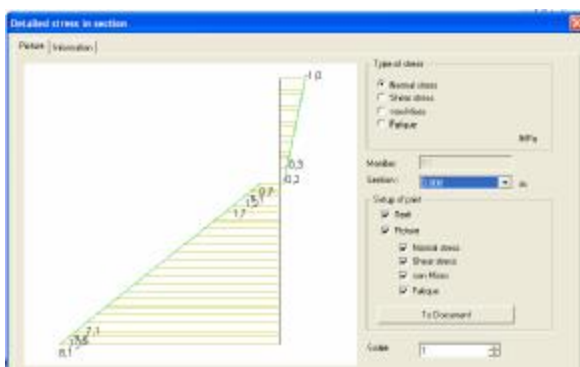
Enake rezultate dobim tudi v primeru, ko lastno težo jekla in betona nanese na model z linijsko obtežbo.



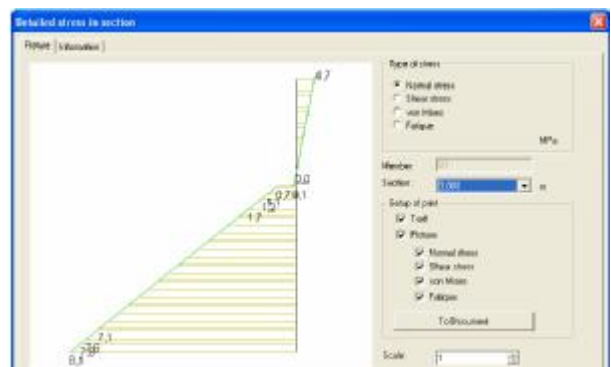
Slika A22: Normalne napetosti (s_n): F1-MAX



Slika A23: Normalne napetosti (s_n): F2-MAX

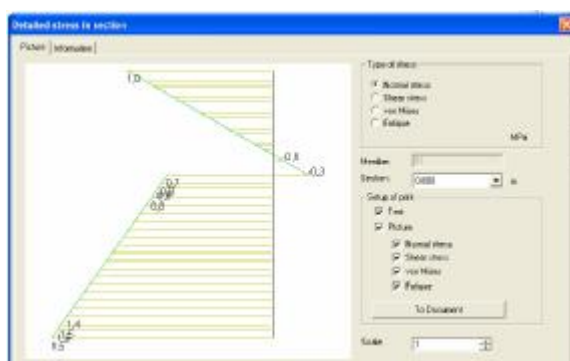


Slika A24: Normalne napetosti (s_n): lastna 2



Slika A25: Napetosti s_n : lastna 2 (ločen izračun)

Nenavadne rezultate dobimo tudi nad podporo nosilca zaradi obtežbe plošče na sovprežnem prerezu (Slika A26). V primeru kontrolnega izračuna na sovprežnem prerezu so napetosti nad podporo po celem prerezu enake 0.



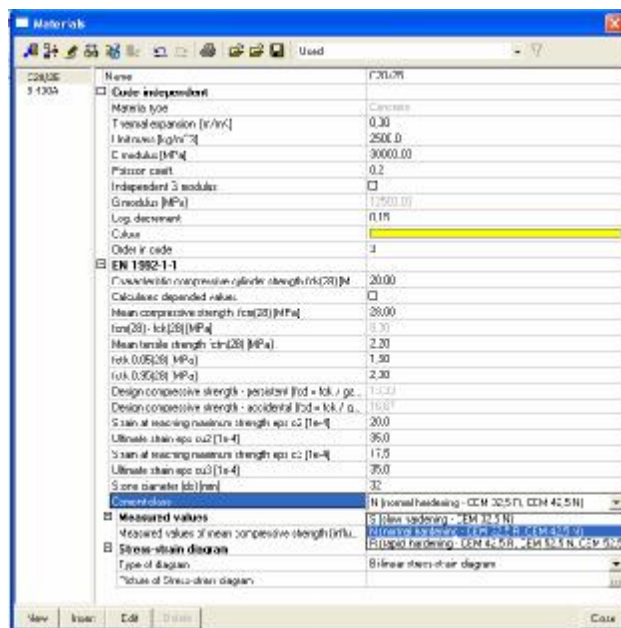
Slika A26: Normalne napetosti (s_n): lastna 2

Sklepamo lahko, da program pravilno izračunava potek notranjih sil (M , N , V) in sicer po zakonu superponiranja obremenitev med posameznimi fazami, medtem ko so poteki in vrednosti napetosti po prerezu nerazumljive..

Problem glede omenjenega primera sem poslal tudi na internetno podporo podjetja Nemetschek Scia za program ESA PT, od koder sem dobil odgovor, da program sešteva napetosti med posameznimi fazami po linearnem zakonu superpozicije, kar je seveda tudi res. Ni pa razloženo, zakaj dobimo pri obremenitvi sovprežnega prereza (pri fazno spremenljivem prerezu) drugačne napetosti, kot pri ločeni analizi enako obremenjenega sovprežnega prereza (brez upoštevanja faznosti prereza).

A3 ČASOVNO ODVISNA ANALIZA

- TDA modul je izdelan predvsem za časovno analizo prednapenjanja, poleg tega pa omogoča tudi analizo sovprežnih 2D okvirnih konstrukcij z upoštevanjem faz gradenj, lezenja (creep), krčenja (shrinkage) ter staranja betona (ageing).
- Pri TDA analizi ni možna uporaba elastičnih podpor in ne moremo uporabiti členkov s sproščenim pomikom (u_x , u_z).
- Pri nastavitvah TDA modula je zelo pomembno število podintervalov, ki mora biti zadosti veliko (≈ 10) za dovolj natančne rezultate zaradi reoloških vplivov. Vsakemu elementu lahko št. podintervalov določimo tudi naknadno pri lastnostih elementa.
- Najpomembnejša nastavitvev, ki vpliva na rezultate, pa je vlažnost okolice.
- Za potrebe TDA analize je potrebno pri materialnih karakteristikah določiti vrsto cementa (slow, normal, rapid hardening), možno pa je vnesti tudi karakteristične trdnosti betona preizkušancev pri posameznih starostih.



Slika A27: Materialne karakteristike, ki vplivajo na TDA analizo

- Pri izračunu TDA modela morajo biti izpolnjeni določeni pogoji pri generiranju mreže končnih elementov ter pri nastavitvah izračuna (mesh setup, solver setup). Če jih pred izračunom ne prilagodimo nas program na to opozori in sam sprememni na ustrezne nastavitve.

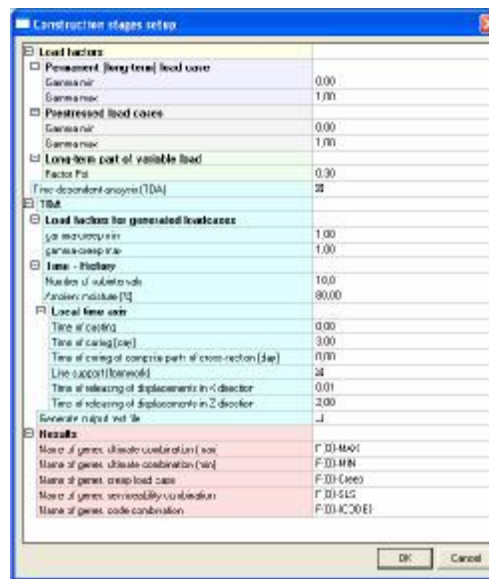
- Vsakemu elementu posebej je potrebno določiti tudi ustrezne nastavitve (LBH – local beam history) s pomočjo ukaza »beam settings«:
 - time of casting – čas nanosa betona (vrednosti ≤ 0), ponavadi se vzame vrednost 0, negativna vrednost pa pomeni, da se togost betona ne upošteva do lokalnega časa 0 tega elementa v globalni matriki, medtem ko je starost betona pravilna (kar pomeni, da ima beton že delno trdnost, ko se začne upoštevati v globalni togostni matriki)
 - time of curing – čas nege betona – od tega časa naprej se začne izračun krčenja, posebej se označi tudi čas nege betona za 2.fazo prereza (pri fazno spremenljivih prerezih)
 - line support (formwork – opaž) – Na začetku mora biti vsak betonski element podprt, ker je elastični modul betona na začetku enak 0, podpora ni potrebna razen v primeru jeklenega ali lesenega elementa oz. v primeru sovprežnega prereza. Posebej je potrebno definirati podpiranje v X in Z smeri. Podpiranje v Z smeri ne vpliva na osne deformacije zaradi reoloških vplivov, podpiranje v X smeri pa vpliva (zmanjša deformacije, kar dejansko ni čisto pravilno), zato je priporočljivo to podpiranje zanemariti (izbrati npr. vrednost 0.01, saj vrednost 0 ni možna, kajti v tem primeru program javi napako).
- Podpiranje v fazi montaže (formwork) začne veljati šele z dnem, ko nastopi 1.faza (»global time« prve faze) – zato je najbolje izbrati »global time« prve faze enako 0. Za vse obtežne primere (lastna, stalna teža), ki nastopijo v fazi še preden odstranimo podpiranje, so izpisi notranjih sil enaki 0, enako velja za kombinacijo te faze. Notranje sile zaradi te stalne teže se ne pripišejo stalnemu obtežnemu primeru faze, ampak k obtežnemu primeru F{faza}-Creep tiste faze, v kateri je podpiranje odstranjeno. To je seveda zelo nefunkcionalno, saj v tem primeru npr. ne moremo narediti kombinacije za ločen izpis obremenitev zaradi vplivov reologije (kombinacija obt. primerov F{faza}-Creep), saj so v tem primeru prisotni tudi vplivi zaradi stalne teže.
- največja možna vrednost vnosa globalnega časa je 36500 dni (100 let)

PRIMER 3: PRIKAZ KRČENJA (TDA modula) NA PROSTOLEŽEČEM NOSILCU

Za prikaz TDA modula uporabim enostaven primer prostoležečega nosilca, kateri ni obtežen z nobeno stalno (lastno) ali spremenljivo obtežbo, ampak nanj delujejo le reološki vplivi, v tem primeru le vpliv krčenja, ki je razviden iz osnih pomikov (deformacij) nosilca.

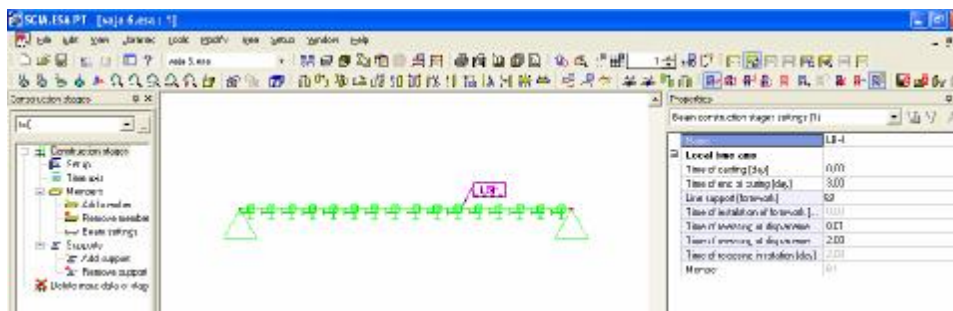
Vhodni podatki: $b/h = 40/80\text{cm}$, $L = 10\text{ m}$, C20/25, vlažnost 80%, negovanje betona 3 dni, vrsta cementa N.

Najprej je potrebno definirati globalne nastavitve za TDA modul (Slika A28).



Slika A28: Globalne nastavitve TDA modula

Vsakemu elementu je potrebno predpisati lokalne nastavitve (LBH): čas negovanja 3 dni, podpiranje elementa 2 dni v smeri Z ter 0,01 dan v smeri X (Slika A29) . V primeru, da betonskega elementa ne podpiramo, nam program javi napako, saj je togost elementa pri času $t=0$ enaka 0.



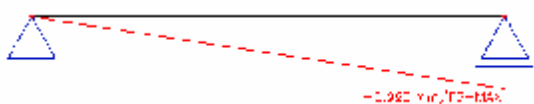
Slika A29: Lokalne nastavitve elementa (LBH)

Definiram 4 faze pri časih 0, 50, 100 in 36500 dni ter vsaki fazi pripišem en prazen obtežni primer tipa permanent/standard (Slika A30).

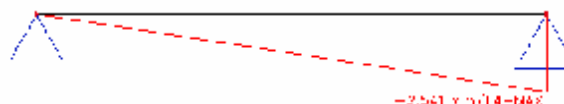


Slika A30: Faza 3 – vhodni podatki

Na slikah A31 in A32 sta prikazana osna pomika pri času $t = 100$ dni (F3-MAX) in $t = 36500$ dni (F4-MAX), ki sta posledica vplivov krčenja na betonski nosilec.



Slika A31: Pomik u_x : F3-MAX



Slika A32: Pomik u_x : F4-MAX

V nadaljevanju je prikazan izračun deformacij in pomikov zaradi krčenja po enačbah iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005:

$t = 100$ dni:

$$\text{celotna deformacija krčenja: } e_{cs} = e_{cd} + e_{ca} = 1,056 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{def. krčenja zaradi sušenja: } e_{cd}(t) = b_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot e_{cd,0} = 0,840 \cdot 10^{-4}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 266,7 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0,783, \quad e_{cd,0} = 0,30 \cdot 10^{-3}, \quad t_s = 3$$

$$b_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = 0,3576$$

$$\text{def. zaradi avtogenega krčenja: } e_{ca} = b_{as}(t) \cdot e_{ca}(\infty) = 0,216 \cdot 10^{-4}$$

$$b_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 0,8646, \quad e_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 25 \cdot 10^{-6}$$

$$u_x(t = 100) = L \cdot e_{cs} = 1,056 \text{ mm}$$

$$t = \infty:$$

$$\text{celotna deformacija krčenja: } e_{cs} = e_{cd} + e_{ca} = 2,587 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{def. krčenja zaradi sušenja: } e_{cd}(t) = b_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot e_{cd,0} = 2,337 \cdot 10^{-4}$$

$$b_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} = 0,995$$

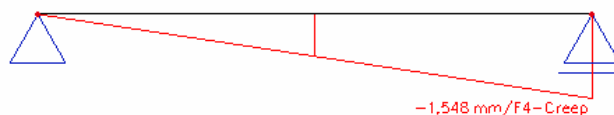
$$\text{def. zaradi avtogenega krčenja: } e_{ca} = e_{ca}(\infty) = 0,250 \cdot 10^{-4}$$

$$u_x(t = \infty) = L \cdot e_{cs} = 2,587 \text{ mm}$$

Razvidno je, da so deformacije (pomiki) zaradi krčenja dobljeni z računalniškim programom ter vrednosti izračunane po enačbah iz standarda EN 1992-1-1, praktično enake. Minimalne razlike so posledica zaokroževanja analitičnega izračuna.

Za vsako fazo posebej se definira tudi nov obtežni primer F{faza}-Creep, v katerega se zapišejo **prirastki** rezultatov (notranjih sil, deformacij) zaradi vplivov krčenja (reologije) za čas med predhodno ter izbrano fazo.

Na sliki A31 je prikazan osni pomik za obtežni primer F4-Creep, ki je v našem primeru, kjer nimamo zunanje obtežbe (le vpliv krčenja), kar enak razliki pomikov za obtežni kombinaciji 3 in 4 faze.



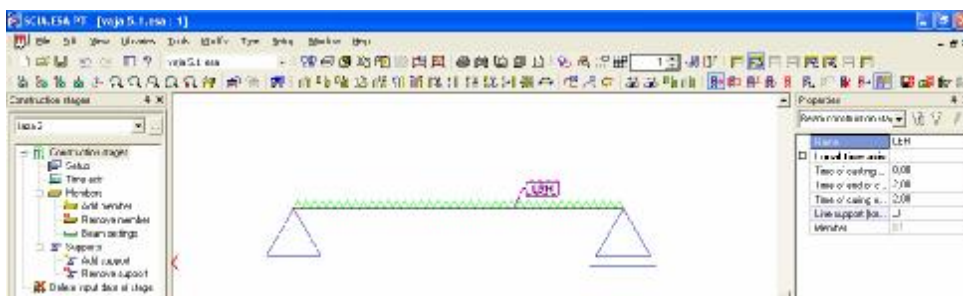
Slika A31: Pomik u_x : F4-Creep

$$u_x(\text{F4-Creep}) = 2.541 - 0.993 = 1.548 \text{ mm}$$

PRIMER 4: UPORABA TDA MODULA IN FAZNO SPREMENLJIVEGA PREREZA

Za ta primer uporabim enak model kot v primeru 2, razen da upoštevam še reološke vplive (TDA modul). Betonski del prereza je podprt z jeklenim nosilcem, ki prenese lastno težo betonskega prereza, zato elementa ni potrebno dodatno podpirati v fazi betoniranja.

Vhodni podatki za TDA analizo: C35/45, vlažnost 70%, negovanje betona 2 dni, brez podpiranja v fazi montaže.

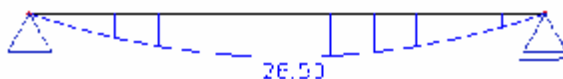


Slika A32: Lokalne nastavitve elementa (LBH)

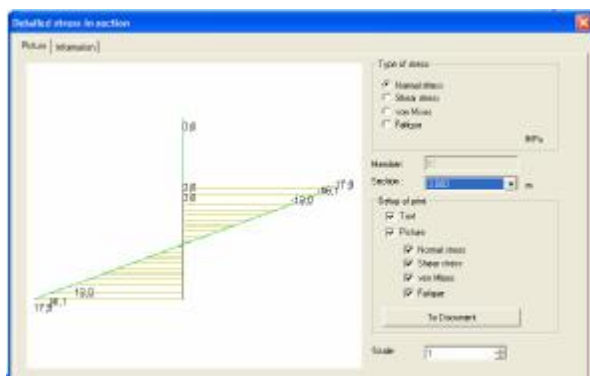
Upoštevane faze:

1. faza: $t=0$ dni, jeklen prerez (upoštevana lastna teža)
2. faza: $t=4$ dni, nanos lastne teže betona – aktiven jeklen prerez
3. faza: $t=50$ dni, nanos dolgotrajne koristne obtežbe $q = 50.0$ kN/m
4. faza: $t=36500$ dni (∞)

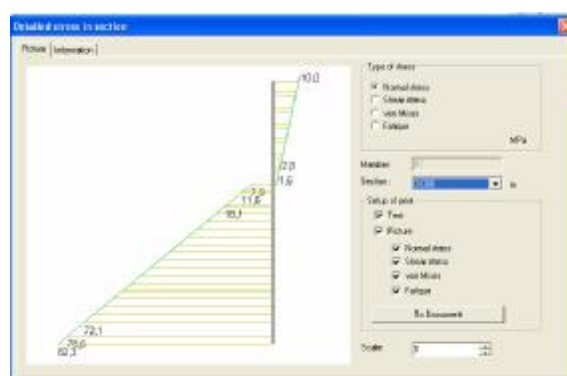
Na sliki A33 je prikazan potek momentov v fazi 2, ki je enak momentu iz primera 2 (Slika A21 – $M_y = 26.38$ kNm). Razlika pa se pojavi pri poteku napetosti, katere so za prerez v polju prikazane na sliki A34. V tem primeru celotno obtežbo (napetosti) prevzame le jeklen prerez, saj je trdnost betona pri času nanosa v model enaka 0.

Slika A33: Notranje sile (M_y): F2-MAX

Na sliki A35 so prikazane napetosti zaradi nanosa koristne obtežbe v 3. fazi, kjer lahko zopet opazimo menjavo predznaka pri napetostih oz. skok v deformacijah, kar je bilo omenjeno že v primeru 2.

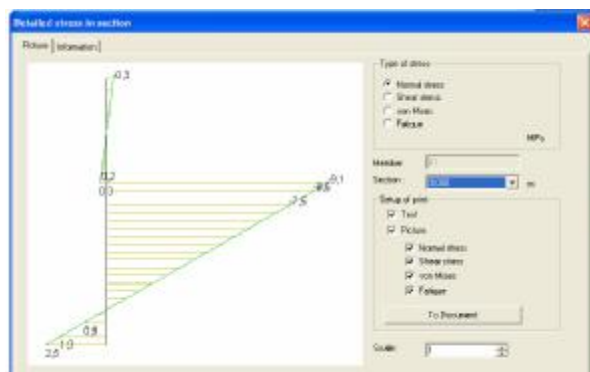


Slika A34: Normalne napetosti (s_n): F2-MAX

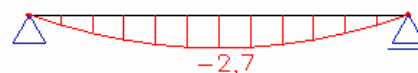


Slika A35: Normalne napetosti (s_n): koristna

Na sliki A36 so prikazane napetosti za primer F3-Creep, katere so posledica vpliva krčenja med fazama 2 in 3, na sliki A37 pa so prikazani pomiki za isti obtežni primer, kar pomeni da so posledica teh napetosti (oz. vplivov krčenja med fazama 2 in 3). Diagram momentov za ta obtežni primer je enak 0, kar pomeni da zaradi vplivov krčenja za prostoležeči nosilec ne dobimo dodatnih upogibnih momentov, drugače pa je v primeru kontinuirnega nosilca (oz. pri statično nedoločenih konstrukcijah).



Slika A36: Normalne napetosti (s_n): F3-Creep



Slika A37: Pomiki u_z (mm): F3-Creep

A4 PREDNAPENJANJE

Sila v kablu se spreminja po dolžini kabla ter v odvisnosti od časa. Preračunavati jo je potrebno glede na različne prereze v fazah gradnje, kjer se upoštevajo vse izgube napetosti v kablilih zaradi reoloških vplivov. Nekatere izgube v kablu program preračuna vnaprej (oznaka »A«), nekatere pa se preračunajo pri analizi celotnega modela (oznaka »M«). Kabli so modelirani kot individualni ekscentrični končni elementi.

Modul prednapenjanje v kombinaciji z modulom TDA omogoča preračuna naslednjih izgub:

Izgube med prednapenjanjem:

- zdrs v sidrni glavi pri sidranju z zaklinjanjem (anchorage set loss) – A
- zaradi zaporednega napenjanja kablov (zaradi elastičnih deformacij betona) - M
- zaradi deformacij napenjalne proge (predhodno prednapenjanje) - A
- zaradi elastičnih deformacij pri zaporednem prednapenjanju (če so členki prisotni v modelu) - M
- zaradi kratkotrajne relaksacije – A
- zaradi temperaturnih razlik med jeklom za prednapenjanje ter napenjalno progo (predhodno prednapenjanje) - A

Izgube po prednapenjanje (dolgotrajne – long-term):

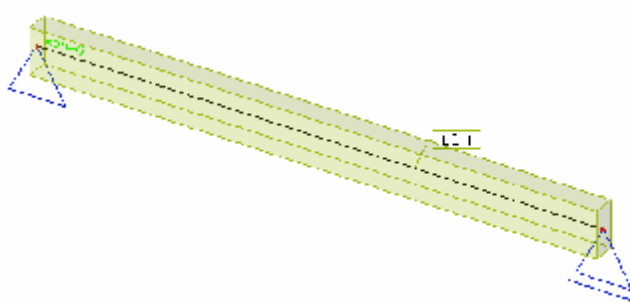
- zaradi relaksacije jekla – M
- zaradi krčenja betona – M
- zaradi lezenja betona - M

Upoštevanje prednapenjanja je možno z uporabo ali brez uporabe TDA modula oz. modula faz gradenj. Vendar v primeru, da TDA modula ne upoštevamo, nam računalnik izračuna le kratkotrajne izgube oz. izgube, ki jih lahko preračuna vnaprej (oznaka A). V tem primeru dobimo kot rezultat zaradi prednapetja le notranje sile zaradi napetosti v kablilih brez upoštevanje dolgotrajnih izgub.

V nadaljevanju sta prikazana dva primera z uporabo naknadnega prednapenjanja, katero je uporabljeno tudi v diplomski nalogi.

PRIMER 5: Primer prostoležečega nosilca (naknadno prednapetega) z upoštevanjem TDA modula – kabel poteka v osi nosilca

Na enostavnem primeru nosilca (Slika A38), zaporedno prednapetega z dvema kabloma, prikažem osnovne vhodne podatke ter padec napetosti v kablju zaradi izgub. Kabel poteka v osi nosilca, na model pa ne deluje nobena druga zunanja obtežba.



Slika A38: Model nosilca

Vhodni podatki:

Nosilec: $b/h = 40/80\text{cm}$, C40/50, $L = 10.0\text{m}$

Kabli: 1x vrv (strand) Y1770S7-15.2-A, razred 2 (žice in vrvi z nizko relaksacijo),

$$f_{p0,1k} / f_{pk} = 1520/1770\text{MPa}, A_p = 1.40\text{ cm}^2$$

Vlažnost okolja: 80%

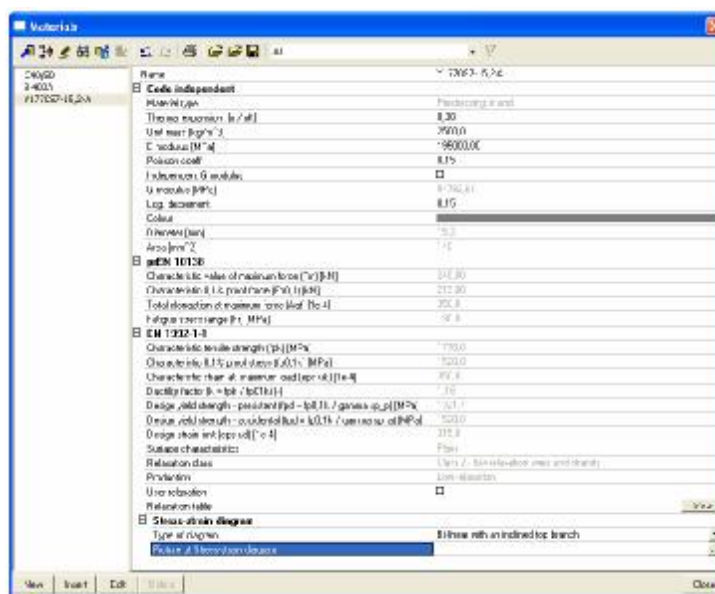
Koeficient trenja: $m = 0.19$, kot nenamerne spremembe smeri kablov: $k = 0.0075$

Začetna napetost v kablju: $s_{p,max} = 130.0\text{ kN/cm}^2$

Sila prednapenjanja kabla: $P_{max} = A_p \cdot s_{p,max} = 182.0\text{ kN}$

Predpostavim zdrs v sidrni glavi: 2 mm

Vrsto in lastnosti jekla za prednapenjanje (žica, vrv, palica) izberemo pri materialih. V knjižnici programa so že shranjeni podatki za standardne vrste jekel za prednapenjanje s pripadajočimi prerezi in karakteristikami (Slika A39). Te lahko seveda poljubno spreminjamo.

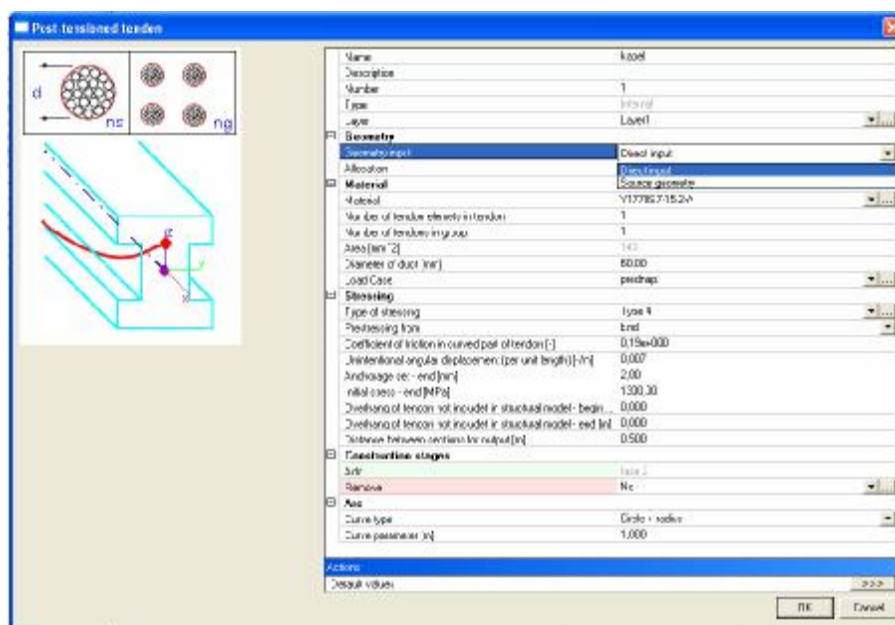


Slika A39: Materialne karakteristike jekla za prednapenjanje

Zelo pomemben podatek je tudi razred relaksacije, od katerega je odvisen časovni potek in delež relaksacije. V knjižnici so že shranjeni grafi relaksacije za vse tri razrede – graf deleža celotne relaksacije ($DS_{p,\psi}/S_p$) v odvisnosti od napetosti v kablju (S_p/f_{pk}) ter graf časovne odvisnosti deleža trenutne relaksacije proti celotni relaksaciji ($DS_p/DS_{p,\psi}$). Ker je bila v času izdelave programa v EC 2 podana le končna relaksacija ter relaksacija do 1000 ur, je drugi graf časovne odvisnosti deleža relaksacije (do 30 let) v skladu s CEB-FIP 1990 Model Code. V zadnjem standardu EN 1992-1-1 je ta časovna odvisnost podana v poglavju 3.3.2, z enačbami 3.28 – 3.30.

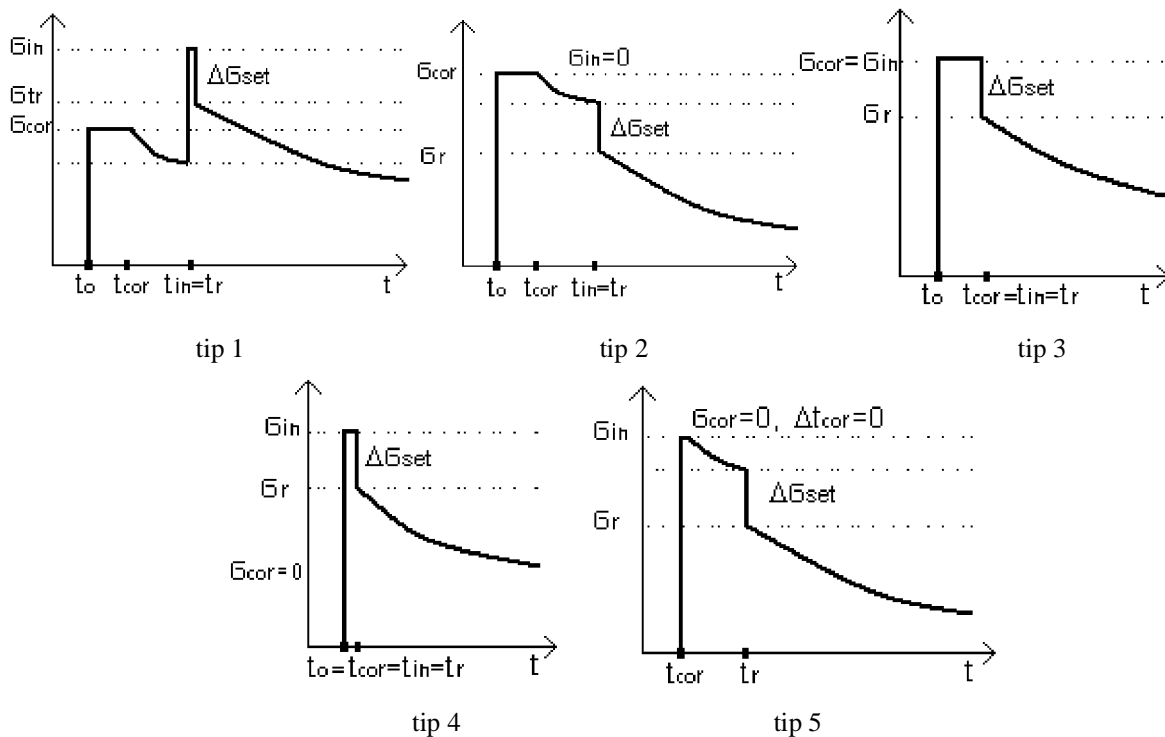
Možna je tudi izbira računskega diagrama sovisnosti med napetostmi in deformacijami, in sicer med bilinearnim diagramom z vodoravno zgornjo vejo ter bilinearnim diagramom z nagnjeno zgornjo vejo ter omejitvijo deformacij e_{ud} .

Linijo kablov lahko definiramo predhodno (s pomočjo ukaza »Libraries/Tendon source geometry«) ali naknadno, po definiranju lastnosti kabla z direktnim vnosom linije kabla. Kabel oz. skupino kablov definiramo z ukazom »Post-tensioned internal tendon« v modulu »Structure« (Slika A40). V tem oknu izberemo tudi način vnosa geometrije kabla: »direct input« ali »source geometry«. Koeficient trenja m , nenamerna sprememba smeri kablov k ter izgube (zdrs) v sidrišču so podani v standardu EC 2: 5.10.5.2 (oz. v ustreznem Evropskem tehničnem soglasju).



Slika A40: Vhodni podatki za naknadno prednapet notranji kabel

Pri ukazu »Allocation« je potrebno definirati vse elemente po katerih poteka kabel. Definirati je potrebno tudi stran s katere napenjamo kabel ter tip prednapenjanja (Slika A41). Relaksacija, ki nastane med vzdrževanjem konstantne napetosti (korekcija napetosti) pred sidranjem, je upoštevana pri tipih 1, 2 in 3 (potrebno vnesti trajanje ter velikost napetosti). Kratkotrajna relaksacija, ki nastane med koncem korekcije ter sidranjem, je zajeta pri tipih 1, 2 in 5 (potrebno vnesti trajanje). Ker pa so te vrednosti precej majhne v primerjavi s celotno relaksacijo, prav tako pa v standardu ni eksplicitno navedeno, da jih je potrebno upoštevati, je najbolje uporabiti tip 4, kjer je potrebno vnesti le začetno napetost na mestu sidranja $S_{p,max}$ - glej sliko A40 (vnosna vrstica »Initial stress – end [Mpa]«). Na sliki A41 je začetna napetost $S_{p,max}$ označena kot S_{in} , $\Delta\sigma_{set}$ pa predstavlja začetne izgube v kablu, ki se izvršijo med prednapenjanjem.



Slika A41: Tipi prednapenjanja

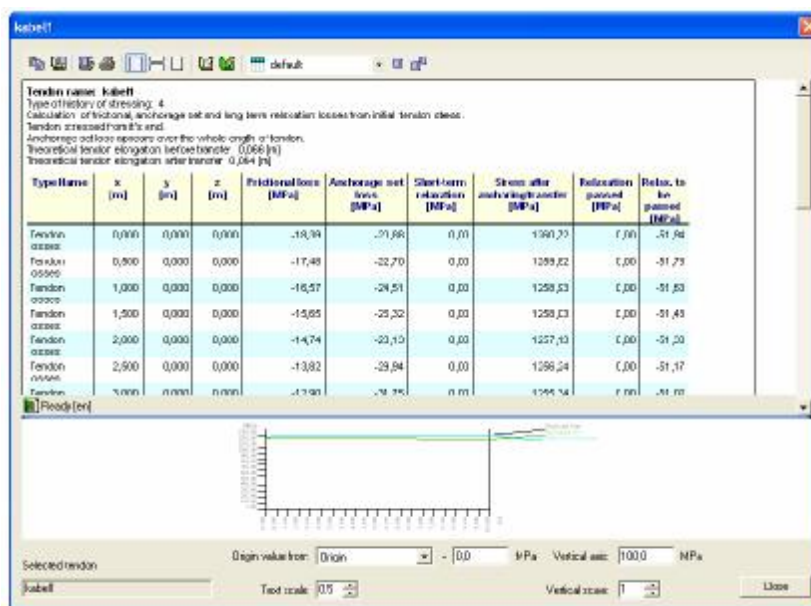
Po vnosu podatkov za kabel nam računalnik prikaže začetne izgube v kablju med prednapenjanjem (oznaka A - advanced) še preden poženemo računsko analizo (Slika A42). Razberemo lahko tudi končen padec napetosti v kablju zaradi relaksacije v primeru enakomerne napetosti v kablju. Vendar končni padec napetosti je manjši, saj se zaradi reologije napetosti v kablju zmanjšajo, s tem pa tudi padci napetosti zaradi relaksacije, saj program za ta preračun uporablja iterativen postopek. V našem primeru so začetne izgube za oba kabla enake.

Za kontrolo izračunam tudi vrednost absolutnih izgub prednapetja zaradi relaksacije na začetku nosilca po enačbi 3.29 iz EN 1992-1-1:

$$\frac{\Delta s_{pr}}{s_{pi}} = 0,66 r_{1000} e^{9,1m} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-m)} 10^{-5} = 40,74 \cdot 10^{-3}$$

$$r_{1000} = 2,5\% ; m = \frac{s_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1260,7}{1770} = 0,71 ; t = 500000 \text{ur}(\infty)$$

$$\Delta s_{pr} = 5,14 \text{kN} / \text{cm}^2 = 51,4 \text{MPa} \approx 51,9 \text{MPa} \text{ (program – slika 42)}$$



Slika A42: Začetne izgube v kablju med prednapenjanjem

Za konkretni primer definiram dva različna kabla z enakimi lastnostmi, vsakemu pripišem drug obtežni primer, saj kabla prednapnemo s časovnim zamikom. Upoštevam le obtežbo prednapetja brez upoštevanja lastne in koristne obtežbe.

Po definiranju lastnosti in poteka kablov lahko vnesemo konstrukcijske faze. Upoštevam naslednje faze:

1. faza : $t = 0$ dni - vnos elementa (betonaža – podpiranje 3 dni, negovanje betona 3 dni)
2. faza : $t = 28$ dni – prednapetje prvega kabla, $P_{max} = 182.0$ kN
3. faza: $t = 99.9$ dni – pregled rezultatov
4. faza : $t = 100$ dni – prednapetje drugega kabla, $P_{max} = 182.0$ kN
5. faza: $t = 36500$ dni (∞) – pregled rezultatov

Rezultati:

Poleg standardnih rezultatov nam program omogoča pregled naslednjih napetosti v posameznem kablju («Tendon Stresses«):

- SAT – napetosti po prenosu sile prednapetja
- LED – izgube v kablju zaradi zaporednega prednapenjanja (posledica elastičnih deformacij ob prednapenjanju) ter izgube zaradi elastičnih deformacij betona zaradi zunanje obtežbe (stalne, koristne), nanešene na konstrukcijo po prednapenjanju

(stalna obtežba nanešana na konstrukcijo v isti fazi kot prednapenjanje, se ne upošteva pri LED izgubah)

- LCS – izgube zaradi lezenja in krčenja betona ter zaradi dolgotrajne relaksacije jekla
- Lmin – minimalne izgube (spremembe) napetosti v kabljih zaradi spremenljive kratkotrajne obtežbe (short-term) nanesene na element po fazi prednapenjanja. Te izgube se ne prištevajo k naslednji fazi, ker je to kratkotrajna obtežba, ki v naslednji fazi ni prisotna (če pa želimo jo lahko nanesemo dodatno še enkrat v drugi fazi uporabe)
- Lmax – maksimalne izgube (spremembe)
- Min stress – minimalna napetost kabla v fazi
- Max stress – maksimalna napetost kabla v fazi

Na slikah A43 in A44 so prikazane napetosti v kablju 1 v 3 in 4 fazi. Iz primerjave rezultatov vidimo, da se v 4 fazi pojavijo tudi izgube napetosti zaradi elastičnih deformacij LED, katere pa so v drugem kablju enake 0. Te izgube se pojavijo zaradi zaporednega prednapenjanja, ko prednapnemo drugi kabel in se v betonu pojavijo elastične deformacije. Približno vrednost teh izgub na začetku nosilca ($x = 0,0m$) lahko izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\Delta S_{p,el} = \frac{\Delta S_c}{E_c} E_p = \frac{N}{AE_c} E_p = \frac{S_{pm0} A_p}{AE_c} E_p = \frac{126,07 \cdot 1,4}{80 \cdot 40 \cdot 3500} \cdot 19500 = 0,307 kN / cm^2 \approx 0,282 kN / cm^2$$

Type Name	x [m]	Stress after anchoring transfer [MPa]	LFD [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tension losses	0,000	262,73	0,00	34,35	0,20	2,20	326,36	329,35
Tension losses	2,500	252,74	0,00	32,00	0,00	2,20	312,74	315,74
Tension losses	5,000	252,77	0,00	33,73	0,20	2,20	318,04	321,04
Tension losses	7,500	247,33	0,00	33,43	0,20	2,20	313,89	316,89
Tension losses	10,000	242,00	0,00	31,75	0,00	2,20	308,67	311,67

Slika A43: Napetosti v kablju 1 v 3.fazi (F3-MAX)

Type Name	x [m]	Stress after anchoring transfer [MPa]	LFD [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
sl.uj. vrsta	0,000	260,72	-0,00	-34,00	0,00	0,00	122,72	122,72
trdnj. vrsta	2,500	256,22	0,00	34,00	0,00	0,00	121,22	121,22
sl.uj. vrsta	5,000	251,72	-0,00	-30,70	0,00	0,00	120,02	120,02
trdnj. vrsta	7,500	247,22	0,00	30,70	0,00	0,00	118,52	118,52
trdnj. vrsta	10,000	242,72	0,00	30,20	0,00	0,00	117,02	117,02

Slika A44: Napetosti v kablju 1 v 4.fazi (F4-MAX)

Pri pregledu rezultatov je bilo ugotovljeno, da v primeru upoštevanja 3. faze pri času $t = 80$ dni (Slika A45) ali v primeru, da izbrisemo 3. fazo (Slika A46), dobimo v 4. fazi drugačne izgube napetosti LED in LCS v kablu 1. To dejansko ni pravilno, saj te spremembe ne bi smele vplivati na velikosti teh izgub. Razvidno pa je, da ostane vsota izgub napetosti LED in LCS za vse tri primere enaka, kar pomeni, da ostanejo enake tudi vrednosti max. in min. končnih napetosti (MinStress, MaxStress) za posamezno fazo. To pomeni, da so pri naknadnem prednapenjanju končne napetosti v kablu pravilne, ni pa pravilen izpis rezultatov LED in LCS.

Type Name	x [m]	Stress after anchoring/transfer [MPa]	LED [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tendon losses	0,000	1260,72	-4,39	-32,80	0,00	0,00	1223,53	1223,53
Tendon losses	0,500	1259,82	-4,39	-32,74	0,00	0,00	1222,69	1222,69
Tendon losses	1,000	1258,93	-4,39	-32,68	0,00	0,00	1221,85	1221,85
Tendon losses	1,500	1258,03	-4,38	-32,62	0,00	0,00	1221,03	1221,03

Slika A45: Napetosti v kablu 1 v 4.fazi (F4-MAX) z upoštevanjem 3.faze pri $t = 80$ dni

Type Name	x [m]	Stress after anchoring/transfer [MPa]	LED [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tendon losses	0,000	1260,72	-6,29	-30,90	0,00	0,00	1223,53	1223,53
Tendon losses	0,500	1259,82	-6,29	-30,84	0,00	0,00	1222,69	1222,69
Tendon losses	1,000	1258,93	-6,29	-30,79	0,00	0,00	1221,84	1221,84
Tendon losses	1,500	1258,03	-6,27	-30,74	0,00	0,00	1221,03	1221,03

Slika A46: Napetosti v kablu 1 v 4.fazi (F4-MAX) brez upoštevanja 3.faze

Na sliki A47 so prikazane napetosti in izgube v kablu 2 v 5.fazi ($t = \infty$). Ker kabel ni naknadno prednapet, so prisotne le izgube zaradi reologije LCS. Približno vrednost teh časovno odvisnih izgub na začetku kabla lahko izračunamo s poenostavljeno enačbo 5.46 iz SIST EN 1992-1-1:

$$\Delta s_{p,c+s+r} = \frac{e_{cs} E_p + 0,8 \Delta s_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} j(t, t_0) s_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 j(t, t_0)]} = 8,77 \text{ kN/cm}^2 \approx 8,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$e_{cs,\infty} = e_{cd} + e_{ca} = 0,197 \cdot 10^{-3}; \quad j(\infty, 100) \cong 1,35$$

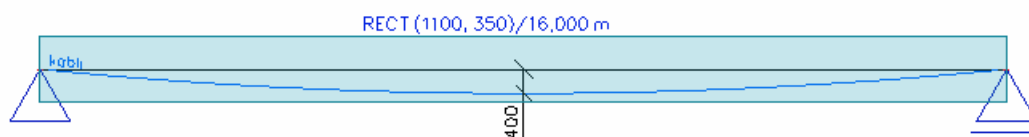
$$\Delta s_{pr} = \Delta s_{pr} [s_p(G + P_{m0} + y_2 Q)] = \Delta s_{pr} [s_p(P_{m0})] = 51,9 \text{ Mpa} = 5,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{c,QP} = s_{c,QP} [s_c(G + P_{m0} + y_2 Q)] = s_{c,QP} [s_c(P_{m0})] = 0,109 \text{ kN/cm}^2$$

Type Name	x [m]	Stress after anchorage transfer [MPa]	LLD [MPa]	LCS [MPa]	Lmin [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tendon 02-01	0.000	1360,22	0,00	-0,00	0,00	0,00	1172,17	1172,17
Tendon 02-02	2.500	1328,24	0,00	-0,00	0,00	0,00	1172,47	1172,47
Tendon 02-03	5.000	1281,22	0,00	-0,00	0,00	0,00	1172,72	1172,72
Tendon 02-04	7.500	1247,22	0,00	-0,00	0,00	0,00	1172,03	1172,03
Tendon 02-05	10.000	1342,22	0,00	-0,00	0,00	0,00	1174,07	1174,07

Slika A47: Napetosti v kablju 2 v 5.fazi (F5-MAX)

PRIMER 6: Primer prostoležečega nosilca (naknadno prednapetega) z upoštevanjem TDA modula – kabel poteka po kvadratni paraboli (ekscentričnost v polju $f=40\text{cm}$)



Slika A48: Model nosilca

Vhodni podatki:

Nosilec: $b/h = 35/110\text{cm}$, C40/50, $L = 16.0\text{m}$

Kabli: 2x6 vrvi (strand) Y1770S7-15.2-A, razred 2 (žice in vrvi z nizko relaksacijo),

$$f_{p0,1k} / f_{pk} = 1520/1770\text{MPa}, \quad A_p = 2 \cdot 6 \cdot 1,40 = 16,8\text{cm}^2$$

Vlažnost okolja: 50%

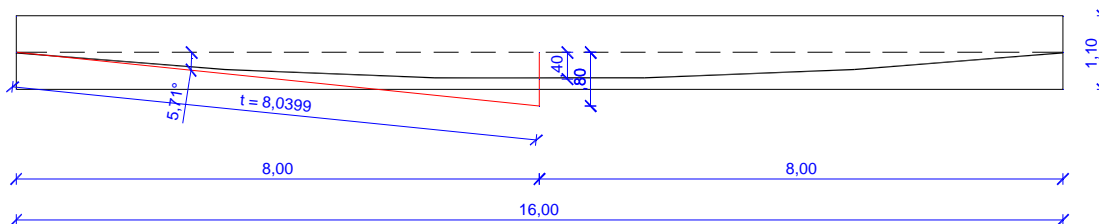
Koeficient trenja: $m = 0.19$; kot nenamerne spremembe smeri kablov: $k = 0.0075$

$$\text{Začetna napetost v kablju: } s_{p,\max} = 136,4\text{kN/cm}^2 < \begin{cases} 0,80 f_{pk} = 141,6\text{kN/cm}^2 \\ 0,90 f_{p0,1k} = 136,8\text{kN/cm}^2 \end{cases}$$

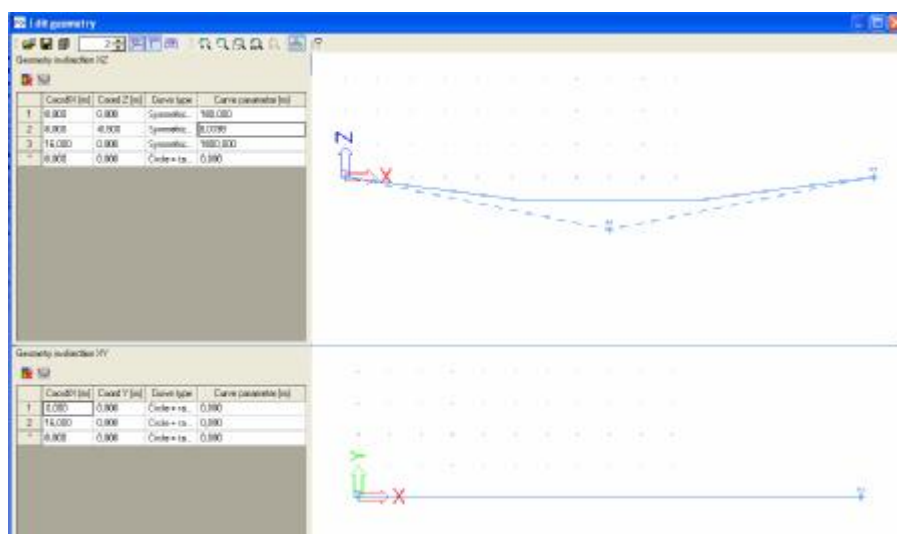
$$\text{Sila prednapenjanja kabla: } P_{\max} = A_p \cdot s_{p,\max} = 2291,5\text{kN}$$

Predpostavim zdrs v sidrni glavi: 0 mm

Potek linije kablov (Slika A48) definiram s pomočjo ukaza »Tendon source geometry (Libraries)« (Slika A49). Kabel poteka po liniji kvadratne parabole z enačbo: $z = 0,4 - 0,00625x$ (izhodišče na sredini nosilca). Naklon tangente v točki $(-8,0)$ dobim iz odvoda enačbe parabole v tej točki ($x=-8$).



Slika A49: Potek linije kablov

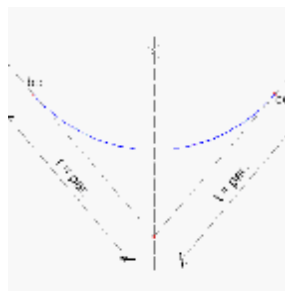


Slika A50: Vnos linije kabla s pomočjo ukaza »Tendon source geometry«

Za definiranje poteka linije uporabim tip vnosa »simetrična parabola + tangenta«!

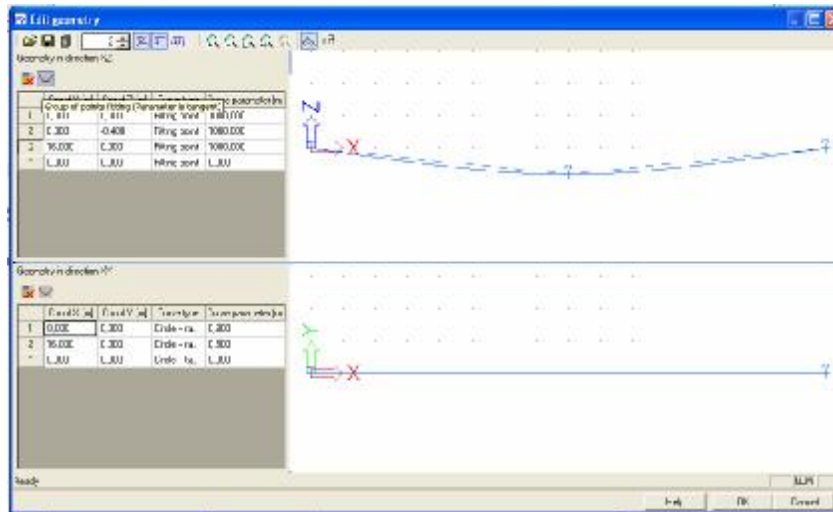
Parameter linije (slika A51) izračunam po pitagorovem izreku: $t = \sqrt{8.0^2 + 0.8^2} = 8.0399$

Symmetrical parabola + tangent



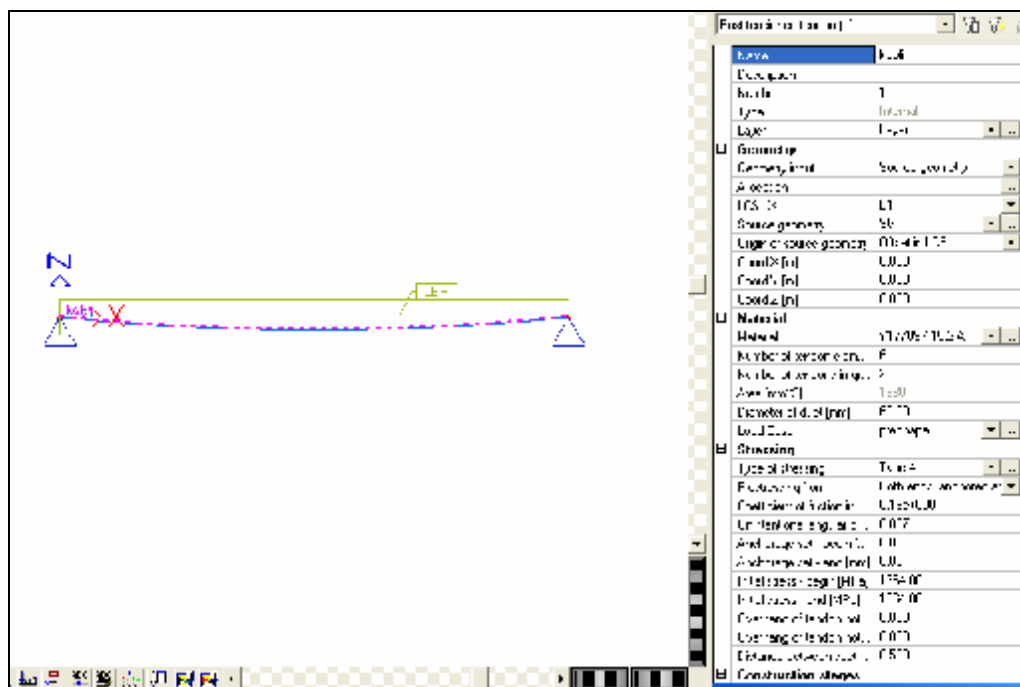
Slika A51: Parameter linije za tip vnosa »simetrična parabola+tangenta«

Lažji način vnosa parabole pa je s pomočjo definiranja točk skozi katere poteka parabola, definirati je potrebno le parameter parabole (Slika A52). V primeru vnosa vrednosti 1000 nam program avtomatsko izračuna tangento. V tem primeru linija ne poteka po kvadratni paraboli, vendar pa je potek linije zelo podoben paraboli za obravnavan primer.



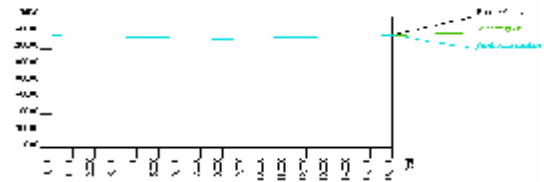
Slika 52: Vnos parabole s pomočjo definiranja točk

Na sliki A53 so prikazane vnešene lastnosti kablov. Upoštevam prednapenjanje z obeh strani ter tip prednapenjanja 4, tako kot v primeru 5. Na sliki A54 so prikazane tudi začetne izgube v kablu.



Slika A53: Lastnosti kabla

Type Name	x [m]	y [m]	z [m]	Preload (MPa)	Microstrain (µε)	Creep (µε)	Shrinkage (µε)	Initial strain (µε)	Final strain (µε)
Anchor cable	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anchor cable	2.000	0.000	-0.750	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.00
Anchor cable	4.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	6.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	8.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	10.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	12.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	14.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00
Anchor cable	16.000	0.000	-0.975	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.00



Slika A54: Začetne izgube v kablu

V modelu upoštevam naslednje faze gradnje:

1. faza : $t = 0$ dni - vnos elementa (betonaža – podpiranje 4dni, negovanje betona 4dni), upoštevana lastna teža
2. faza : $t = 5$ dni – pregled rezultatov
3. faza : $t = 28$ dni – prednapetje kabla $P_{max} = 2291.5kN$; označim last construction stage

Faze uporabe:

4. faza: $t = 30$ dni – vnos stalne obtežbe ($g=17.5$ kN/m)
5. faza: $t = 50$ dni – vnos koristne obtežbe ($q=15.0$ kN/m, $y_2=0.3$)
6. faza: $t=36\ 500$ dni (∞) – pregled rezultatov

Rezultati:

FAZA 4: V tej fazi dobimo v kablilih izgube napetosti zaradi reologije (LCS), poleg tega pa dobimo tudi prirastke napetosti in sicer zaradi elastičnih deformacij betona (LED)(Slika A55). To je posledica nanosa stalne obtežbe ($g=17.5$ kN/m) na model, zaradi česar se nosilec upogne in se pojavijo v polju na spodnji polovici prereza dodatne natezne deformacije (največje v polju, nad podporo 0), ki povečajo napetosti v kablu. V primeru, da bi stalno obtežbo nanесли na model v fazi prednapenjanja (3.faza), potem zaradi te obtežbe ne bi dobili v kablu prirastka napetosti (LED). Predpostavljeno je, da se te deformacije izvršijo že v fazi prednapenjanja, ko v kabel vnašamo konstantno silo prednapetja.

Type Name	x [m]	Stress after anchoring (MPa)	LED [MPa]	LCS [MPa]	Limn [MPa]	Lmax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Anchor cable	0.000	1031.00	0.40	-16.10	0.00	0.00	1014.90	1047.00
Anchor cable	2.000	1250.00	5.65	-17.30	0.00	0.00	1232.70	1267.35
Anchor cable	4.000	1343.75	5.64	21.70	0.00	0.00	1322.05	1365.45
Anchor cable	6.000	1300.00	25.50	-24.70	0.00	0.00	1275.30	1324.80
Anchor cable	8.000	1200.00	20.67	-26.70	0.00	0.00	1173.30	1224.30
Anchor cable	10.000	1044.00	20.64	24.23	0.00	0.00	1023.77	1067.97
Anchor cable	12.000	1240.50	3.62	-21.70	0.00	0.00	1219.00	1261.80
Anchor cable	14.000	1250.00	5.62	-17.30	0.00	0.00	1232.70	1267.35
Anchor cable	16.000	1250.00	5.65	-16.10	0.00	0.00	1232.70	1267.35

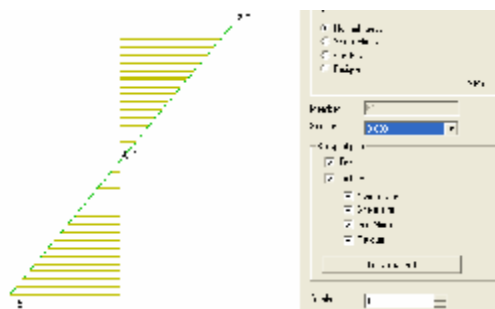
Slika A55: Napetosti v kablu v 4.fazi (F4-MAX)

Kontrolni izračun prirastka napetosti (LED):

Na sliki A56 je prikazan potek napetosti v betonskem prerezu na sredini nosilca zaradi stalne obtežbe. Napetost na mestu kablov znaša: $s_c \approx 0,75 \cdot 40 / 55 = 0,545 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Sprememba napetosti v kablu zaradi elastičnih deformacij je enaka:

$$\Delta s_{p,el} = s_c \frac{E_p}{E_{cm}} = 3.03 \text{ kN} / \text{cm}^2 \approx \Delta s_{p,el}(\text{program} - \text{LED}) = 2.90 \text{ kN} / \text{cm}^2$$



Slika A56: Napetosti na sredini nosilca zaradi stalne obtežbe ($g = 17.5 \text{ kN/m}$)

FAZA 5: Napetosti v kablu so prikazane na sliki A57. Izgube zaradi reologije (LCS) se povečajo, medtem ko se prirastki napetosti zaradi elastične deformacije betona (LED) prav tako povečajo – posledica nanosa koristne obtežbe ($q=15.0 \text{ kN/m}$) na nosilec.

Type Name	x [m]	Stress after suction/weight transfer [MPa]	LED [MPa]	LCS [MPa]	Linin [MPa]	Linex [MPa]	MaxStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tension Losses	0,000	37,83	0,79	-15,30	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	2,000	37,83	10,38	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	4,000	37,83	30,37	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	6,000	37,83	51,18	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	8,000	37,83	63,42	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	10,000	37,83	77,17	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	12,000	37,83	90,37	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	14,000	37,83	10,31	-17,78	0,00	0,00	13,328	13,328
Tension Losses	16,000	37,83	0,79	-15,30	0,00	0,00	13,328	13,328

Slika A57: Napetosti v kablu v 5.fazi (F5-MAX)

FAZA 6: Napetosti v kablu so prikazane na sliki A58. Prirastki napetosti zaradi elastične deformacije betona (LED) se glede na prejšnjo fazo ne spremenijo – ni dodatne stalne ali koristne obtežbe na nosilec. Izgube v kablu zaradi reologije se povečajo (največje nad podporami, kjer je napetost v kablu po prednapenjanju največja) in predstavljajo končne izgube.

Type Name	x [m]	Stress after anchorage transfer [MPa]	EPD [MPa]	LCS [MPa]	EMD [MPa]	EMax [MPa]	MinStress [MPa]	MaxStress [MPa]
Tendon losses	0.00	1304,00	0,00	-181,75	0,00	0,00	1122,25	1122,25
Tendon losses	2.00	1303,82	10,38	-176,33	0,00	0,00	1122,48	1122,48
Tendon losses	4.00	1303,66	20,37	-167,91	0,00	0,00	1206,32	1223,23
Tendon losses	6.00	1303,52	30,34	-160,41	0,00	0,00	1291,07	1311,17
Tendon losses	8.00	1303,39	40,32	-156,87	0,00	0,00	1290,11	1220,11
Tendon losses	10.00	1303,27	47,17	-160,47	0,00	0,00	1320,00	1320,00
Tendon losses	12.00	1303,16	50,34	-167,90	0,00	0,00	1206,90	1223,23
Tendon losses	14.00	1303,02	50,31	-176,33	0,00	0,00	1100,35	1120,35
Tendon losses	16.00	1302,87	47,17	-181,75	0,00	0,00	1122,25	1122,25

Slika A58: Napetosti v kablu v 6.fazi (F6-MAX)

Približen izračun izgub napetosti zaradi reoloških vplivov (LCS):

Upoštevam bruto karakteristike prereza (poenostavitve):

$$A_p = 16.80 \text{ cm}^2; A_c = 3850 \text{ cm}^2; z_{cp} = 40 \text{ cm}$$

$$I_c = bh^3 / 12 = 3882083 \text{ cm}^4$$

$$W_{kabl} = I_c / 40 = 97052 \text{ cm}^3$$

Izračun $DS_{p,c+s+r}$ (EN 1992-1-1: 5.10.6) v $t=\infty$: prerez v polju ($z_{cp} = 40 \text{ cm}$)

$$h_0 = 2A_c / u = 265.5 \text{ mm}, a = E_p / E_c = 5.57$$

$$\text{Končna deformacija krčenja (3.1.4): } e_{cs,\infty} = e_{cd} + e_{ca} = (0,329 + 0,075) \cdot 10^{-3} = 0,404 \cdot 10^{-3}$$

Končni koeficient lezenja (slika 3.1 – 3.1.4): $j(\infty, 28) \cong 1,80$

Obremenitve: $M_{lastna} = 308 \text{ kNm}$

$$M_g = 560 \text{ kNm}$$

$$y_2 M_q = 0.3 \cdot 480 = 144 \text{ kNm}$$

$$P_{m0} = s_{mp0} A_p = 132.3 \cdot 16.8 = 2222.6 \text{ kN}$$

$$M_{pred.} = 2222.6 \cdot 0.4 = 889.0 \text{ kNm}$$

Napetost v betonu na mestu kablov:

$$s_{c,QP} = s_{c,QP} [s_c (G + P_{m0} + y_2 Q)] = \frac{(M_{lastna} + M_g + y_2 M_q - M_p)}{W_{kabl}} - \frac{P_{m0}}{A_c} = -0.451 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Izgube zaradi relaksacije:

$$\Delta s_{pr} = \Delta s_{pr} [s_p (G + P_{m0} + y_2 Q)]$$

$$s_p = s_{pm0} + a \frac{M_g + y_2 M_q}{W_{kabl}} = 132,3 + 5,57 \frac{(560 + 144)100}{97052} = 136,3 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\Delta s_{pr}}{s_{pi}} = 0,66 r_{1000} e^{9,1m} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-m)} 10^{-5} = 53,23 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta s_{pr} = 7,25 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$r_{1000} = 2,5\% ; m = \frac{s_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1363}{1770} = 0,77 ; t = 500000 \text{ ur}(\infty)$$

Celotna izguba (enačba 5.46 – 5.10.6):

$$\Delta s_{p,c+s+r} = \frac{e_{cs} E_p + 0,8 \Delta s_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} j(t, t_0) s_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 j(t, t_0)]} = 15,8 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Numeričen izračun (ESA PT): $\Delta s_{p,c+s+r} (LCS) = 15,65 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Izračun $Ds_{p,c+s+r}$ (EN 1992-1-1: 5.10.6) v $t = \infty$: prerez nad podporo ($z_{cp} = 0 \text{ cm}$)

Obremenitve: $P_{m0} = s_{mp0} A_p = 136,4 * 16,8 = 2291,5 \text{ kN}$

Napetost v betonu na mestu kablov:

$$s_{c,QP} = s_{c,QP} [s_c (G + P_{m0} + y_2 Q)] = -\frac{P_{m0}}{A_c} = -0,595 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Izgube zaradi relaksacije:

$$s_p = s_{pm0} = 136,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 \rightarrow \Delta s_{pr} = 7,25 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

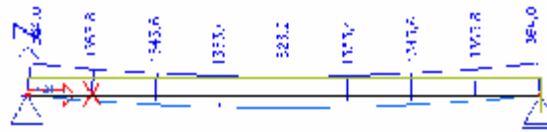
Celotna izguba (enačba 5.46 – 5.10.6): $\Delta s_{p,c+s+r} = 18,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Numeričen izračun (ESA PT): $\Delta s_{p,c+s+r} (LCS) = 18,18 \text{ kN} / \text{cm}^2$

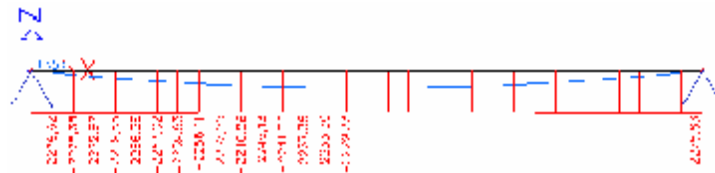
Iz primerjave lahko vidimo, da dobimo skoraj enake izgube napetosti v kablju zaradi reoloških vplivov izračunane z numerično metodo ali s poenostavljeno analitično enačbo.

V nadaljevanju je prikazan še izpis nekaterih notranjih sil v nosilcu ter napetosti v kablju!

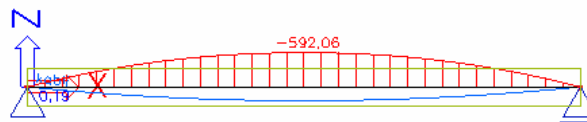
FAZA 3 (prednapenjanje + lastna teža):



Slika A59: Maksimalne napetosti v kablu (F3-MAX)



Slika A60: Osne sile v nosilcu (F3-MAX)



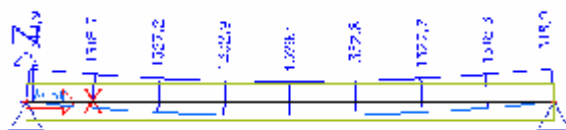
Slika A61: Momenti v nosilcu (F3-MAX)

$$M_{F3-MAX} = M_{lastna} + M_{pred.} = 302.3 - 894.4 = -592.1 \text{ kNm}$$

Moment v polju nosilca je enak (ekscentričnost kabla 0.4m):

$$M_{pred.} = s_{pm,0} A_p e_p = 132.3 * 16.8 * 0.4 = 894.4 \text{ kNm}$$

Na sliki A62 je prikazana primerjava napetosti v kablu med 5. in 6. fazo. Padec napetosti je posledica reoloških vplivov.



5.faza: $t = 50$ dni (F5-MAX)



6.faza: $t = \infty$ (F6-MAX)

Slika A62: Maksimalne napetosti v kablu (MPa)

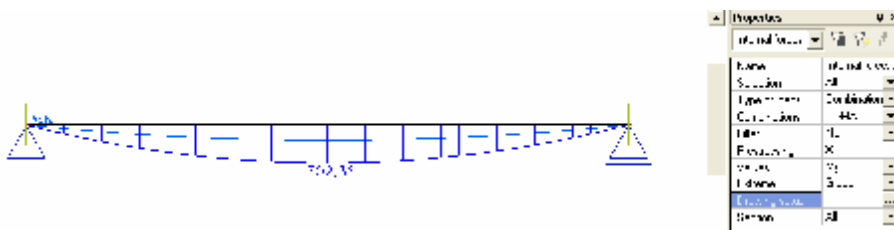
Pri izpisu notranjih sil se nam pojavi tudi možnost označitve »Prestressing«. V primeru obtežnega primera tipa »Prestress«, se nam v primeru označitve odpre okno s tremi možnostmi izpisa:

- primarne sile (primary forces) – obremenitve zaradi primarnih vplivov prednapenjanja in sicer zaradi ekscentričnosti kabla glede na težišče prereza

- sekundarne sile (secondary forces) – obremenitve zaradi sekundarnih vplivov prednapenjanja, ki so posledica statične nedoločenosti konstrukcije
- skupna rezultanta (total resultants) – vsota primarnih in sekundarnih vplivov

Če funkcija »Prestressing« ni izbrana, se vedno izpisujejo obremenitve zaradi skupne rezultante vplivov prednapenjanja. V primeru, ko pa gledamo obremenitve za kombinacije obtežnih primerov, lahko prav tako označimo »Prestressing«, vendar se nam v tem primeru ne odpre dodatno okno s tremi funkcijami, ampak se le izpišejo obremenitve za kombinacijo z upoštevanjem le sekundarnih vplivov prednapenjanja.

V našem primeru je konstrukcija statično določena, zato se sekundarni vplivi ne pojavijo. Na sliki A63 je prikazan potek momentov za kombinacijo 3. faze z oznako funkcije »Prestressing«. Primerjava s sliko A61 pokaže, da v tem primeru momenti zaradi prednapenjanja (primarni vplivi) niso upoštevani, ampak le lastna teža ($M = 302.3 \text{ kNm}$).



Slika A63: Momenti v nosilcu (F3-MAX) – označeno »Prestressing«