



MESTNA OBČINA MARIBOR
MESTNA UPRAVA
URAD ZA KOMUNALO, PROMET IN
PROSTOR
Sektor za komunalo in promet

Ulica heroja Staneta 1, SI-2000 Maribor
T: +386.2.2201 000, E: mestna.obcina@maribor.si
S: <http://www.maribor.si>

Davčna številka: SI12709590, Matična številka: 5883369

Številka: 4102-397/2023-63

Datum: 08.01.2025



GMS - 465

MESTNI SVET
MESTNE OBČINE MARIBOR

ZADEVA: PREDLOG ZA OBRAVNAVO NA 21. REDNI SEJI MESTNEGA SVETA MESTNE
OBČINE MARIBOR

NASLOV GRADIVA: SEZNANITEV MESTNIH SVETNIKOV Z IZSLEDKI IZVEDENE
STATIČNO DINAMIČNE ANALIZE OSREDNJEGA DELA TITOVEGA
MOSTU

GRADIVO PRIPRAVIL: URAD ZA KOMUNALO, PROMET IN PROSTOR
Sektor za komunalo in promet

GRADIVO PREDLAGA: Aleksander Saša ARSENOVIČ, župan

POROČEVALEC: Viktor Markelj (PONTING d.o.o.), Boštjan ŠTUHEC

PREDLOG SKLEPA:

1. Mestni svet Mestne občine Maribor se je seznanil z izsledki izvedene statično dinamične analize osrednjega dela Titovega mostu.



Aleksander Saša Arsenovič
Župan



MESTNA OBČINA MARIBOR
MESTNA UPRAVA
URAD ZA KOMUNALO, PROMET IN PROSTOR
Sektor za komunalno in promet

PODPISNI LIST
PREDLOGA ZA OBRAVNAVO NA 21. REDNI SEJI MESTNEGA SVETA
MESTNE OBČINE MARIBOR

Naslov gradiva:	SEZNANITEV MESTNIH SVETNIKOV Z IZSLEDKI IZVEDENE STATIČNO DINAMIČNE ANALIZE OSREDNJEGA DELA TITOVEGA MOSTU
Priloge gradiva (navedba morebitnih prilog):	1. Obrazložitev 2. Sklep o seznanitvi mestnih svetnikov z izsledki statično dinamične analize osrednjega dela Titovega mostu

Pregledali in parafirali:

Podpisniki	Ime in priimek podpisnika	Pristojen organ	Datum	Podpis tistega, ki podpiše oz. parafira
Gradivo pripravil-a:	Boštjan ŠTUHEC, Strokovni sodelavec VII/2-II	Urad za komunalno, promet in prostor	8.1.2025	
Gradivo pregledal-a vodja organa in morebitni vodja NOE:	Andraž Mlaker	Urad za komunalno, promet in prostor	8.1.2025	
Dokument finančno pregledala	/	/		
Gradivo pregledala Vodja organa	/	/		
Gradivo pregledala v.d. direktorica MU	Lidija Krebl			
Dokument parafiral podžupan:	<u>Dr. Samo Peter Medved</u>	Kabinet župana	14.1.2025	
Gradivo prejela služba MS v fizični in elektronski obliki	Rosana Klančnik	Služba za delovanje mestnega sveta	14.1.2025	

OBRAZLOŽITEV SEZNANITVE MESTNIH SVETNIKOV Z IZSLEDKI IZVEDENE STATIČNO DINAMIČNE ANALIZE OSREDNJEGA DELA TITOVEGA MOSTU

1. Uvodna pojasnila

Mestna občina Maribor je v nadaljevanju aktivnosti za oceno stanja in možnosti vzdrževanja in obratovanja Titovega mostu v Mariboru, pri podjetju Ponting d.o.o., naročila statično - dinamično analizo Titovega mostu preko Drave v Mariboru.

Predhodno je bila leta 2022 že narejena statično-dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI za pristopne objekte. Pristopna objekta h glavnemu mostu na levem bregu reke Drave sta dva; nadvoz preko Ulice kneza Koclja in nadvoz preko parkirišča in Loške ulice.

Namen statično dinamične analize je ugotovitev in računski potrditev dejanskega stanja, določitev preostale življenjske dobe in definicija usmeritev pri izvajanju nadaljnjih aktivnosti v smislu sanacije oziroma rekonstrukcije mostu.

Most čez Dravo v Mariboru, bolj znan kot Titov most, je po približno 60 letih potreben sanacijskih ukrepov. Objekt je bil zgrajen v letih 1961-1963. Objekt je zgradilo podjetje Tehnogradnje, prav tako pa je bil projektant mostu projektivni biro Tehnogradnje. Med leti 1990 in 1993 je bila, po projektu podjetja Gradis biro za projektiranje, izvedena delna sanacija in rekonstrukcija objekta, ki je zajemala predvsem razširitev in sanacijo voziščne konstrukcije, rekonstrukcijo krajnega opornika ob Ulici kneza Koclja, sanacijo nosilne konstrukcije v glavnem razponu in sanacijo oziroma rekonstrukcijo mostne opreme, med tem ko se v samo nosilno konstrukcijo mostu in pristopnih objektov ni posegalo.

Stanje konstrukcije je bilo predhodno ugotovljeno z detajlnim pregledom in preiskavami, ki jih je leta 2021 izvedel Gradbeni inštitut ZRMK, ki je na nivoju idejne zasnove (IZP) izdelal tudi statično/dinamično presojbo objekta, kjer pa ni obravnaval nadvoza preko Ulice kneza Koclja.

Z detajlnim pregledom stanja in preiskavami konstrukcije mostu je bilo ugotovljeno, da na stiku prostoležečega dela/rešetke s konzolnima deloma glavne premostitvene konstrukcije preko reke Drave prihaja do močnega zamakanja, posledica česar je korozija kablov in njihovih sidrišč v tem delu. Delež tako poškodovanih kablov z omejenostjo detajlnega pregleda (vseh kablov in sidrišč ni bilo možno oz. smiselno odpirati) ni natančneje znan, to bo možno videti šele ob sanaciji objekta

PREDLOG SKLEPA:

Mestni svet Mestne občine Maribor se je seznanil z izsledki izvedene statično dinamične analize osrednjega dela Titovega mostu.

Pripravil.

Boštjan ŠTUHEC

**STATIČNO DINAMIČNA ANALIZA OBSTOJEČEGA STANJA
NA NIVOJU PZI – kontrolni račun****Titov Most – GLAVNI OBJEKT**

Investitor MOM Mestna občina Maribor, Ulica heroja Staneta 1, 2000 Maribor

Naročnik del: MOM Mestna občina Maribor, Sektor za promet in prostor,
Urad za komunalo, promet in prostor

Objekt Titov most – GLAVNI OBJEKT

Projektant PONTING inženirski biro d.o.o., Strossmayerjeva 28, 2000 Maribor

Načrt: 2 Načrt s področja gradbeništva

Faza Statično dinamična analiza obstoječega stanja
na nivoju PZI – kontrolni račun

Št. načrta, datum : 604-2/2024, december 2024

Odgovorni vodja projekta: dr. Viktor Markelj, univ. dipl. inž. grad., PI G-0402

Odgovorni vodja načrta: Rok Mlakar, univ. dipl. inž. grad., PI G-2507

Odgovorni projektant: Jernej Maher, univ. dipl. inž. grad., PI G-4208

Projektant sodelavec: Nina Draganović

Maribor, december 2024

OBJEKT	TITOV MOST – glavni objekt	Kontrolni PZI račun	
PROJEKTANT	Ponting inženirski biro d.o.o.	ŠT.NAČRTA	604-2
KRAJ I DATUM	Maribor, december 2024	STRAN	1

K A Z A L O

A.	SPLOŠNO.....	5
1.	PODLOGE ZA ANALIZO	5
2.	SLOŠNO O OBJEKTU.....	7
2.1.	Nadvoz nad Ulico kneza Koclja	8
2.2.	Nadvoz preko parkirišča in Loške ulice.....	10
2.3.	Glavni most - premostitev reke Drave.....	11
2.4.	Gradnja objekta	14
3.	GEOLOŠKO GEOMEHANSKI PODATKI	16
4.	POVZETEK PREGLEDA OBJEKTA, PREISKAV, POROČIL IN PREDHODNE DOKUMENTACIJE	20
4.1.	Vizuelni pregled notranjosti objekta	20
4.2.	Poročilo o oceni velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablích Titovega mostu v Mariboru.....	23
4.3.	Preiskava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru	25
4.4.	Statično dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI – pristopni objekti.....	26
4.5.	Elaborat detajlnega pregleda konstrukcije Titovega mostu, statični in potresni račun ter predlog sanacije - ZRMK.....	29
5.	ANALIZA KONSTRUKCIJE	33
5.1.	Opis modela in predpostavk analize.....	33
5.2.	Kontrola obremenilne preizkušnje	35
6.	MATERIALI.....	37
6.1.	Karakteristike uporabljenih materialov	43
7.	KARAKTERISTIKE PREČNIH PREREZOV.....	48
7.1.	Prečni prerezi	48
7.2.	Efektivna širina prerezov	51
8.	PREDPISI, RAČUNSKE KOMBINACIJE IN FAKTORJI VARNOSTI	52
8.1.	Predpisi.....	52
8.2.	Računske kombinacije.....	52
8.3.	Parcialni faktorji varnosti in delni faktorji varnosti za obtežbo	54
B.	ANALIZA OBTEŽB.....	55
1.	ANALIZA OBTEŽB V FAZI UPORABE	55
1.1.	Lastna teža konstrukcije	55
1.2.	Obtežba krova	55
1.3.	Preostale stalne obtežbe	55
1.4.	Reologija.....	55
1.5.	Zemeljski pritisk.....	56

1.6.	Prednapenjanje	56
1.7.	Prometna obtežba	77
1.8.	Relativni pomiki podpor	80
1.9.	Temperaturna obtežba	80
1.10.	Obtežba vetra	82
1.11.	Potresna obtežba	86
1.12.	Obtežba vodnega toka.....	88
C.	ANALIZA TITOVEGA MOSTU	89
1.	OBREMENITVE KONSTRUKCIJE	89
1.1.	Notranje statične količine po posameznih obtežnih primerih	91
1.2.	Notranje statične količine po merodajnih kombinacijah	112
2.	KONTROLA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – KONZOLNI DEL	118
2.1.	Kontrola po MSN	118
2.2.	Kontrola po MSU	150
3.	KONTROLA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – VMESNA REŠETKA	167
3.1.	Kontrola po MSN	167
3.2.	Kontrola po MSU	178
4.	KONTROLA SIDRANJA KONSTRUKCIJE	184
5.	KONTROLA STEBROV	188
5.1.	Kontrola po MSN	189
5.2.	Kontrola po MSU	194
5.3.	Povzetek potrebnih armatur.....	197
6.	KONTROLA TEMELJEV.....	198
6.1.	Kontrola kontaktnih napetosti v temeljih	200
6.2.	Kontrola napetosti v betonu	206
D.	DINAMIČNA ANALIZA MOSTU	210
1.	NIHANJNE OBLIKE	212
2.	NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE	214
2.1.	Obremenitve zaradi potresne obtežbe ($q=1.0$)	214
2.2.	Potresna kombinacija po MSN ($q=1.0$)	217
3.	KONTROLA VOZIŠČNIH KONSTRUKCIJ.....	219
4.	KONTROLA PODPORNE KONSTRUKCIJE	227
4.1.	Stebri	227
4.2.	Temelji.....	230

E.	KONTROLA PREČNE SMERI.....	231
1.	KONZOLA.....	231
1.1.	Splošno.....	231
1.2.	Analiza obtežb.....	236
1.3.	Kombinacije obtežb.....	236
1.4.	Računski model.....	237
1.5.	Materiali.....	238
1.6.	Pregled obremenitev (prerez A-A).....	239
1.7.	Dimenzioniranje – kontrola nosilnosti (Prerez A-A).....	242
1.8.	Dimenzioniranje – kontrola razpoke (prerez A-A).....	245
F.	KONTROLA LEŽIŠČNIH KONZOL.....	246
1.	LEŽIŠČNE KONZOLE.....	246
1.1.	Os E.....	246
1.2.	Os XIV'.....	252
G.	KONTROLA DILATACIJ.....	257
H.	POVZETEK ANALIZE IN PREDLOG REKONSTRUKCIJSKIH UKREPOV.....	259
1.	PREKLADNA KONSTRUKCIJA.....	259
1.1.	Prosto konzolni del.....	259
1.2.	Vmesna rešetka.....	260
1.3.	Prečna smer prekladne konstrukcije.....	260
1.4.	Pregled ocene stanja glavne premostitvene konstrukcije.....	261
2.	PODPORNA KONSTRUKCIJA.....	262
2.1.	Stebri.....	262
2.2.	Temelji.....	262
3.	KONTROLA SIDRANJA KONSTRUKCIJE.....	264
4.	LEŽIŠČA IN LEŽIŠČNE KONZOLE TER DILATACIJE.....	264
5.	PREDLOG UKREPOV.....	265
I.	PRILOGE.....	268
	GEODETSKI NAČRT	
	PREGLEDNA RISBA OBJEKTA - Obstoječe stanje	
	PREGLEDNA RISBA OBJEKTA - Predlog ukrepov	
	POROČILO O OCENI VELIKOSTI NAPENJALNIH SIL V PREDNAPETIH KABLJIH TITOVEGA MOSTU V MARIBORU	
	PREISKAVA VZORCEV KABLOV IZ TITOVEGA MOSTU V MARIBORU	

A. SPLOŠNO

Naročnik, Mestna občina Maribor, je v nadaljevanju aktivnosti za oceno stanja in možnosti vzdrževanja in obratovanja Titovega mostu v Mariboru, pri podjetju Ponting d.o.o., naročil statično - dinamično analizo Titovega mostu preko Drave v Mariboru.

Predhodno je bila leta 2022 že narejena statično-dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI (št.načrta 586-2, maj 2022, Ponting d.o.o.) za pristopne objekte. Pristopna objekta h glavnemu mostu na levem bregu reke Drave sta dva, in sicer;

- nadvoz preko Ulice kneza Koclja in
- nadvoz preko parkirišča in Loške ulice.

V tem poročilu bo na enak način kot v predhodni dokumentaciji obdelana tudi analiza glavnega dela premostitve reke Drave, Titovega mostu.

Namen statično dinamične analize je ugotovitev in računska potrditev dejanskega stanja konstrukcije in definicija usmeritev pri izvajanju nadaljnjih aktivnosti v smislu sanacije oziroma rekonstrukcije mostu.

1. PODLOGE ZA ANALIZO

Most čez Dravo v Mariboru, bolj znan kot Titov most, je po približno 60 letih potreben sanacijskih ukrepov. Objekt je bil zgrajen v letih 1961-1963. Objekt je zgradilo podjetje Tehnogradnje, prav tako pa je bil projektant mostu projektivni biro Tehnogradnje. Med leti 1990 in 1993 je bila, po projektu podjetja Gradis biro za projektiranje, izvedena delna sanacija in rekonstrukcija objekta, ki je zajemala predvsem razširitev in sanacijo voziščne konstrukcije, rekonstrukcijo krajnega opornika ob Ulici kneza Koclja, sanacijo nosilne konstrukcije v glavnem razponu in sanacijo oziroma rekonstrukcijo mostne opreme, med tem ko se v samo nosilno konstrukcijo mostu in pristopnih objektov ni posegalo.

Stanje konstrukcije je bilo predhodno ugotovljeno z detajlnim pregledom in preiskavami, ki jih je leta 2021 izvedel Gradbeni inštitut ZRMK, ki je na nivoju idejne zasnove (IZP) izdelal tudi statično/dinamično presojo objekta, kjer pa ni obravnaval nadvoza preko Ulice kneza Koclja.

Predhodna dokumentacija na podlagi katere se je izvedla analiza Titovega mostu:

- Geodetski posnetek aktualnega stanja, GS Kobale d.o.o. (september 2024)
- Originalno Tehnično poročilo za objekt: most preko Drave v Mariboru; št. proj. 145/60, Tehnogradnje, oktober 1960
- Predhodno strokovno mnenje o pogojih temeljenja novega cestnega mostu preko Drave v Mariboru; Geološki zavod Ljubljana, Odsek za mehaniko tal in temeljenje, 8.10.1960
- Statični račun za most čez Dravo v Mariboru; Tehnogradnje, oktober 1960
- Risbe, opazni in armaturni načrti mostu čez Dravo v Mariboru; Tehnogradnje, oktober 1960
- Poročilo o preiskavi prednapete jeklene armature in protikorozijski zaščitni sposobnosti betona na Titovem mostu v Mariboru, ZRMK, september 1991
- Statični račun konzolne širitve mostu; Gradis, julij 1993
- Risbe, opazni in armaturni načrti PZI sanacije mostu čez Dravo v Mariboru, Gradis, julij 1993

- Projekt izvedenih del (PID) za most čez Dravo (Titov most), Gradis, april 1994
- IZP projektna dokumentacija, načrt 11/1 Dimenzioniranje voziščne konstrukcije, št.načrta 674-DVK, BPI d.o.o, november 2021
- Elaborat detajlnega pregleda konstrukcije Titovega mostu, statični in potresni račun ter predlog sanacije, Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o, maj 2021
- Statična in dinamična analiza z oceno obstoječega stanja konstrukcije Titovega mostu v Mariboru, Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o, maj 2021
- Poročilo o preizkusu tlačne trdnosti valjev, Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o, februar 2021
- Statično dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI – kontrolni račun, Ponting d.o.o., št.načrta 586-2, maj 2022
- Poročilo o vizuelnem pregledu notrajnosti objekta, september 2024, Ponting.d o.o.
- Poročilo o oceni velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablji Titovega mostu v Mariboru, št.poročila 13-2023-AS, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Univerze v Mariboru, september 2024
- Preiskava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru, Univerzitetni venter za elektronsko mikroskopijo, Fakulteta za Strojništvo Univerze v Mariboru, oktober 2024

V analizi je, ob vseh veljavnih standardih in predpisih, upoštevana še dodatna literatura ter smernice in vizuelni ogledi, in sicer:

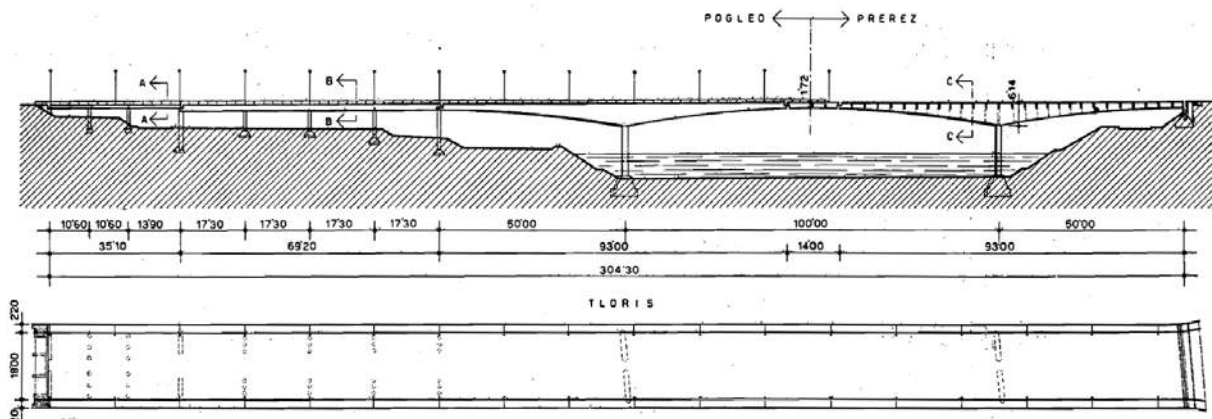
- Gradnja magistrale v Mariboru, Tehnogradnje Maribor, leto 1967
- Kako so gradili Titov most v Mariboru, Pokrajinski muzej Maribor, S. Lešnik, E. Pezdíček, G. Gerlič, Maribor 2008
- Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Abteilung Straßenbau, maj 2011
- Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken; Maurer, Kolodziejczyk, TU Dortmund, Zilch + Müller Ingenieure GmbH, Dunkelberg, TU München; Dezember 2011
- Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke; Fischer, Lechner, Wild, TU München, Müller, Büchting + Streit AG, Februar 2016
- ONR 24008:2014, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2014-03-01
- povzetek sestanka na temo Titov most (naročnik – projektant), 04.05.2022, v prostorih MOM (I/125)
- pregled Titovega mostu, september 2024

2. SLOŠNO O OBJEKTU

Celoten most preko Drave, Titov most, se lahko konstruktivno razdeli na 3 sklope, in sicer:

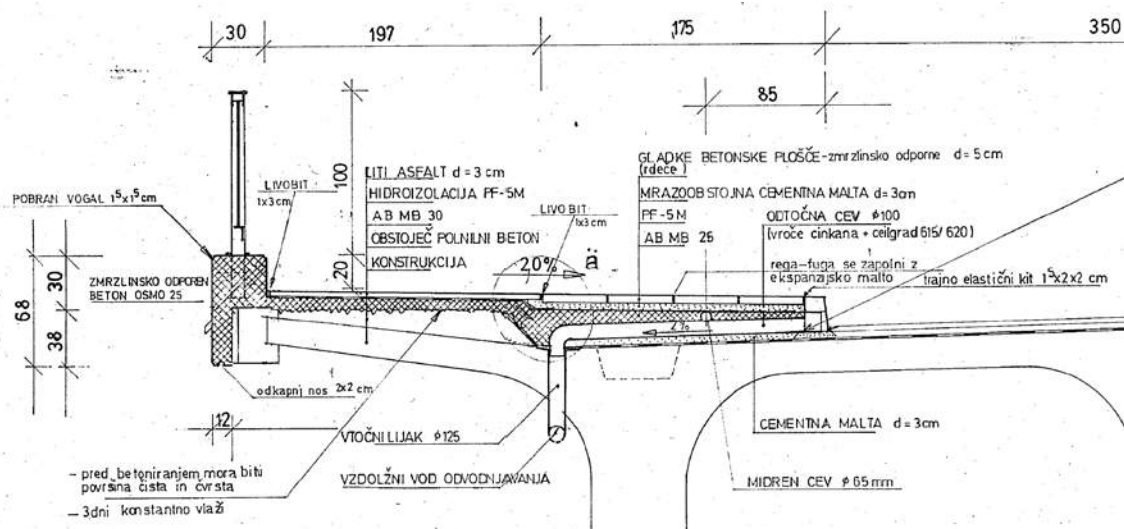
- nadvoz preko Ulice kneza Koclja,
- nadvoz preko parkirišča in Loške ulice (premostitev nekdanjega odprtega razstavišnega prostora)
- glavni most - premostitev reke Drave

Celotne dolžina mostu znaša 304,30 m, od tega nadvoz nad Ulico kneza Koclja 35,10 m, nadvoz nad parkiriščem in Loško ulico 69,20 m in glavna premostitvena konstrukcija preko reke Drave 200,0 m.



Vzdolžni prerez in tloris objekta (slika iz članka Gradnja magistrale v Mariboru, 1967)

Celotna širina mostu brez robnih vencev v osnovni znaša 22,40 m. Prvotna širina vozišča je znašala 18,0 m ter obojestranska hodnika vsak po 2,0 m. Kasneje se je širina vozišča in hodnikov spremenila. Leta 1994 je bila na celotnem mostu izvedena sanacija voziščne konstrukcije in stranskih hodnikov. Prišlo je do zožanja cestišča, posledično pa do razširitve hodnikov, katerim se je dodalo kolesarske površine v širini 1,75 m. Na območju nadvoza nad Ulico kneza Koclja ter začetnem delu nadvoza preko parkirišča in Loške ulice, je vozišče, napram karakterističnemu profilu na glavnem mostu, nekoliko razširjeno. Posledično je bilo v tem območju potrebno razširiti tudi prekladno konstrukcijo na zunanji strani obeh konzol. Razširitev prekladne konstrukcije se je izvedla preko nadvišane AB plošče debeline 8-16 cm, ki je v območju največje razširitve ojačana z rebri dimenzij B/H = 30/26 cm, na razmaku 4.00 m.



Projekt sanacije iz leta 1993 (Gradis)

Trenutna širina vozišča na območju nadvoza preko Ulice kneza Koclja znaša 17,40 m - 15,43 m, medtem ko je širina hodnikov 3,345 m - 3,685 m.

Na območju nadvoza nad parkiriščem in Loško ulico, širina vozišča znaša 15,43 m - 14,50 m ter širina hodnikov 3,685 m - 3,77 m.

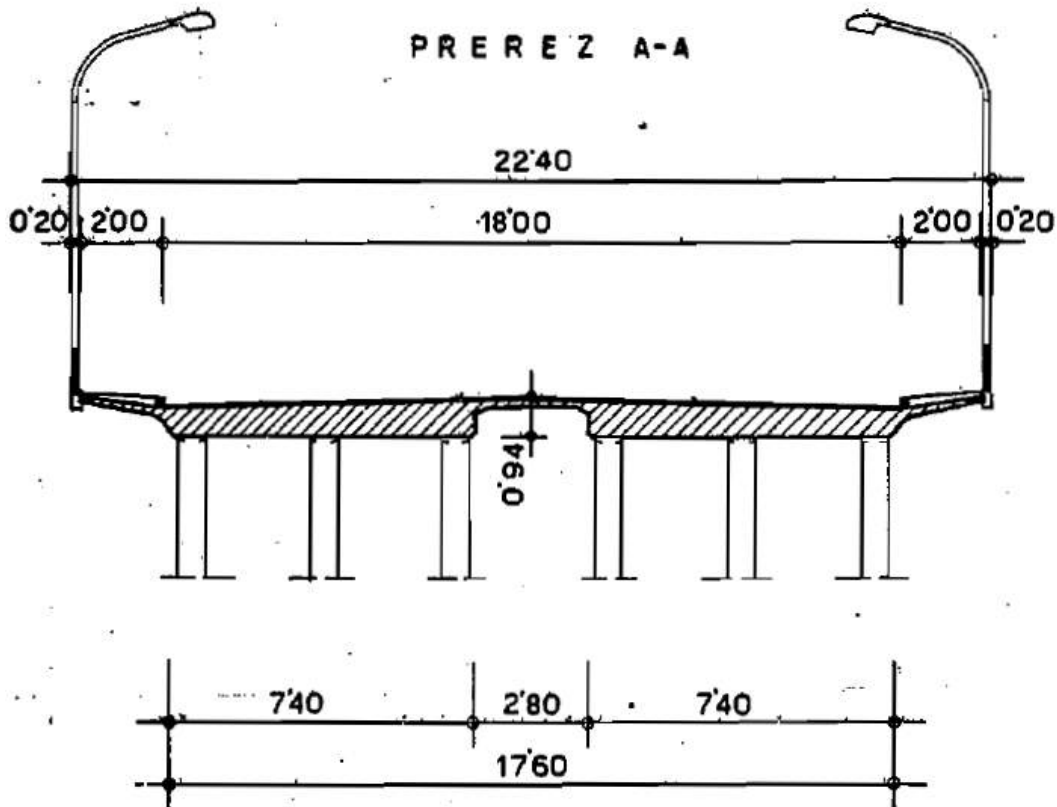
Na območju glavne premostitve reke Drave je širina konstantna, in sicer znaša širina vozišča 14,50m ter širina obojestranskih hodnikov 3,77m.

Niveleta objekta se dviga od levega proti desnemu bregu z naklonom 0,3 %. Most tlorisno poteka v premi. Z osjo reke Drave oklepa kot 85°.

Predmet analize v tem poročilu je glavni del premostitve čez reko Dravo, Titov most.

2.1. Nadvoz nad Ulico kneza Koclja

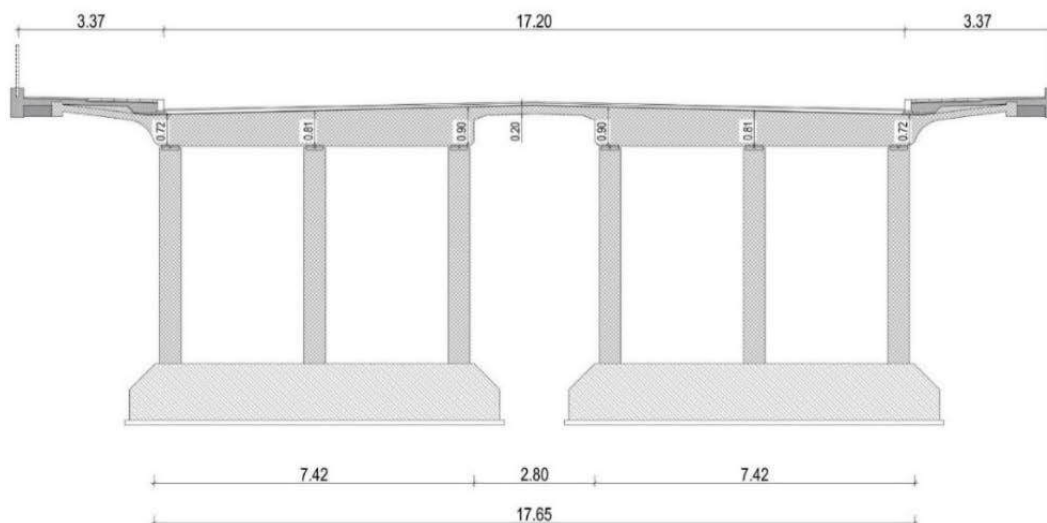
Nadvoz preko Ulice kneza Koclja skupne dolžine 35,10 m je izveden v obliki dveh kontinuirnih AB plošč preko treh različnih razponov (10,60 + 10,60 + 13,90 = 35,10 m), povezanih s tanko vmesno ploščo, ki je armirana le v prečni smeri. Debelina kontinuirnih plošč je spremenljiva in znaša od 72,0 - 90,0 cm, medtem ko je vmesna plošča debeline 20 cm. Osnovna konzola (brez naknadne razširitve) je AB plošča debeline 16 - 20 cm, dolžine 1,79 m (merjeno do zunanjega roba AB konstrukcije). Konzola je preko opažne zaokrožitve $R = 70$ cm vpeta v prekladno konstrukcijo. Konzola je po zunanjem robu ojačana z AB robnim vencem $B/H = 25/34$ cm.



Osnovni prečni prerez nadvoza preko Ulice kneza Koclja (slika iz članka *Gradnja magistrale v Mariboru, 1967*)

Podporno konstrukcijo predstavljajo masiven levoobrežni opornik v osi 1, ki je sestavljen iz sten debelin 1,05 m, ki so vpete v masivne plitve temelje ter kril debeline 25 cm in dolžine 4,89 m. Vmesne podpore v oseh 2 in 3 so vitki AB stebri premera $d = 50$ cm, dolžine 5,00 m. V osi vsake podpore je 6 okroglih stebrov, po 3-je stebri pod vsako kontinuirni AB ploščo. Podpora v osi 4-A, ki je skupna za oba nadvoza, je sestavljena iz masivne tlačne stene debeline 40 cm, v osi obojnih ležišč, in obodnih sten debeline 20 cm, ki obdajajo prostor za vodenje komunalnih vodov (inštalacij) pod nivo terena. Zaradi tega je podpora v osi 4-A dejansko škatlast steber zunanjih tlorisnih dimenzij $B / H = 5,30$ m / 1,40 m (osnovna stena debeline 40 cm ter preostale debeline 20 cm). Dostop v notranjost stebra je možen preko revizijskih jaškov iz vozišča, skozi kontinuirno prekladno konstrukcijo nadvoza preko parkirišča in Loške ulice.

Temelji so plitvi. Temelj v osi 1 (na območju krajnega opornika) je skupen za obe AB plošči nadvoza in ima zunanje dimenzije 4,50 m / 21,17 m ter je debeline 0,50 m - 2,50 m. Po 3 vmesni stebri v oseh podpor 2 in 3, ki podpirajo posamezno AB ploščo, imajo skupen pasovni temelj zunanjih tlorisnih dimenzij 8,60 m / 1,90 m ter debeline 1,30 m. Temelja v osi 4, ki sta skupna za oba nadvoza imata zunanje dimenzije 2,60 m / 7,50 m, ter sta debeline 1,90 m. Vsi plitvi temelji so nearmirani.



Prečni prerez vmesne podpore v osi 2 po sanaciji leta 1994

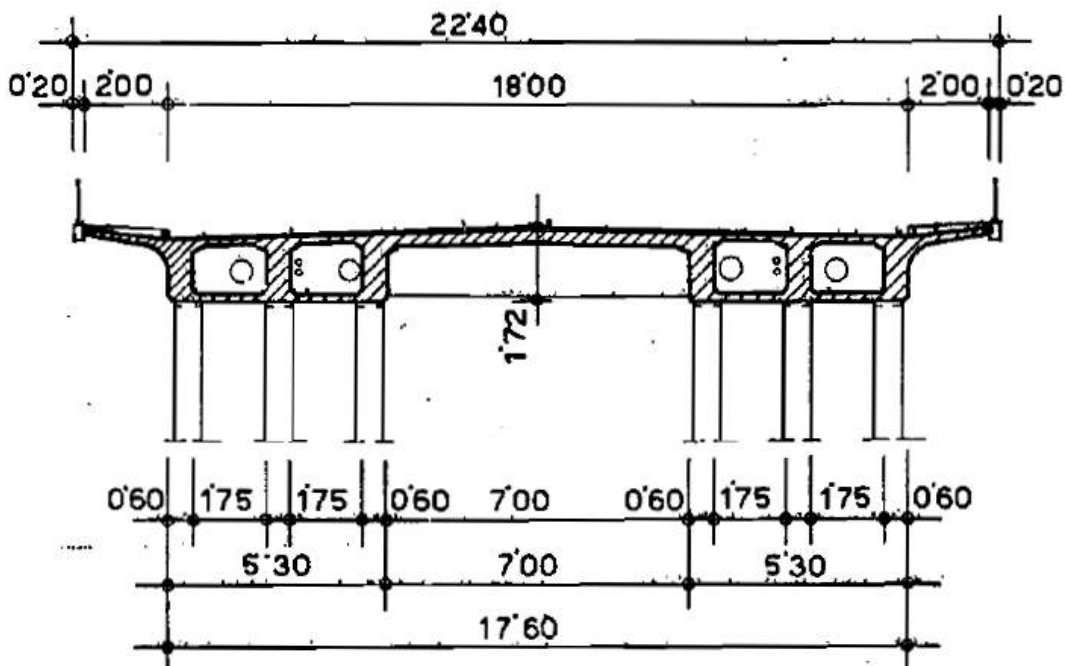
Ležišče na levem oporniku v osi 1 je v obliki armaturnega členka. Ležišča na stebrih vmesnih podpor so jeklena ter nepomična in sestavljena iz dveh jeklenih plošč, med katere so vstavljeni jekleni trni, ki preprečujejo pomike. V osi 4 je nadvoz Ulice kneza Koclja naslonjen na zob krajnega prečnika kontinuirne konstrukcije nadvoza preko parkirišča in Loške ulice. Stik med obema konstrukcijama je izveden z linijskim valjčnim ležiščem, ki je nameščeno po celotni širini plošče.

Opomba:

Med samo gradnjo objekta v letih 1960 – 1963, je prišlo do spremembe projekta za izvedbo nadvoza preko Ulice kneza Koclja. Zasnova nadvoza se je spremenila iz osnovne zasnove, AB plošče preko dveh razponov 9.90 m + 13.90 m, v kontinuirano AB ploščo s tremi razponi 10,60 m + 10,60 m + 13,90 m. Prav tako so namesto prvotno zasnovane vmesne podpore v obliki monolitne stene, obe vmesni podpori izvedli v obliki 3-h vitkih okroglih stebrov. Opažnih oziroma armaturnih načrtov teh sprememb ni na voljo, zato so karakteristike in gabariti teh elementov predvideni na podlagi osnovne obstoječe dokumentacije, izmer na terenu in na podlagi izvedenih raziskav.

2.2. Nadvoz preko parkirišča in Loške ulice

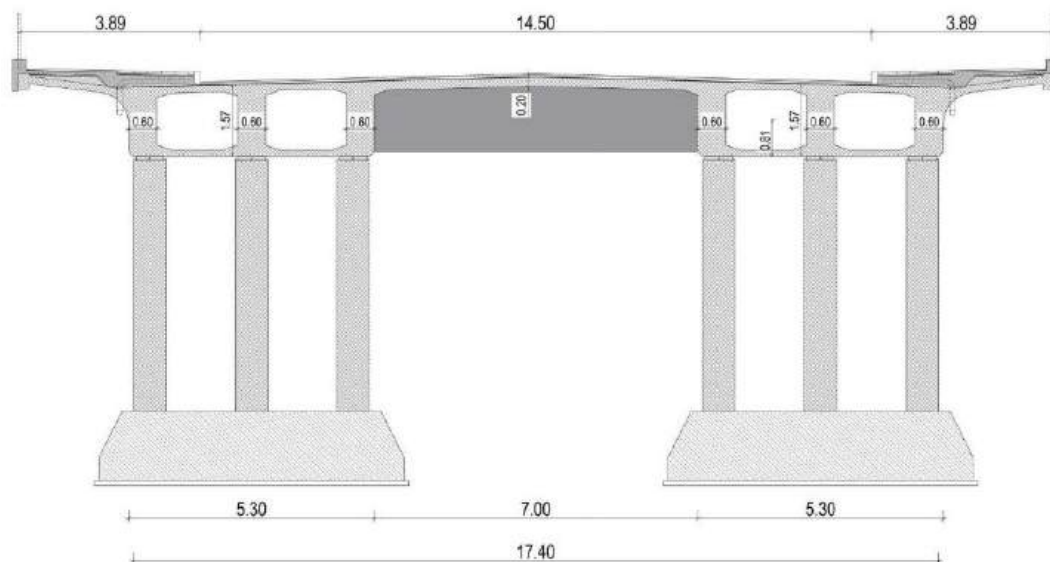
Nadvoz nad parkiriščem in Loško ulico je skupne dolžine 69,20 m ter premošča območje z 4-imi enakimi karakterističnimi razponi ($4 \times 17,30 = 69,20$ m). Kontinuirna konstrukcija je narejena v AB izvedbi. V prečnem prerezu prekladno konstrukcijo tvorita dva kontinuirana škatlasta nosilca s po 3-mi vzdolžnimi nosilci širine 60 cm, povprečne višine 1,57 m, ki so medsebojno povezani s tankimi 15 cm debelimi ploščami. Oba kontinuirana škatlasta nosilca sta na razmaku 2.88 m ($L/6$) med seboj povezana s prečniki, na katerih leži voziščna plošča. Križem armirana voziščna plošča je debeline 15 cm (nad vzdolžnimi nosilci v prerezu obeh kontinuirnih škatlastih nosilcev) oziroma 20 cm (nad prečniki med škatlastimi nosilci).



Osnovni prečni prerez nadvoza preko parkirišča in Loške ulice (slika iz članka *Gradnja magistrale v Mariboru, 1967*)

Podpora v osi A (4-A) je skupna s konstrukcijo nadvoza ter je delno opisana že v predhodni točki tega poglavja. Kontinuirne prekladna konstrukcija nadvoza preko parkirišča in Loške ulice je v osi A podprta z AB nihajno steno (pomično ležišče), ki je zgoraj in spodaj opremljena z linijskimi jeklenimi ležišči (ležiščne pločevine s strižnimi trni). Na vmesnih podporah v oseh B, C in D je prekladna konstrukcija preko nepomičnih jeklenih ležišč podprta s 6-imi (2×3) okroglimi stebri premera $d = 70$ cm in plitvimi temelji, zunanjih tlorisnih dimenzij 6,60 m / 2,80 m ter debeline 1,50 m. Stebri so dolžine 5,00 m.

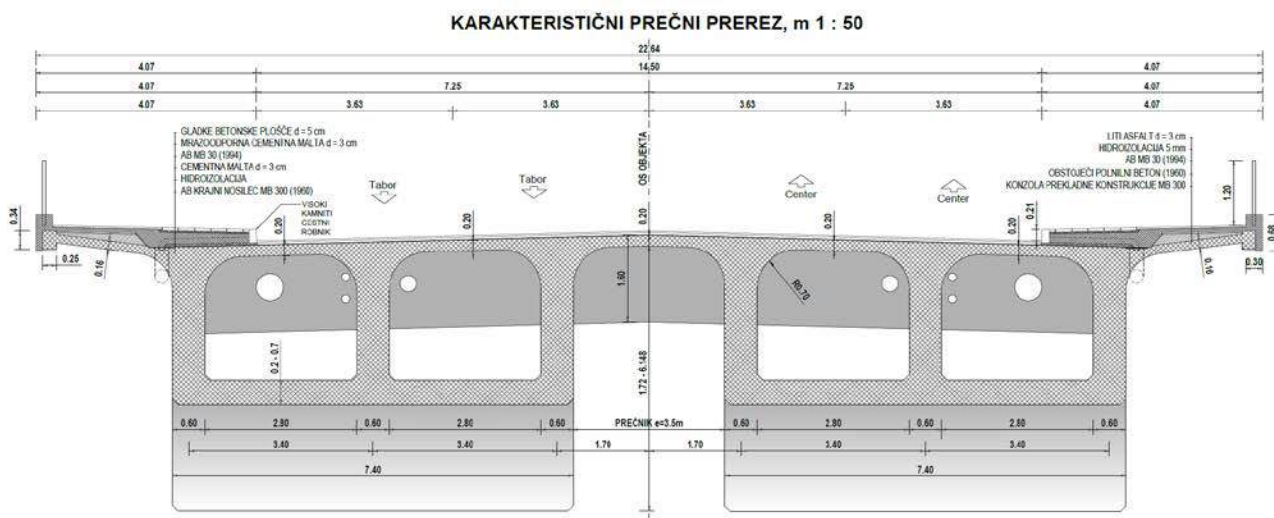
Krajna podpora v osi E je skupna nadvozu preko parkirišča in Loške ulice ter glavni premostitvi preko struge reke Drave. Konstrukcija nadvoza tukaj preko pomičnih valjčnih ležišč nalega na zob krajnega prečnika glavnega mostu, ki je preko nepomičnih jeklenih ležišč, podprt s 6-imi okroglimi stebri, po 3-je stebri na vsak kontinuirni vzdolžni nosilec. Stebri tukaj so dolžine 7,45 m, temelji pa enaki kot pri vmesnih podporah v oseh B, C in D, plitvi zunanjih tlorisnih dimenzij 6,60 m / 2,80 m ter debeline 1,50 m.



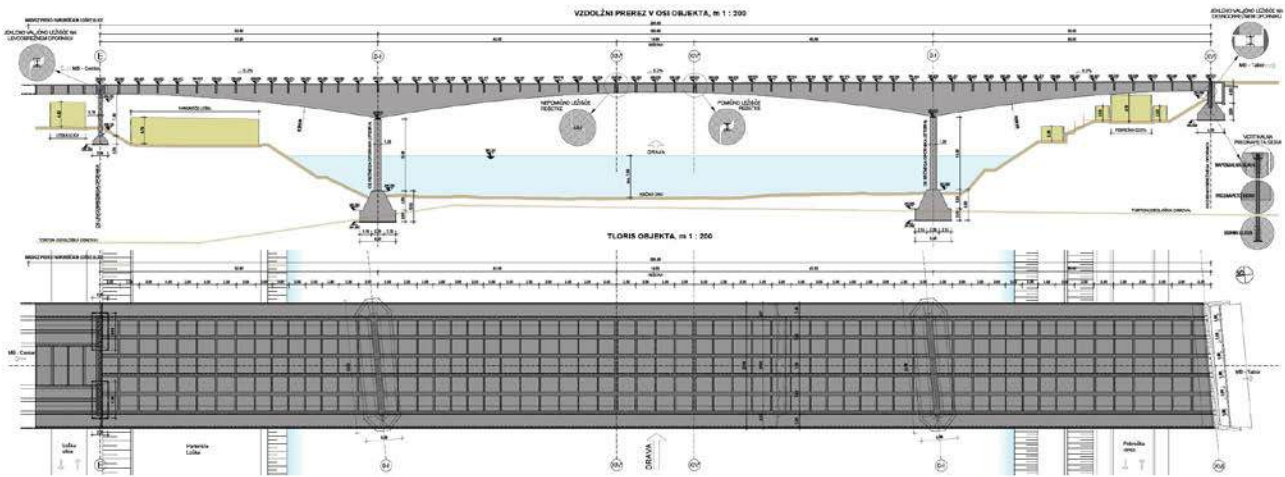
Prečni prerez vmesne podpore v osi D po sanaciji leta 1994

2.3. Glavni most - premostitev reke Drave

Predmet tega poročila je glavna premostitev reke Drave, Titov most. Skupna dolžina glavne premostitve znaša 200,0 m (50,0 m + 100,0 m + 50,0 m). V končnem stanju po izgradnji je glavna premostitvena konstrukcija Gerberjev nosilec s členki v srednjem polju. V prečnem prerezu je sestavljena iz dveh škatlastih nosilcev, ki sta povezana z voziščno ploščo in prečniki. Škatlasta profila sestavljajo po trije glavni nosilci z voziščno in spodnjo – tlačno ploščo. Višina konstrukcije je spremenljiva, in znaša od 6,15 m nad vmesnima podporama, do 1,72 m v sredini glavnega razpona oz. na območju krajnih podpor.

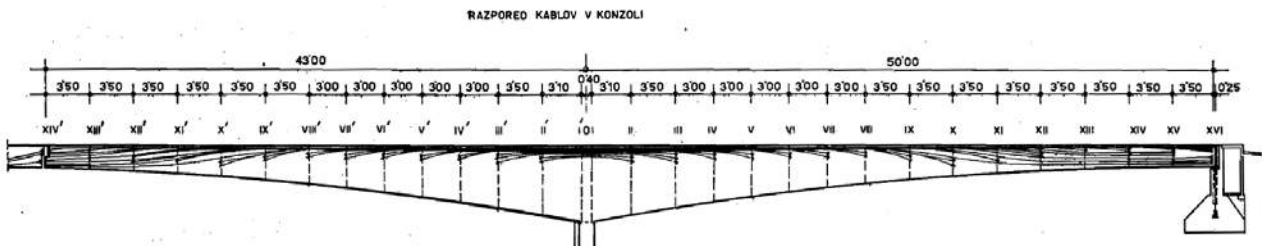


Osnovni prečni karakteristični prerez

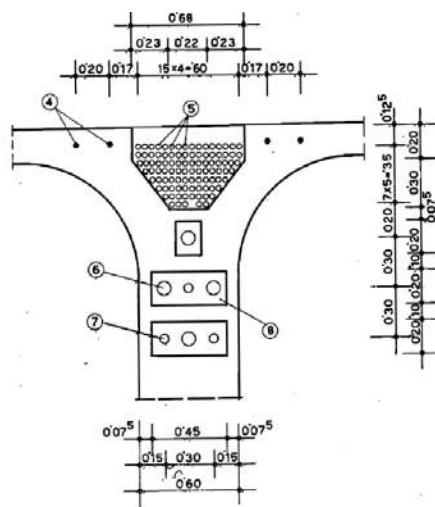


Vzdolžni prerez in tloris

Konstrukcija je prednapeta s kablji 18 Ø 5 mm, ki so položeni v kabelskih kanalih – razen na odsekih sidranja in tam, kjer se spuščajo proti spodnjemu robu konstrukcije. Kablji v kabelskih kanalih so bili med gradnjo prosti. Zabetoniralo se jih je samo s poroznim betonom. Po napetju vseh kablov se je zabetonirala 12 cm debela tesnilna AB plošča, nakar se je kanale še zainjektiralo. Kablji, ki so položeni v rebrastih ceveh, so bili zainjektirani sproti, takoj po napetju. Glavna škatlasta nosilca sta medsebojno povezana z AB montažnimi prečniki, debeline 25 cm in na medsebojni razdalji 3,00 oz. 3,50m, ki so vloženi ob stikih lamel. Voziščna plošča je križem armirana in je sestavni del glavne konstrukcije.



Razpored kablov v konzoli (slika iz članka Gradnja magistrale v Mariboru, 1967)

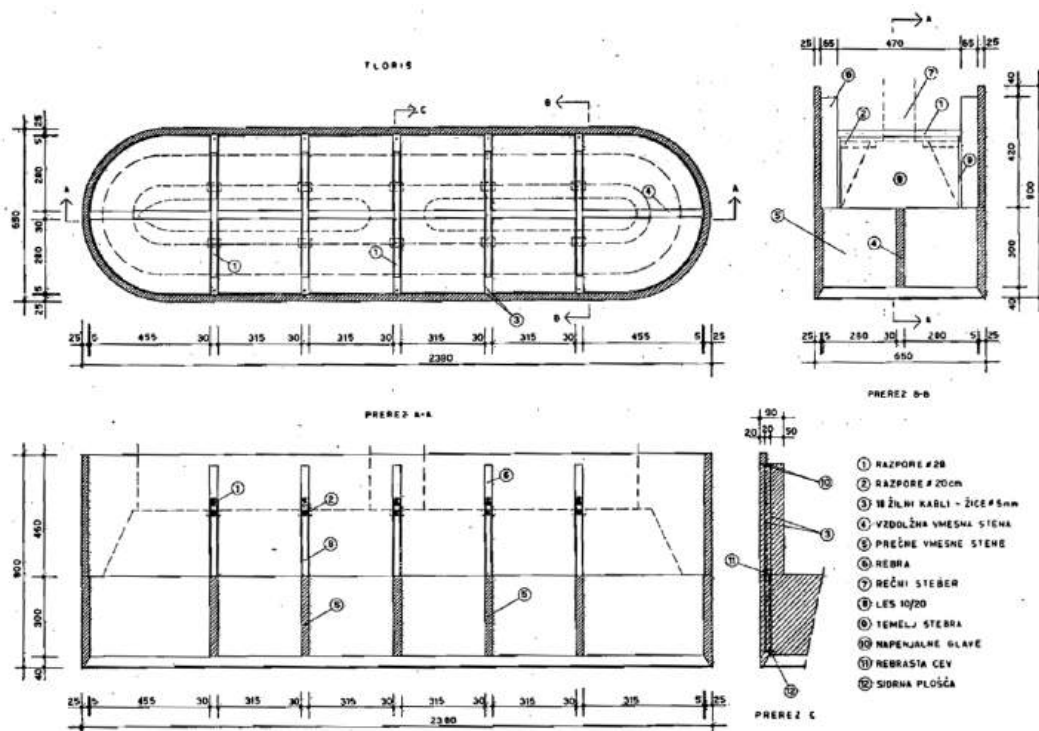


Detalj kabelskega kanala (slika iz članka Gradnja magistrale v Mariboru, 1967)

Prostoležeč del na območju glavnega razpona premošča razpon $L=14,0$ m ter je sestavljen iz šestih glavnih prednapetih montažnih nosilcev, ki so povezani s prečniki in voziščno ploščo v nosilni sistem rešetke, ki je prednapeta v vzdolžni in prečni smeri. Rešetka je z zobom naslonjena na konca konzol glavne nosilne konstrukcije. Ležišča na območju vmesne rešetke so iz jeklenih plošč (na območju pomičnih ležišč so med plošče postavljeni valjčki).

Tudi na območju vmesne rešetke so uporabljeni kabli za prednapenjanje tipa $18 \text{ } \varnothing 5 \text{ mm}$.

Vmesni podpori sta izvedeni v obliki AB sten. Debelina sten znaša $1,20$ m. Temelja sta masivna in nearmirana ter zunanjih tlorskih dimenzij $23,8$ m x $6,5$ m. Ležišča rečnih opornikov so ploščata, nameščena po celi dolžini sten. Gorvodna stran je hidravlično izoblikovana in obložena z obdelanimi granitnimi kvadri. Dolvodno in v izrezu so stene zaključene polkrožno.



Temelj rečnih podpor (slika iz članka Gradnja magistrale v Mariboru, 1967)

Levoobrežna podpora je skupna s kontinuirno konstrukcijo nadvoza preko Loške ulice in jo predstavlja 6 stebrov (2×3) premera $d=70$ cm. Podpora je temeljena na dveh plitvih temeljih, ki sta skupna za 3 stebre, zunanjih dimenzij $6,60 \times 2,80$ m ter debeline $1,50$ m.

Desnoobrežni opornik je masiven, pri čemer se mostna konstrukcija zaključuje s krili in prehodnimi ploščami dolžine $3,0$ m. Ležišča so iz jeklenih plošč, pri čemer je pri pomičnih ležiščih med jeklene plošče vložen valjček.

Na območju krajnih podpor glavne premostitve se v primeru, da je vmesno polje obremenjeno s prometno obtežbo, pojavijo natezne obremenitve. Le te se na območju skupne podpore prevzamejo s stalno obtežbo krajnega polja kontinuirne konstrukcije, saj le ta nalega na krajni prečnik glavne premostitve. Na območju desnega opornika pa se natezne sile prevzamejo na način, da je prekladna konstrukcija sidrana z 12 kabli $18 \varnothing 5$ mm, pri čemer so ti kabli vstavljeni v jeklene cevi ter zainjektirani.

2.4. Gradnja objekta

Gradnja podpor in opornikov nadvoza ter kontinuirne konstrukcije in desnega krajnega opornika je potekala klasično, s strojnimi izkopi gradbenih jam. Temelji vmesnih rečnih stebrov so se izvedli s pomočjo vodnjakov. Vodnjak je bil betoniran na umetnih otokih oziroma platojih, nasutih v strugi reke Drave. AB vodnjaka sta razdeljena z eno vzdolžno in petimi prečnimi stenami na dvanajst prekatov (razdelitev je omogočala lažje kvalitetno podvodno betoniranje temeljev). Vodnjaki so se po izvedbi spustili na končno globino.

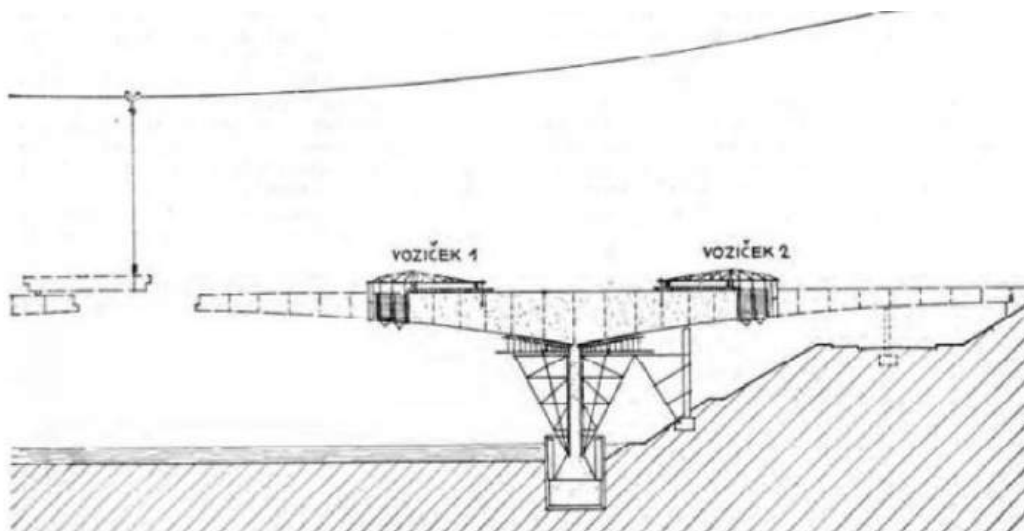


Izvedba temelja in rečnega stebra na severni strani

Temeljna plošča vmesnih podpor debeline 3,40 m je bila nato zabetonirana pod vodo, zgornji presekan AB del temelja pa na suhem s pomočjo opaža in črpanja vode. AB stene rečnih opornikov so bile prav tako zabetonirane v opažu. Granitna obloga gorvodnih konic opornikov je bila zidana na obali. Granitni kvadri so bili nato sidrani v AB jedra sten, v katerih so bila puščena sidra za povezavo.

Po izgradnji obeh vmesnih stebrov sta bili na nosilnem opažnem odru zabetonirani po dve lameli, simetrično glede na os stebra, ki sta bili podprti z nosilnim odrom temeljenem na temelju rečnega stebra. Z izvedbo prvih dveh taktov na vsaki strani vmesnih podpor v skupni dolžini 14,00 m je bila ustvarjena operativna površina, na kateri je bilo moč sestaviti konstrukcijo pomičnih opažnih odrov – vozičkov, sidranih v že zabetoniranem delu mostne konstrukcije.

S pomočjo vozičkov je bila nato prednapeta prekladna konstrukcija grajena po tehnologiji proste konzolne gradnje, pri čemer so dolžine taktov znašale 3,00 m oz. 3,50 m pri taktih z manjšo konstruktivno višino. Prvotno se je izvedel takt na obrežni strani ter nato še simetričen takt na vodni strani.



Shematski prikaz konzolne gradnje

Do 4. takta je ob tako izbranem zaporedju betoniranja je razlike v obtežbi prenašal nosilni opažni oder prvih dveh lamel. Nato je bilo pod 4. taktom na obrežni strani zgrajenih 6 betonskih stebrov (pod vsakim glavnim nosilcem prekladne konstrukcije), ki so bili s priključnimi železi sidrani v pripadajoči glavni nosilec. S tem so razlike v obtežbi med gradnjo prenašali opisani stebri v obeh smereh – bodisi kot podpora ali protiutež.

Ob stiku vsakega takta so bili med posamezne glavne nosilce mostne konstrukcije vstavljeni že prej zabetonirani prečniki. Konstrukcijske lastnosti vozičkov so omogočale razmeroma hiter pomik opažnega odra. Ciklus, ki ga sestavljajo spuščanje spodnjega odra na vešalke, demontaža sider, postavitve glavnih nosilcev konstrukcije vozička iz fiksni podpor na kolesa, pomik in obratni postopek do ponovnega sidranja, je bil izvršen v 2 dneh, kar je omogočilo dokončanje celotnega ciklusa od betoniranja enega do betoniranja naslednjega takta v 10 dneh.

Pod 11. taktom na obrežni strani so bili ponovno zgrajeni pomožni stebri za prenos razlike v obtežbi med gradnjo s tem, da so bile odstranjene začasne podpore pod 4. taktom. Po izvedbi in napenjanju vseh taktov so bili na krajna prečnika konzol v srednjem polju položeni montažni prednapeti nosilci in nato izvedeni še prečniki in voziščna plošča rešetke.



Izvedba vmesne rešetke iz prednapetih nosilcev

3. GEOLOŠKO GEOMEHANSKI PODATKI

Geološko – geomehanski podatki so povzeti po različnih dokumentacijah in sicer:

- Predhodno strokovno mnenje o pogojih temeljenja novega cestnega mostu preko Drave v Mariboru; Geološki zavod Ljubljana, Odsek za mehaniko tal in temeljenje, 8. 10. 1960
- Statični račun za most čez Dravo v Mariboru; Tehnogradnje, okt. 1960
- Gradnja magistrale v Mariboru, Tehnogradnje Maribor, leto 1967
- Originalno Tehnično poročilo za objekt: most preko Drave v Mariboru; št. proj. 145/60, Tehnogradnje, okt. 1960
- Geološki podatki povzeti po načrtu Brv Lent-Tabor preko reke Drave, Burgos&Garrido, št.načrta 464/2011-04

V nadaljevanju je podan povzetek bistvenih podatkov, ki so bili upoštevani pri analizi konstrukcije.

Predhodno strokovno mnenje o pogojih temeljenja novega cestnega mostu preko Drave v Mariboru

V fazi raziskav so bile izvedene 4 sondažne vrtine. Vrtina V-1 se je izvedla ob desni obrežni črti korita Drave, vrtini V-2 in V-3 sta se izvedli ob robu spodnje oziroma zgornje terase sejmišča na levem bregu Drave ter vrtina V-4 v samem koritu Drave, v oddaljenosti 30m od obalne črte na levem bregu. Na podlagi izvedenih vrtin je bilo ugotovljeno, da je slojevitost tal na lokaciji objekta enakomerna. Gre za gosto prodno-peščeno zemljino, ki leži neposredno na trdnem drobno zrnatem tufitu miocenske starosti (torton). Prodno-peščeno zemljino, ki jo predstavljajo diluvijalni oz. aluvijalni naplavinski materiali, sestavlja predvsem slabo (GF) oziroma dobro (GW) granulirana prodno-peščena zemljina, v kateri se pojavljajo samice ter tanjši vložki dobro granuliranega peska. Naplavinski material je zelo gost ter je prektično nestisljiv. Površina skale tufita je več ali manj vodoravna in se nahaja na območju korita Drave (vrtina V-4) na globini 8,80m.

V predhodnem strokovnem mnenju je bila podana tudi nosilnost temeljnih tal za primer centrično obremenjenega opornika dimenzij 25x5m.

3. V spodnji tabeli podajamo določitev nosilnosti temeljnih tal za primer centrično obremenjenega rečnega opornika dimenzij 25.0 x 5.0 m² ter ob upoštevanju:

prostorske teže zemljine pod vodo: $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
 kota notranjega trenja zemljine: $\varphi = 33^\circ$

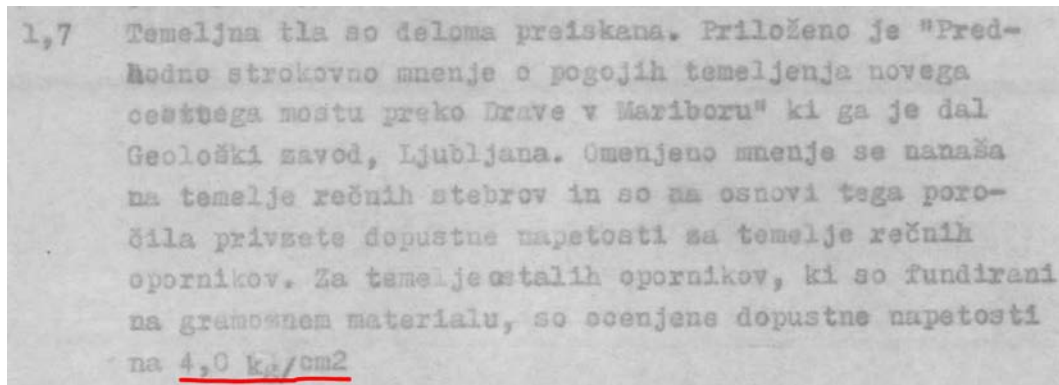
po Caquot-u (Traité de mécanique des sols, 1956) v zavisnosti od predvidene globine temeljenja.

Globina temeljenja (od dna korita do dna temelja) t m	Lozna obremenitev σ_1 1 cm kg/cm ²	Dopustna obremenitev v kg/cm ² ob upoštevanju koeficienta varnosti $S = 3$
2.0	11.90	<u>3.97</u>
4.0	19.55	<u>6.50</u>
6.0	27.33	<u>9.10</u>

Z osirom na predvideno lastno in koristno težo opornika oca 6.000 t je ob upoštevanju koeficienta varnosti $S = 3$ računati za slučaj dimenzij temelja, kot so bile sgoraj podane, z globino temeljenja oca $t = 3.0$ m. V kolikor bi prišlo do zmanjšanja dimenzij temelja za opornik, je seveda računati z večje globino temeljenja.

Izsek iz predhodnega strokovnega mnenja

V tehničnem poročilu je bilo glede temeljenja podpor v višjih slojih (v gramoznem materialu) navedeno sledeče:



Izsek iz tehničnega poročila glede temeljenja objekta

V sklopu analize se je za dopustne napetosti upoštevala vrednost 400 kPa, ki se je glede na takratne predpise preverjala v skladu s karakteristično kombinacijo vplivov.

Geološki podatki povzeti po načrtu Brv Lent-Tabor preko reke Drave, Burgos&Garrido

Sestava tal na levem in desnem bregu reke Drave je precej podobna. Pod plastjo umetnega nasutja (Mg) različne debeline se nahaja naravno peščeno-prodnata zemljina srednje gostote, ki je nanešena na osnovno kamnino, sestavljeno iz laporja in peščenjaka. Umetno nasutje, debelo od 4,60 do 5,20 m, je sestavljeno iz mešanih tal, gline, prodnikov, peska, opeke, pepela itd. Ta nasutja so praviloma stabilna in dobro konsolidirana. Pod njimi se nahaja plast peščeno-prodnate zemljine z različnimi deleži peska in melja; to plast je mogoče razvrstiti med peščeno-prodnato (Gr), peščeno (Sa), peščeno-prodnato (saGr), prodnato-peščeno (grSa) in prodnato-peščeno-meljasto (sasiGr) zemljino. Prisotni so tudi nekateri balvani. Te peščeno-prodnate zemljine so srednje gostote.

Miocenska osnovna kamnina se na levem bregu nahaja na globini 18,30 m (na 236,23 m nadmorske višine), na desnem bregu pa na globini 20,10 m (na 236,04 m nadmorske višine); kamnina je skoraj vodoravno položena. V zgornjem delu se nahajajo stisnjeni fini peski in preperete osnovne kamnine, debeline od 0,30 do 1,50 m. V osnovni kamnini so sloji laporja in peščenjaka medplastno položeni.

Sestava tal v območju reke Drave je bila ocenjena na podlagi podatkov, pridobljenih iz vrtin na bregovih reke. Reka je napolnjena z rečnimi prodnimi sedimenti, ki so debeli približno 9,0 m, merjeno od rečnega dna do linije miocenske osnove, pri stebru P1 (na 236,18 m nadmorske višine) in pri stebru P2 (na 236,12 m nadmorske višine).

V vrtini B-1 je voda prisotna na globini -1,50 m (253,03 m nadmorske višine), v vrtini B-2 pa na globini -5,00 m (na 251,16 m nadmorske višine).

Za obravnavo temeljenja je bila na celotnem območju odstranjena zgornja plast ("PLAST 1") umetnega nasutja, prostor za temeljenje pa je bil določen z dvema značilnima plastema podtalja in osnovne kamnine. Značilne plasti so bile opredeljene na terenu na podlagi vizualne klasifikacije in zrnate velikosti tal ter stopnje drobljenja in razpokanosti osnovne kamnine. Mehansko-fizikalne lastnosti so bile določene na podlagi podatkov, pridobljenih iz standardnih penetracijskih testov, meritve z manometrom v vrtinah ter testov enosmerne tlačne trdnosti osnovne kamnine.

Določeni sta bili naslednji dve značilni plasti:

- **PLAST 2:** peščeno-prodnata plast, debeline 15,0 m, od tega je 9,50 m nasičenih z vodo,
 - gostota $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$
 - strižna trdnost
 - kohezija $c = 0,0 \text{ kN/m}^2$
 - kot trenja $\varphi = 31,0^\circ$ do $32,5^\circ$
 - modul elastičnosti $E = 14\,900 \text{ kN/m}^2$
 - mejni tlak $PL = 3\,100 - 5\,400 \text{ kN/m}^2$

- **PLAST 3:** lapor in peščenjak, preperete do debeline približno 1,00 m.
 - gostota $\gamma = 22,3 \text{ kN/m}^3$
 - enosmerna tlačna trdnost $q_u = 1520 \text{ kN/m}^2$
 - modul elastičnosti $E = 351\,000 \text{ kN/m}^2$
 - mejni tlak $PL = 10\,000 \text{ kN/m}^2$

Moduli reakcije tal

Na podlagi podatkov navedenih v članku Gradnja magistrale v Mariboru, Tehnogradnje Maribor, leto 1967, kjer so navedeni podatki glede obremenitev ter posedkov se je izvedla ocena modulov reakcije tal.

$$A_{temelj} = 145,6 \text{ m}^2$$

$$N_{max} = 94200 \text{ kN}$$

$$u = 18,4 \text{ mm}$$

$$q_{max} = \frac{N}{A} = 650 \text{ kN/m}^2$$

$$c_v = \frac{q}{u} = 35326 \text{ kN/m}^3$$

$$c_h = \frac{2}{3} c_v = 23550 \text{ kN/m}^3$$

Zgornji podatki se navezujejo na temeljenje rečnih podpor, krajne podpore premostitve pa so temeljenje višje, v sloju gramoza. Iz razmerja dopustnih napetosti, ki znaša cca 0,80 smo določili module reakcije tal, ki smo jih upoštevali v analizi.

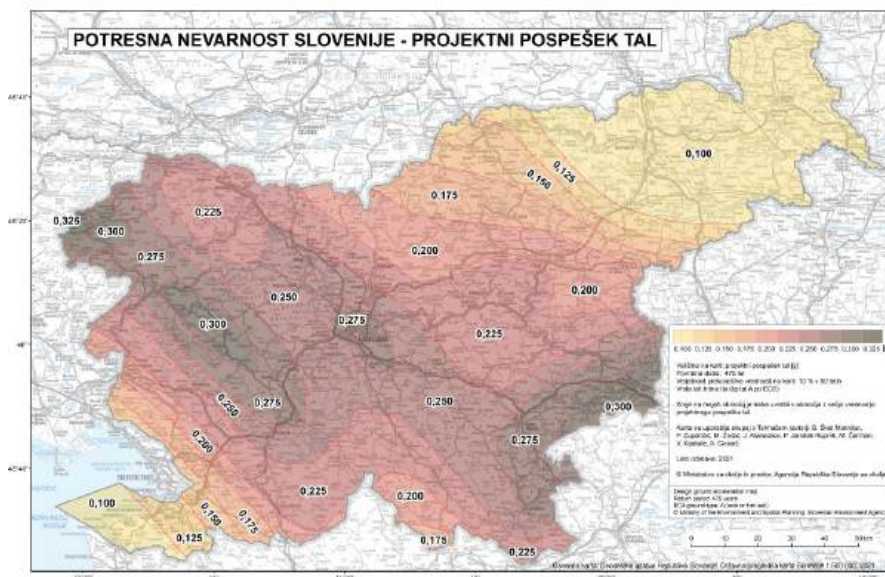
$$c_v = \frac{q}{u} = 35326 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,8 = 28261 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow \text{izberemo } 30000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$c_h = \frac{2}{3} c_v = 20000 \text{ kN/m}^3$$

Seizmičnost terena

V osnovni dokumentaciji ni bilo podanih podatkov glede seizmičnosti terena, hkrati pa je potrebno poudariti da objekt ni bil projektiran na potresno obtežbo. Za dinamično kontrolo konstrukcije so se zaradi tega uporabili podatki, ki so bili povzeti po novejših geoloških poročilih, za objekte grajene v neposredni bližini. Na podlagi geološkega poročila GMM 6710/11_PGD (Geoinženiring d.o.o.), v katerem so zajeti podatki o preiskavah tal za potrebe projektiranja in gradnje brvi Lent-Tabor preko reke Drave v Mariboru, povzemamo podatke podane v nadaljevanju. Projektni pospešek tal je bil povzet po novi potresni karti.

- Projektni pospešek tal $a_g=0,10g$
- Tip tal C



Nova potresna karta Slovenije

V statičnem poročilu, ki se nanaša na novo brv Lent preko Drave (Burgos & Garrido Arquitectos, S.L.P in Idom Ingenieria) je v odstavku namenjenju potresnemu vplivu navedeno, da je bil v analizi upoštevan tip tal B.

V nadaljni analizi so se kljub vsemu upoštevali podatki podani v geološkem poročilu, tako da se je kontrola izvedla ob upoštevanju tipa tal C.

4. POVZETEK PREGLEDA OBJEKTA, PREISKAV, POROČIL IN PREDHODNE DOKUMENTACIJE

V okviru analize Titovega mostu, katere namen je ugotovitev in računski potrditev dejanskega stanja ter določitev nadaljnjih ukrepov v smislu sanacije oziroma rekonstrukcije mostu, so bile izvedene še dodatne aktivnosti, in sicer:

- Vizuelni pregled notranjosti objekta
- Poročilo o oceni velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablji Titovega mostu v Mariboru
- Preiskava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru

V nadaljevanju je podan povzetek dodatnih aktivnosti, ki so bile izvedene v sklopu analize Titovega mostu, hkrati pa je podan tudi izvleček že narejene predhodne dokumentacije za omenjeno premostitev.

4.1. Vizuelni pregled notranjosti objekta

V okviru izdelave statično dinamične analize obstoječega stanja osrednjega dela Titovega mostu, je bil 10.9.2024 izveden delni vizuelni pregled v notranjosti objekta. Pri pregledu je bil ob predstavnikih podjetja Ponting prisoten tudi dr. Štrukelj (UM FGPA) ter g. Černec s sodelavci (Nigrad). Povzetek pregleda je bil podan v poročilu. Namen pregleda je bil pridobiti splošen vpogled v stanje betonov, prednapetih sidrskih kablov v desnoobrežnem oporniku in prekladne konstrukcije kot celote, ter ugotoviti potrebo po vrsti in obsegu dodatnih preiskav. V nadaljevanju je podan povzetek pregleda po posameznih sklopih objekta:

Desno obrežni opornik

Na območju opornika se je s pomočjo fotografiranja in video-snemanja pregledalo stanje prednapetih vertikalnih sider in ležišč. Splošen vtis je, da so, najbrž vsled dolgotrajnega zamakanja dilatacije, krajna ležišča, krajni prečni prekladne konstrukcije in zaščitne cevi krajnih parov prednapetih sider, zaradi korozije močno poškodovani. Poškodbe so tako obsežne, da je, predvsem za ležišča in prednapeta sidra, vprašljiva celo funkcionalnost teh elementov, vendar dejanskega stanja prednapetih sider, na osnovi vizuelnega pregleda ni mogoče oceniti. Poškodbe, vendar v manjšem obsegu, je mogoče zaznati tudi drugod po oporniku in prekladni konstrukciji pod dilatacijo. V nekaterih komorah zastaja voda, nekatere so popolnoma suhe.



Primer poškodovanih (leva slika) in nepoškodovanih (desna slika) ležišč in prednapetih sider

Notranjost prekladne konstrukcije

Dostop do notranjosti prekladne konstrukcije je bil mogoč skozi revizijsko odprtino (jašek). Vstopilo se je na območju gorvodnega vozišča nad vmesno rečno podporo ob desnem bregu reke Drave. Pregledala se je notranjost prekladne konstrukcije po celotni dolžini konzolnega dela krajnega gorvodnega nosilca.

Betonska konstrukcija znotraj je v pričakovanem stanju, vendar pa smo, večinoma na mestih, kjer so na zunanji strani vgrajeni izlivniki in/ali cevke pronicujoče vode (odvodnja – preboji HI), po celotni zunanji (gorvodno) steni škatlastega nosilca, opazili mestoma močno zasiganost in sledi zamakanja.



Notranjost objekta

Zasiganost je mogoče opaziti večinoma ob zaokroženih vutih med steno in zgornjo ploščo z izvorom v okroglih luknjah, premera cca. 10 cm. Predpostavljamo, da so te luknje namenjene drenaži vrhnjega kabelskega kanala.



Primer zasiganosti

Pojav take zasiganosti je mogoče povezati z razmišljanjem, da so kabli za prednapenjanje mestoma občasno izpostavljeni močnejši vlagi (pronikujoči vodi / solnici) in lahko posledično rjavijo, s tem pa izgubljajo svojo funkcijo nosilnosti, ki je pri takem tipu konstrukcije, kot je Titov most (prednapeta betonska konstrukcija – konzolna gradnja), ključnega pomena, sploh v primeru dolgotrajnega delovanja. Prav tako je, čeprav je bila notranjost škatle v času oglada suha, opaziti, da so luknje za odtok vode iz škatlastega nosilca, tik pred prečnikom nad vmesno podporo, prekrte z umazanijo in delno zamašene, tako da morebitna voda iz prekladne konstrukcije odteka počasi (pronica), kar je razvidno tudi po koloraciji prečnika in sten.

Zunanost objekta

Dodatno je bila pregledana še zunanost objekta, pri čemer so bile ugotovljene različne pomanjkljivosti, ki so večinoma posledica dolgotrajnega obratovanja in nevzdrževanja objekta, pri čemer naj omenimo, da določenih vzdrževalnih del, zaradi same zasnove konstrukcije niti ni možno izvajati.

Površinske pomankljivosti, ki smo jih zaznali so:

- dotrajanost / poškodbe, deloma tudi porušitev oziroma uničenje mostne opreme, predvsem mostne odvodnje in dilatacij,
- zastajanje vode na vozišču ob robniku (sredina glavnega razpona) in zaraščanje vegetacije
- splošo zamakanje (HI), NE-vodotesnost dilatacij, posledično propadanje/porušitev ležišč, robnih vencev in AB elementov prekladne konstrukcije (konzole, prečniki, ...)
- močno poškodovano natezno/strižno ležišče ob Loški ulici



Posledice zamakanja in poškodovano ležišče na Loški ulici

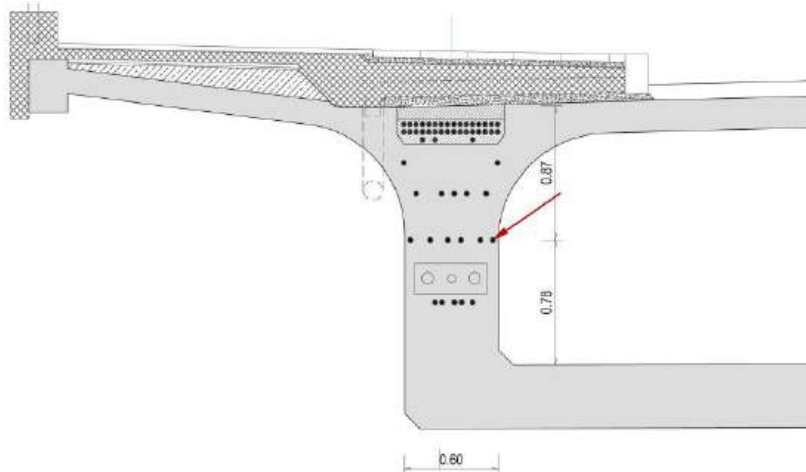
Povzetek pregleda

Na podlagi pregleda objekta se je potrdila potreba po celovitem pristopu k aktivnostim, ki bodo omogočile natančnejše ugotovitve o dejanskem stanju premostitvenega objekta. Ob statični analizi, ki je obdelana v tem dokumentu, se je izkazala potreba po dodatnih preiskavah, katerih povzetek bo podan v nadaljevanju ter sta sestavni del te dokumentacije. Priporočljivo bi bilo tudi, da se pristopi k stalnemu monitoringu konstrukcije, v smislu namestitve merilnih naprav, s katerimi bi se dalo spremljati in nadzorovati sprotno deformacijsko stanje mostu.

4.2. Poročilo o oceni velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablji Titovega mostu v Mariboru

V poročilu št. 13-2023-AS, ki ga je izdelal prof. dr. Andrej Štrukelj iz FGPA Univerze v Mariboru, je bila podana ocena velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablji konstrukcije. Na podlagi predhodnega ogleda konstrukcije so se določila kritična mesta objekta, ki jih je potrebno natančneje pregledati ter na posameznih delih konstrukcije izvesti tudi natančnejše preiskave. Preiskave so bile izvedene na vzdolžnih kablji ter na nateznih vezeh.

Za izvedbo testiranja je bil izbran eden od kablov v zunanji stojini na gorvodni strani prekladne konstrukcije v neposredni bližini prečnika XI v smeri proti desnemu bregu reke Drave ter sedmi od vertikalnih kablov gledano v gorvodni smeri, ki predstavljajo natezne vezi, s katerimi je preprečen dvig prekladne konstrukcije na ležiščih opornika na desnem bregu reke Drave. Detajlni opis preiskav je podan v prilogi tega poročila, medtem ko je v nadaljevanju podan povzetek.



Položaj izbranega kabla za testiranje podan v prečnem prerezu konstrukcije

Vsak od kablov vgrajenih v betonsko prekladno konstrukcijo je sestavljen iz gladke jeklene cevi z debelino stene cca 1 mm, v notranjosti katere je 18 jeklenih žic premera 5 mm, ki so zainjektirane s cementno injekcijsko maso. Da se je lahko dostopalo do kabla, se je na mestu izbranega kabla odprla betonska konstrukcija, nato se je odprla kabelska cev ter se lokalno na mestu izvedbe meritev odstranila injekcijska masa. Nato se je na očiščeno površino dveh najbolj dostopnih žic prilepili uporovni merilni lističi.



Merilni lističi nalepljeni na predhodno očiščeni površini dveh žic

Da se je ugotovilo, kakšna je dejanska sila v kablju, je bilo potrebno posamični jekleni žici, na katerih so bili nalepljeni merilni lističi, pazljivo prerezati s kotno brusilko tako, da se niso poškodovale sosednje žice v kablju. Med rezanjem žic so se izvajale meritve specifičnih deformacij. Po izvedbi testa se je izrezal kos testiranih žic ter se pripravili vzorci za preiskave lastnosti jekla.

Preiskave so bile izvedene tudi v vertikalnih kablích desno obrežnega opornika, kjer ti kabli predstavljajo za glavno premostitev natezne vezi. Kabel izbran za testiranje je bil popolnoma nepoškodovan, prav tako pa sta bila nepoškodovana tudi oba sosednja kablá.

Po odstranitvi zaščitnih cevi in injekcijske mase so se na eno od žíc prilepili merilni listič istega tipa kot v predhodnem testiranju kabla v prekladni konstrukciji. Tudi v tem primeru sta bila odvzeta vzorca jekla za prednapenjanje.



Izvedba preiskav na vertikalnih kablích v oporniku ter odvzeti vzorci kablov

V sklopu preiskav so bile izmerjene vrednosti specifičnih deformacij ob sprostitvi žice, pri čemer te vrednosti po absolutni vrednosti ustrezajo vrednosti specifične deformacije zaradi sile prednapenjanja. Na podlagi meritev se lahko določi dobra ocena dejanske napenjalne sile v kablú, katerih rezultati so v spodnji tabeli.

	Kabel v prekladni konstrukciji	Vertikalni kabel v oporniku
Izmerjene spec. deformacije	4853 $\mu\text{m/m}$	2729 $\mu\text{m/m}$
Izračunane napetosti	1019,19 MPa	573,10 MPa
Izračunane napenjalne sile	360,21 kN	202,55 kN

Numerični rezultati meritev

Na podlagi izvedenih preiskav se lahko za prednapete kable v prekladni konstrukciji oceni, da se v njih v času uporabe objekta vrednost napenjalne sile ni bistveno spremenila. Izmerjena vrednost je bila celo nekoliko večja od projektne vrednosti napenjalne sile, kar pa je lahko tudi posledica ne dovolj natančnega spremljanja velikosti sile pri izvedbi prednapenjanja v času gradnje in drugačne tehnologije sidranja kablov (glavičenje gladkih posameznih žíc). Na jeklu testiranega kabla ni bilo opaziti korozije. Potrebno pa je pregledati kakšno je stanje na delih konstrukcije, kjer prihaja do zamakanja in potencialno možnosti vnosa kloridov (ob dilatacijah, v bližini izlivnikov).

Vertikalni kabli so zaradi nenehnega zamakanja na dilataciji in zaradi velike količine odpadnega materiala, ki je ostal v komorah opornika po zadnji sanaciji in je zaradi netesne dilatacije prekično ves čas vlažen, bolj izpostavljeni koroziji sploh v njihovem spodnjem delu, ki je zasut z vlažnim odpadnim materialom. Nekaj kablov je močno prizadetih. V najslabšem stanju je tretji kabel gledano v gorvodni smeri, ki ima v spodnjem delu odstranjeno zaščitno cev, injekcijska masa pa je površno nadomeščena z malto, ki je bila nalita v nadomestno plastično cev, ki je bila naknadno nameščena okrog kabla. Predpostavlja se, da so se pred zadnjo sanacijo na tem kablú izvajale preiskave, po tem pa ni bil ustrezno zaščiten.

Meritve so se izvajale na sedmem vertikalnem kablú gledano v gorvodni smeri. Izbrali smo ga, ker je bil nepoškodovan, prav tako pa sta bila nepoškodovana sosednja kablá. Ocenjena vrednost sile dobljene na osnovi izvedenih meritev pa je bila približno 40 kN nižja od pričakovane.

4.3. Preiskava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru

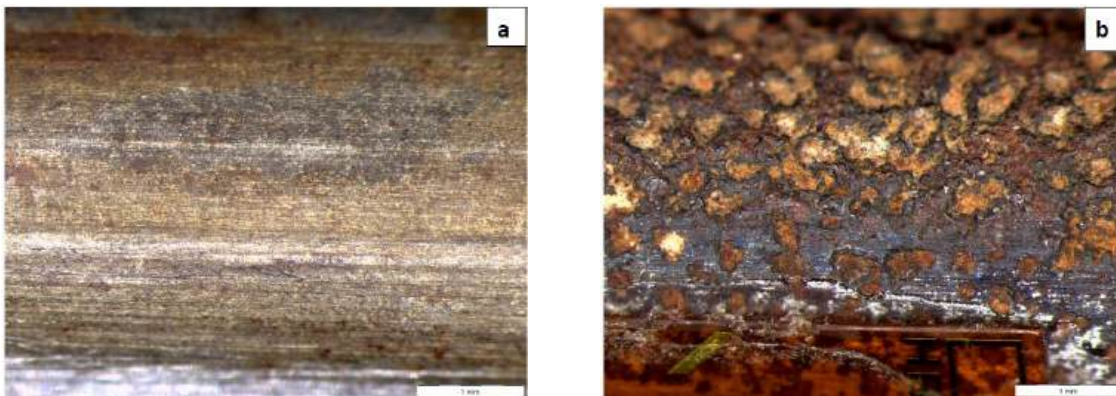
Preiskava je bila izvedena na Univerzitetnem centru za elektronsko mikroskopijo, pri čemer je bil vodja preiskav prof. dr. Ivan Anžel iz Fakultete za strojništvo Univerze v Mariboru. V nadaljevanju je podan le povzetek preiskav, medtem ko je celotno poročilo preiskav del te dokumentacije.

V okviru raziskav, pri katerih je bila želja določitev stanja v katerem se nahaja material ter ocena njegove nosilnosti in trajnosti sta bila analizirana dva vzorca, in sicer:

- Vzorec V1 – glavni kabel $\varnothing=5$ mm
- Vzorec V2 – zatega $\varnothing=5$ mm

Na vsakem vzorcu se je analizirala makrostruktura in defekti na površini vzorcev, mikrostrukture v prečnem in vzdolžnem prerezu, določila se je kemijska sestava mikrostrukturnih konstituentov, izmerile so se mikrotrdote po prerezu vzorcev in z nanoindentacijo se je izmerila trdota v robnem pasu od površine vzorcev do globine 100 μm .

V okviru preiskav je bilo ugotovljeno da sta površini obeh vzorcev korodirani. Vsebujeta korozijske produkte in korozijske izjede, ki zmanjšajo nosilni prerez žice. Površina vzorca V2 (vertikalne zatega) je korozijsko mnogo bolj napadena, saj je plast korozijskih produktov debelejša, korozijske izjede pa so globlje in bolj gosto razporejene po površini vzorca.



Površina vzorcev na korodiranem delu plašča; (a) V1; (b) V2; Stereo optična mikroskopija

Vzorca kablov sta izdelana iz patentirane jeklene žice, katere končna mikrostruktura je rezultat kombinacije hladnega vlečenja in toplotne obdelave patentiranja. Mikrostruktura je v prečnem in vzdolžnem prerezu homogena in se po površini prerezov ne spreminja. Izvedene so bile tudi meritve mikrotrdot, pri čemer se vrednosti v robnem pasu in v notranjosti ne razlikujejo bistveno. Na podlagi tega so bile ocenjene natezne trdnosti materialov. Povprečna natezna trdnost za vzorec V1 znaša 1630 MPa, medtem ko znaša v primeru vzorca V2 1585 MPa. Obe vrednosti sta nekoliko nižji od predvidenih, glede na uporabljene kable, kjer bi naj natezna trdnost znašala 1765 MPa, hkrati pa je podobna vrednosti $f_{p0,1k}=1570$ MPa.

V okviru preiskav v jeklu z mikrostrukturno analizo v prečnem in vzdolžnem prerezu ni bilo odkritih defektov oziroma mikrostrukturnih konstituentov, ki bi nakazovali na prisotnost atomarnega oziroma molekularnega vodika v vzorcih.

Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 μm , pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 μm . Spremembe v mikrostrukтури površinskega sloja in korozija plašča obeh vzorcev kažejo na potrebo po nadaljnem monitoringu staranja obeh konstrukcijskih elementov.

4.4. Statično dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI – pristopni objekti

V okviru statično dinamične analize obstoječega stanja na nivoju PZI – kontrolni račun, Titov most – pristopni objekti (Ponting d.o.o., št.načrta 586-2/2022, maj 2022), je bila izvedena kontrola nadvoza preko Ulice Kneza Koclja ter preko parkirišča in Loške ulice.

Nadvoz preko Ulice kneza Koclja

Za del konstrukcije, ki poteka preko ulice kneza Koclja, le ta glede na trenutno veljavne predpise, ne izkazuje zadostne varnosti na porušitev, tako za regularne obtežbe kot tudi za potresne vplive (upoštevaje tudi zmanjšane potresne vplive za predvideno preostalo življenjsko dobo 30 let).

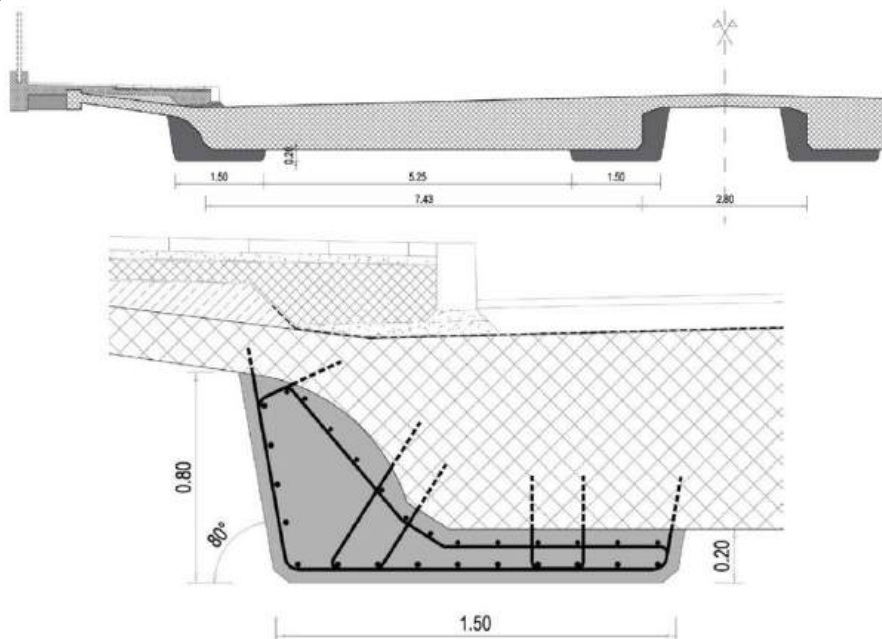
Na podlagi predvidenih obremenitev objekta, podanih s strani naročnika (osebna vozila, avtobusi, gasilska in reševalna vozila ter omejena maksimalna masa težkih vozil) ter ob upoštevanju pravilnika o dimenzijah, masah in opremi vozil, se je kot merodajna prometna obtežba težkega vozila na posameznem pasu upoštevalo 40 tonsko vozilo enakih dimenzij, kot jih določa SIST EN 1991-2 za shemo LM1. Hkrati smo za analizo konstrukcije upoštevali realne obtežne primere, definirane za kontrolo utrujanja.

Na podlagi omejitev (zmanjšanja) regularnih obtežb, smo z analizo določili ukrepe, ki so potrebni in smiselni, za zagotovitev varnosti in posledično tudi uporabnosti objekta, v preostali pričakovani eksploatacijski dobi, 30 let.

Za zagotovitev varnosti in uporabnosti za potresne vplive mostne konstrukcije, ki v osnovi ni bila zasnovana na potresno obtežbo, ukrepi rekonstrukcije po našem mnenju presegajo konvencionalne pristope in tehnološke postopke in s tem presegajo tudi smiselne ekonomsko-investicijske vložke.

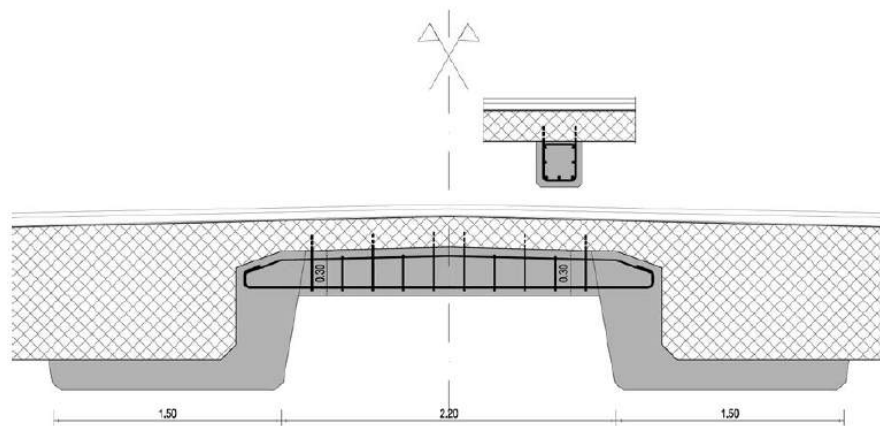
Predvideni ukrepi:

- Dodatne preiskave za določitev zaščitnih slojev in mapiranje armature (vsa vgrajena armatura ni poznana) v prekladni in podporni konstrukciji.
- Ojačitev AB plošče z vzdolžnimi rebri.



Predvidena ojačitev AB plošče z rebri

- Ojačitev vmesne plošče



Ojačitev vmesne plošče

- Izvedba ukrepov za omejitev motornega prometa na hodnikih konstrukcije (npr. namestitvev manjše odbojne ograje), saj konzole ne izkazujejo zadostne varnosti.
- Ležišča glede nosilnosti in pomikov zadostijo obremenitvam vsled regularnih obtežb, za potresne obremenitve pa so pričakovano presežene.
- Zamenjava dilatacije v osi 4-A, ki ne zadošča tako vplivom regularnih kot potresnih obremenitev, kar je tudi vzrok poškodb in zamakanja dilatacije.
- V primeru potresne obtežbe konstrukcija ne izkazuje ustrezne varnosti:
 - Na oporniku v osi 1 je nosilnost armature v armaturnem členku presežena za primer potresne obtežbe, prav tako pa so presežene tudi dopustne kontaktne napetosti pod temelji.
 - Stebri v oseh 2 in 3 - zaradi potresne obtežbe je računsko potrebna minimalna vzdolžna armatura $18 \text{ cm}^2/\text{m}'$, medtem ko je minimalna potrebna strižna armatura $7 \text{ cm}^2/\text{m}'$. Iz armaturnih načrtov vmesnih podpor, ni mogoče razbrati dejanske vgrajene armature, zato je na tem mestu potrebno izvesti dodatne preiskave, s katerimi se ugotovi dejansko vgrajena armatura stebrov.
 - V podpori 4-A, ki je skupna za nadvoz preko Ulice kneza Koclja ter nadvoz preko parkirišča in Loške ulice, je vgrajene premalo vertikalne armature, ki ne izpolnjuje niti pogoja minimalne armature. Prav tako je vgrajene premalo prečne armature, faktor izkoriščenosti $F = 1.24$. Za potresno obremenitev v tej podpori, zadostne nosilnosti ne izkazujejo tudi obe ležišči, nihajna stena (ležišče nadvoza prekoparkirišča in Loške ulice) in linijsko valjčno ležišče (ležišče nadvoza preko Ulice kneza Koclja).

Nadvoz preko parkirišča in Loške ulice

Glede na trenutno veljavne predpise konstrukcija ne izkazuje zadostne varnosti na porušitev, tako za regularne obtežbe, kot za potresne vplive. Zato smo zaradi kontinuirnosti analize s sosednjim objektom (nadvoz preko Ulice kneza Koclja), regularne obtežbe tudi tukaj omejili po zgoraj navedenih predpostavkah in pogojih. Za tako aplicirane regularne obtežbe konstrukcija izkazuje ustrezno varnost, tako na porušitev, kot glede uporabnosti.

Za zagotovitev varnosti in uporabnosti za potresne vplive, mostne konstrukcije, ki v osnovi ni bila zasnovana na potresno obtežbo, ukrepi rekonstrukcije tudi v tem primeru presegajo konvencionalne pristope in tehnološke postopke in s tem presegajo tudi smiselne ekonomsko-investicijske vložke.

Predvideni ukrepi:

- Izvedba ukrepov za omejitev motornega prometa na hodnikih konstrukcije (npr. namestitve manjše odbojne ograje), saj konzole ne izkazujejo zadostne varnosti
- Ležišča v osi E - vertikalna nosilnost ležišč ne zadošča niti za regularne, kot tudi ne za potresneobremenitve. Predvidevamo, da se je zgodila lokalna plastifikacija materiala, saj na območju objekta, kjer se nahajajo predmetna ležišča ni opaziti vidnejših poškodb. Nosilnost ležišč je za regularne obtežbe presežena za faktor $F = 1.4$, za potresne obtežbe pa $F = 1.6$.
- Stebri v oseh B – E izkazujejo primanjklaj vzdolžne in strižne armature za potresno kombinacijo. V vseh oseh vmesnih podpor B-E so presežene tudi dopustne kontaktne napetosti v temeljih tleh.
- Ležišča v oseh B - E ... strižna nosilnost ležišč ne zadošča. Nosilnost ležišč je za potresne obtežbe presežena za faktor $F = 3.77$.

Povzetek predvidenih ukrepov na dostopnih objektih:

- omejitev prometne obtežbe na vozilo maksimalne teže 40 t,
- ojačitev prekladne konstrukcije nadvoza preko Ulice kneza Koclja,
- postavitve odbojne ograje vzdolž robnikov (obojestransko),
- zamenjavo dilatacij,
- sanacijo jeklenih ležišč, kjer je to možno brez večjih posegov v monolitne dele konstrukcije,
- dodatne preiskave - določitev vgrajene armature v AB plošči na območju vmesnih podpor, določitev armature v stebrih nadvoza preko Ulice kneza Koclja,
- sanacijski ukrepi skladno z navodili predhodno izdelane projektne dokumentacije (ZRMK):
 - zamenjava vseh dilatacij ... vgradnja vodotesnih dilatacij
 - sanacija delaminiranih betonskih površin
 - popravilo hidroizolacije, predvsem v območju dilatacij
 - sanacija jeklenih ležišč, kjer je to možno
 - ureditev odvodnjavanja (izlivniki, odvodne cevi, hidroizolacija)

4.5. **Elaborat detajlnega pregleda konstrukcije Titovega mostu, statični in potresni račun ter predlog sanacije - ZRMK**

V nadaljevanju so povzete bistvene ugotovitve iz elaborata detajlnega pregleda konstrukcij Titovega mostu, statični in potresni račun ter predlog sanacije, ki ga je izdelal Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o. (februar 2022).

Pregled objekta in preiskave - ZRMK

Ob pregledu objekta se je ugotavljalo njegovo dejansko stanje. Ob vizualnem pregledu ni bilo ugotovljeno globalno nepravilno obnašanje konstrukcije, kot so posedki ali zasuki. Na objektu je večje število poškodb, ki so bile povzete v katastru poškodb v omenjenem elaboratu.

V splošnem je na objektu opaziti zamakanja ob dilatacijah, poškodbe betonov in pojav korozijskih žarišč na mestih zamakanja ob dilatacijah, na mestih odtokov in prebojev za odvodnjavanje meteornih voda in na mestih pritrditve obešal za sistem odvodnjavanja meteornih voda ter na mestih zamakanj skozi spodnjo armirano-betonsko ploščo s spodnje in čelne strani, poškodbe betonov na stebrih, poškodbe dilatacij na hodnikih, korozija ograje, korozija ležišč.

S sondiranjem mostu je bilo ugotovljeno, da so najbolj problematična mesta območje dilatacij, pri čemer je glavi vzrok zamakanj ta, da se hidroizolacija zaključí cca 0,5m pred dilatacijo na obeh straneh. Ves čas pa zamaka tudi ob jaških na vmesnem rešetkastem delu GPK, ki niso primerno izvedeni in zatesnjeni, da ne bi zamakalo direktno na zunanja prednapeta nosilca. Zaradi te pomanjkljivosti pri izvedbi voziščne konstrukcije nemoteno zamaka po nosilni konstrukciji, povzroča propadanje betona, armature in tudi kablov na mestih Gerberjevih členkov in po vmesni rešetkasti plošči. Tako so na vmesni rešetkasti plošči Gerberjevih nosilcev vzdolžna kabla na obeh krajnih nosilcih že pretrgana, prav tako pa sta oba krajna prečna prednapeta nosilca dotrajana zaradi nemotenega zamakanja.

Oba skrajna konca konzol Gerberjevega nosilca sta zaradi nemotenega zamakanja pričela propadati. Propadajo tudi kabli na tem delu, nekateri so korodirani in razpadajoči. Na tem mestu je vpetih približno 1/4 kablov.



Korozija in poškodovanost nosilcev in kablov vmesne rešetke – vzdolžna nos. (leva slika) / prečna nos. (desna slika)

S sondiranjem je bil ugotovljen tudi način izvedbe odvodnjavanja na prehodu skozi ploščo. Izvedena je tako, da je plošča na mestu prehoda cevi skozi ploščo konusno vbočena in je HI speljana po betonu navzdol do cevi. Izvedba ni primerna, saj na ta način voda pronica skozi ploščo ob cevi, prav pa bi bilo, da voda po HI priteče v cev. Rezultat je iz spodnje strani viden v obliki zamakanja ob ceveh in posledično propadanja betona na tem mestu.

Jeklana valjčna ležišča so močno korodirana. Stanje HI samo po sebi je dobro. Problem predstavlja napačna izvedba HI.

Izvedene so bile tudi preiskave tlačne trdnosti betona, ki so se izvedle po SIST EN 13791-2019 (kombinacija rezultatov dobljenih iz tlačne trdnosti valjev ter skelerometrije). Rezultati so podani v spodnji tabeli.

Element	Tlačna trdnost po SIST EN 13791-2019 [MPa]	Standardna deviacija [MPa]
AB preklada – del preko Drave	54,3	8,0
AB preklada – del nad parkiriščem	52,9	3,7
AB preklada – del nad ulico kneza Koclja	55,4	2,2
Krajni opornik – del preko Drave	59,9	6,9
Krila – del preko Drave	52,0	4,5
AB stebri – del nad parkirišči	77,5	10,0
AB opornik – del nad parkirišči	51,3	4,8
AB stebri – del nad ulico kneza Koclja	73,0	6,6
AB opornik – del nad ulico kneza Koclja	57,5	8,2

Izvedene so bile tudi preiskave vsebnosti kloridov, kjer je bilo ugotovljeno, da so vrednosti vsebnosti kloridov praviloma prekoračene na mestih večjega zamakanja.

Na podlagi meritev globine karbonatizacije je bilo ugotovljeno, da je beton na obeh konzolnih delih mostu preko reke Drave zelo kompakten in je globina karbonatizacije majhna. Na vmesnem prostoležečem rešetkastem delu vzdolžni prefabricirani nosilci niso karbonatizirani, medtem ko so prečni karbonatizirani do globine 30 mm. Kontinuirna prednapeta konstrukcija nad parkirišči je karbonatizirana večinoma do 10 mm v globino, na enem mestu do 38 mm. AB konstrukcija je karbonatizirana do globine 25 mm. Vmesni oporniki GPK so karbonatizirani do globine 28 mm. Karbonatiziranosti stebrov nismo merili.

Razpored armature in globina zaščitne plasti betona je bila določena z nedestruktivnimi preiskavami s Ferroscom.

Izvedene so bile tudi meritve z ultrazvokom in določitev E modula, določitev gostote in poroznosti betona. Izvrednotena povprečna vrednost statičnega E modula znaša 45100 MPa.

Z Georadarjem je bil najden položaj kablov, morebitnih nepravilnosti pa se ni odkrilo. Morebitne nepravilnosti bi verjetno zelo težko odkrili, saj je betonska konstrukcija poleg kablov, ki jih je zelo veliko in na različnih globinah, tudi močno armirana. Zaradi take gostote armiranja in kablov, je možno poiskati le tiste, ki so bolj na površini konstrukcije, tiste, ki pa so bolj globoko ali pa združeni v kanalu, pa ne. Na mestu Gerberjevih členkov so bili odkriti močno korodirani kabli in sidrišča s sondiranjem. S pregledom se je preverila tudi korozija mostne ograje in stanje meteorne kanalizacije.

Stanje vmesnih rečnih stebrov in temeljev v vodi in morebitne spodjedenosti temeljev se je ugotavljalo s potapljaškim pregledom. Ni znakov spodjedenosti temeljev in poškodb temeljev. Gor vodni deli opornikov so ojačeni s kamnitimi bloki, kar kvalitetno ščiti opornike pred propadanjem. Zaslediti ni nobenih poškodb, oporniki so le poraščeni z algami, na njih pa so pritrjene tudi školjke.

Analiza konstrukcije - ZRMK

Z detajlnim pregledom stanja in preiskavami konstrukcije mostu je bilo ugotovljeno, da na stiku prostoležečega dela/rešetke s konzolnima deloma glavne premostitvene konstrukcije preko reke Drave prihaja do močnega zamakanja, posledica česar je korozija kablov in njihovih sidrišč v tem delu. Delež tako poškodovanih kablov z omejenostjo detajlnega pregleda (vseh kablov in sidrišč ni bilo možno oz. smiselno odpirati) ni natančneje znan, to bo možno videti šele ob sanaciji objekta.

V okviru statično / potresne analize mostu s programom Sofistik so bile simulirane tri možne stopnje poškodovanosti kablov, in sicer:

1. delno poškodovana sidrišča kablov – sila prednapetja padla na 50% nominalne
2. močno poškodovana sidrišča kablov in kablov – sila prednapetja padla na 5% nominalne
3. kabli danega prereza so prepereli ali pretrgani (gre za cca 1/4 vseh vgrajenih kablov)

V primeru polne nosilnosti kablov je standardom zadoščeno. V primeru, če je sila padla na 50% nominalne sile prednapetja (predpostavka, da je 50% kablov sidranih na koncu propadajoče konzole popustilo) je nosilnost konstrukcije še zadostna, ni pa zadoščeno pogoju dekompresije. V primeru, da so močno poškodovani vsi kabli, ki so sidrani na koncu konzole, je nosilnost konstrukcije še vedno zadostna, ni pa zadoščeno pogoju dekompresije in dokazu širine razpok. V primeru, da pa se upošteva pretrganost kablov sidranih na koncu konzole, pa lahko pride do porušitve konstrukcije. Na podlagi analize je bilo ugotovljeno, da je potrebno takoj pristopiti k sanaciji zamakanj in propadlih betonov. Rezultati analize so povzeti v spodnji tabeli:

Ocenjeno stanje konstrukcije	Preverbe mejnega stanja nosilnosti (MSN) in uporabnosti (MSU) po trenutno veljavnih standardih SIST EN ($\alpha = 1,0$)				
	Upogibna nosilnost prereza	Strižna nosilnost prereza	Pogoj dekompresije	Omejitev širine razpoke	Omejitev napetosti
Konzolna dela GPK					
Nepoškodovana konstrukcija	0,78	1,36*	ok	ok	ok
Delno poškodovana krajna sidrišča kablov (50% padec napenjalne sile)	0,80	-	✗	ok	ok
Močno poškodovana krajna sidrišča kablov oz. kabli (95% padec napenjalne sile)	0,97	-	✗	✗	ok**
Prepereli ali pretrgani kabli krajnega prereza ob rešetki	5,01	-	✗	✗	✗
Rešetka GPK					
Nepoškodovana konstrukcija	0,97 (0,84) _{avg}	1,47	ok	ok	ok**

* Vgrajena strižna armatura ne zadošča potrebni minimalni strižni armaturi po trenutno veljavnem standardu SIST EN, betonski prerez sicer izkazuje zadostno strižno nosilnost.

** Napetosti v armaturi so mestoma polno izkoriščene, a niso nikjer prekoračene.

Predlog sanacije - ZRMK

Osrednjo rešetkasto prednapeto konstrukcijo je potrebno odstraniti in zaradi razpadlih krajnih vzdolžnih nosilcev in krajnih prečnih nosilcev bodisi vse obodne nosilce in dele plošč, ki so korodirani, zamenjati z novimi bodisi celotno osrednjo rešetkasto ploščo izdelati na novo.

Po odstranjeni rešetkasti plošči je potrebno odstraniti razpadajoče dele betona na skrajnem konzolnem delu vsake konzole Gerberjevega nosilca do zdrave podlage. To lahko na nekaterih mestih, kot so npr. stranski nosilci, kjer je beton že delaminiran, pomeni znatno količino betona v dolžino tudi več od 1m, saj ob dilatacijah manjka cca 0,5 m hidroizolacije. Po odstranitvi betona usposobljeni strokovnjaki za prednapete kable preverijo stanje kablov in sidrnih glav. Že odstranjevanje betona se vrši po navodilih strokovnjakov za kable, ki določijo kje, koliko in s kakšnim korakom se odstranjuje kontaminiran beton. Izvede se potrebna popravila, ki jih določijo strokovnjaki, ter vgradi nov beton na mesto odstranjenega. Po potrebi se namestijo dodatni kabli. Korodirano armaturo se pred tem očisti in nadomesti manjko armature.

Odstranijo se vse dilatacije in ves poškodovan beton v taki širini, da je moč zamenjati vsa korodirana in razpadajoča jeklena ležišča. Vsa korodirana ležišča se odstranijo in zamenjajo z novimi. Beton se na novo zabetonira. Korodirano armaturo se pred tem očisti in nadomesti manjko armature. Na betonskih površinah odstranimo ves delaminiran beton ter ves s kloridi kontaminiran beton do zdrave podlage na mestih, kjer je zaščitna plast betona manjša, kar pomeni, da je potrebno na teh mestih z vodnim curkom pod visokim pritiskom odstraniti beton do in še pod armaturo. Na mestih, kjer kontaminiranost s kloridi in globina karbonatizacije ne dosegata globine armature, ne odstranjujemo betona. Na mestih odstranjenih betonov se odstrani tudi vsa korozija z armature.

Armaturo zaščitimo z antikorozijskim premazom, nanesimo vezni sloj stari-novi beton ter reprofiliramo površino z epoksidno sanacijsko malto. Kjer so površinsko prisotni korozijski produkti, prav tako z vodo pod visokim pritiskom odstranimo beton in očistimo armaturo ter postopek nadaljujemo enako kot na delaminiranih mestih.

Konzole preklade izkazujejo nezadostno nosilnost, zato je prerez potrebno ojačiti. Zaradi neprimerne izvedbe odvodnjavanja skozi ploščo je na takih mestih potrebno spremeniti zaključke HI okrog odtokov. Da lahko obdržimo obstoječe odvodnjavanje, je potrebno vsa mesta, kjer cevi prehajajo skozi ploščo odpreti in HI na novo namestiti okrog cevi tako, da se še na delu ravne plošče dobro zvari z obstoječo HI, ob cevi izvede naklonsko »plombo« pod kotom 45° navzgor ter preko nje spelje HI ob cevi navzgor čim višje in dobro zatesni stik na koncu HI. Na ta način voda ne bo več pronicala ob cevi. V kolikor pa se bodo cevi zamenjale, pa se lahko izvedejo, kjer je HI zaključena, tako, da voda pronica v odtočno cev.

Vozišče se zamenja v celoti. Pred namestitvijo novega asfalta se namesti nova HI. Zamenjajo se vse dilatacije. Nova HI se dobro zvari ob dilatacijah, da je vsakršno zamakanje preprečeno.

Obstoječo ograjo se očisti in antikorozijsko zaščiti.

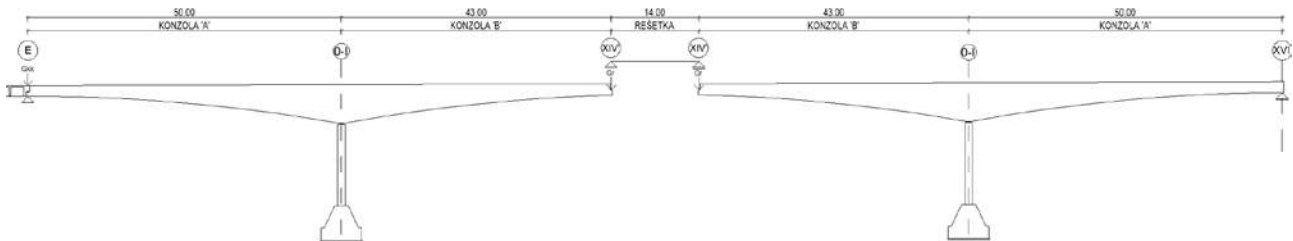
Zaradi negativnih lastnosti Gerberjevih členkov je smiselno projekt rekonstrukcije mostu izdelati tako, da se ukinejo potencialno nevarni členki in prostoležeči deli konstrukcije med obema konzolama.

5. ANALIZA KONSTRUKCIJE

V nadaljevanju poročila so podane predpostavke za analizo, ki so bile uporabljene pri analizi Titovega mostu v okviru načrta 604-2/2024, Ponting d.o.o.

5.1. Opis modela in predpostavk analize

Konstrukcija Titovega mostu je bila analizirana kot prostorska AB konstrukcija iz linijskih ter ploskovnih elementov (plitvi temelji, opornik). Statični model je opisan z upoštevanjem dejanske geometrije konstrukcije in dejanskimi karakteristikami uporabljenih materialov. Za ustrezno izvedbo modeliranja je bila pregledana vsa obstoječa dokumentacija, na podlagi katere se je zmodelirala konstrukcija, hkrati pa so bili upoštevani dejanski materiali ter vgrajene armature.



Shema modela za analizo

Podpiranje prekladne konstrukcije je bilo na mestih, kjer so ležišča usrezno modelirano in sicer:

- skupna podpora nadvoza in glavne premostitve - pomično ležišče
- vmesni rečni stebri - nepomična ležišča
- vmesna rešetka - nepomično in pomično ležišče
- desno obrežni opornik - pomično ležišče

Na dnu stebrov in opornika so elementi elastično vpeti v plitve temelje, pri katerih so se upoštevale dejanske materialne karakteristike ter podpiranje z ustreznimi moduli reakcije tal, v skladu s podatki iz zadnjih geoloških poročil.

Ker je bila predhodno že izvedena analiza dostopnih objektov je analiza glavne premostitve potekala ob enakih predpostavkah, hkrati pa so bile upoštevane že pridobljene ugotovitve.

Analiza se je prvotno izvedla ob trenutno veljavnih standardih (predpisane obtežbe, postopki analiz in dokazov), z redukcijo prometne obtežbe tandemskega sistema s faktorjem $\alpha_{Qi} = 0.8$. V elementih kjer konstrukcija ni izkazovala ustrezne varnosti, smo v nadaljevanju statično in dinamično kontrolo izvedli ob dovoljenih redukcijah glede analiz ter zmanjšanih obtežbah (sheme vozil v skladu z SIST EN 1991-2 tabela 4.7 oz. 40 tonsko vozilo ter vozilo BK60).

V sklopu tega poročila bodo prikazani samo rezultati za vplive upoštevanje v analizi.

Pri delu so bila upoštevana priporočila podana v smernicah *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Na podlagi teh smernic smo v skladu s priporočili upoštevali reducirane (zmanjšane) parcialne faktorje pri kontroli po MSN. Hkrati so bila upoštevana tudi nekatera druga priporočila (možna sprememba kota tlačne diagonale pri kontroli strižnih obremenitev), kar pa bo posebej navedeno v nadaljevanju v sklopu posameznih dokazov.

Vplivi vsiljenih obremenitev so se v skladu s priporočili ustrezno zmanjšali zaradi razpokanosti prerezov, tako da se je vpliv temperaturnih obremenitev reduciriral za 0,40 (v skladu z 12.2.2 (2)), prav tako pa se je vpliv reologije in obtežnega primera menjave ležišč reduciriral za enak faktor.

Kot bo razvidno iz rezultatov se je do dandanes izvršila že celotne reologija.

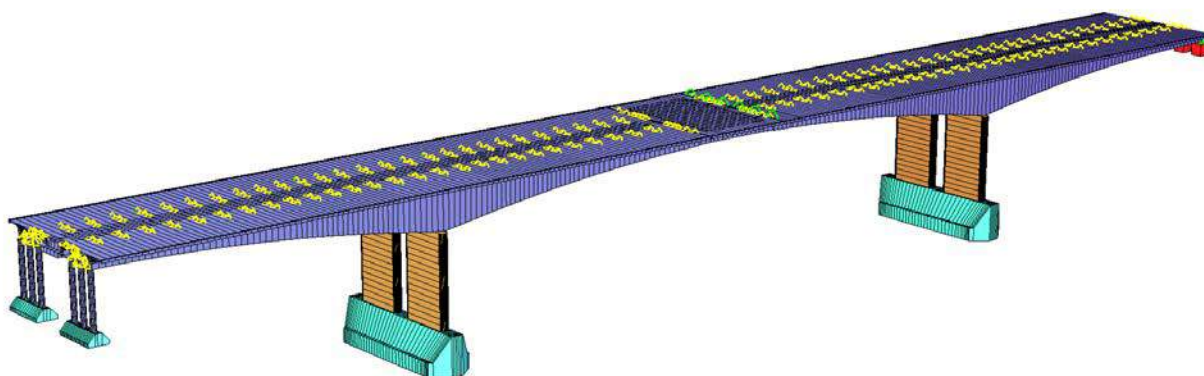
Izveden je kompleten izračun notranjih statičnih količin v elementih, izveden je dokaz mejnega stanja nosilnosti (MSN) in dokaz mejnega stanja uporabnosti (MSU).

Pri analizi so bili uporabljeni naslednji programski paketi:

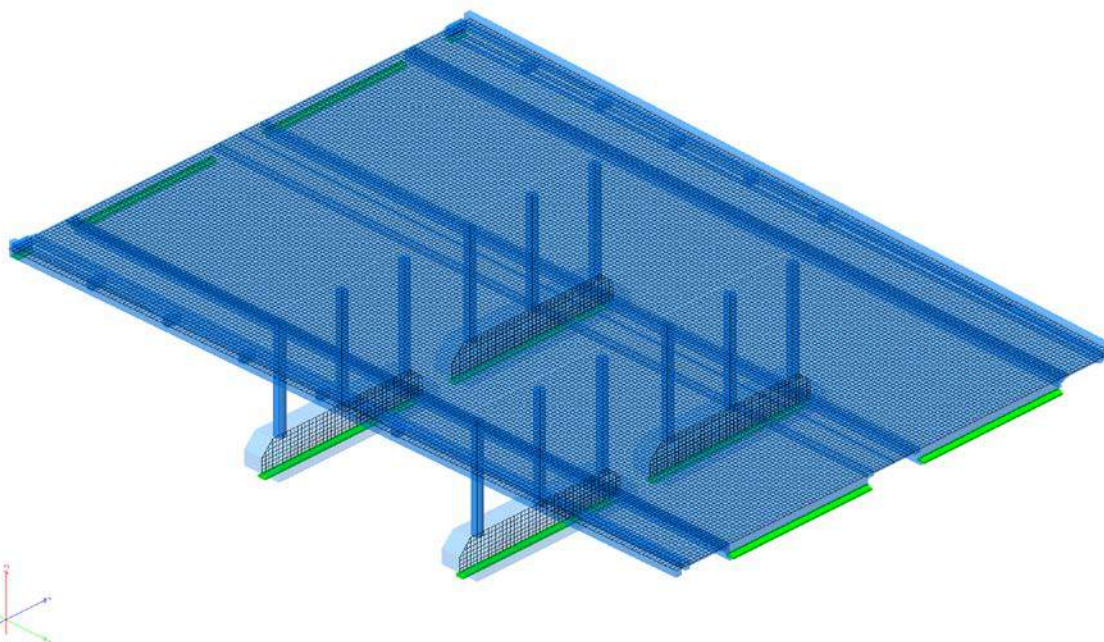
- Sofistik (analiza vzdolžne smeri in podporne konstrukcije)
- Tower (analiza prečne smeri in konzol)
- Fagus (dimenzioniranje prečnih prerezov)

V nadaljevanju so prikazani modeli za posamezne konstrukcije.

Model v Sofistiku (Titov most – vzdolžna smer):



Model v Tower-ju:



5.2. Kontrola obremenilne preizkušnje

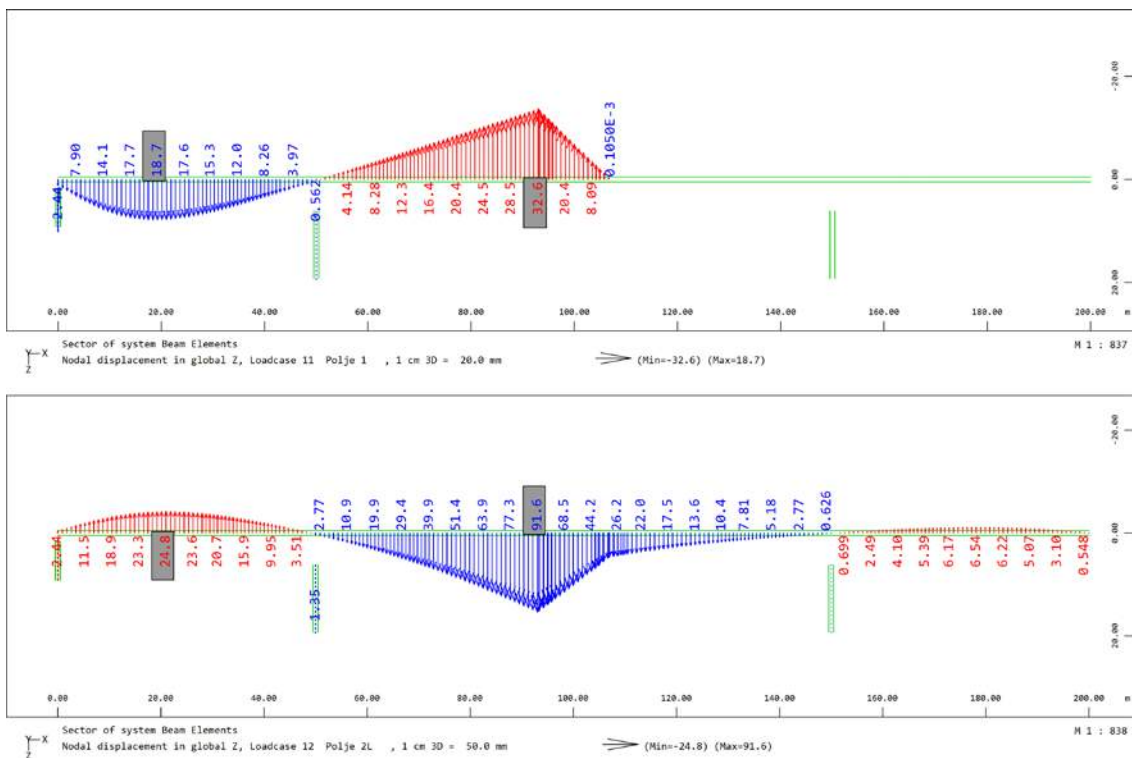
Preden je bil objekt predan v uporabo, je bila izvedena tudi obremenilna preizkušnja mostu. Simulacijo obremenitev in kontrola upogibkov v okviru obremenilne preizkušnje, je bila narejena tudi iz strani inštituta ZRMK. Dobljene deformacije s pomočjo analize na podlagi razpoložljivih podatkov iz obremenilnega preizkusa se dobro ujemajo z našimi in so za cca. 1,3 do 1,6-krat večje od izmerjenih. Do razlik prihaja (kot je bilo navedeno tudi v razpoložljivi dokumentaciji in člankih o Titovem mostu), zaradi večjega modula elastičnosti vgrajenega betona od upoštevanega v računu za projektirano marko betona, delno pa tudi elastični vpetosti prekladne konstrukcije v opornik. V spodnji tabeli so podani rezultati iz originalnega računa in dejansko izmerjenih deformacij preklade mostu pri obremenilni preizkušnji leta 1963.

faza	polje	krajno - o,4 l (mm)	konec konzole (mm)
1.	$\frac{f_{\text{rač.}}}{f_{\text{izm.}}}$	$\frac{-15,48}{-10,03} = 1,54$	$\frac{+28,85}{+17,81} = 1,62$
2.	$\frac{f_{\text{rač.}}}{f_{\text{izm.}}}$	$\frac{+24,79}{+14,79} = 1,67$	$\frac{-92,10}{-59,16} = 1,56$
3.	$\frac{f_{\text{rač.}}}{f_{\text{izm.}}}$	$\frac{+24,29}{+15,27} = 1,59$	$\frac{-89,91}{-57,48} = 1,56$
4.	$\frac{f_{\text{rač.}}}{f_{\text{izm.}}}$	$\frac{+15,76}{+10,00} = 1,58$	$\frac{+29,61}{+18,04} = 1,64$

Računske in izmerjene deformacije pri obremenilni preizkušnji leta 1963

V okviru kontrole deformacij na podlagi obremenilne preizkušnje se je izvedla kontrola prvih dveh faz, in sicer:

1. Faza: Obremenjeno krajno levo polje
2. Faza: Obremenjena leva konzola in rešetka



Izračunane deformacije vsled obremenilne preizkušnje

Obtežna shema	Izračunane deformacije	Deformacija v polju 1	Deformacija na koncu konzole
Faza 1	Tehnogradnje (1963)	15,5	28,9
	Ponting	18,7	32,6
Faza 2	Tehnogradnje (1963)	24,8	92,1
	Ponting	24,8	91,6

Primerjava izračunanih rezultatov vsled obremenilne preizkušnje

Rezultati dobljeni s pomočjo programa Sofistik izkazujejo ustrezno ujemanje z računskimi predpostavkami iz osnovnega projekta.

6. MATERIALI

Na podlagi osnovne dokumentacije so bili povzeti vgrajeni materiali. Ob tem so se dodatno še upoštevale smernice, ki predpisujejo trenutno veljavne (enakovredne) materiale, hkrati pa so bili upoštevani tudi rezultati preiskav. Vse je povzeto v nadaljevanju poročila.

Betoni:

Glavna premostitev reke Drave – Titov most		
Konstruktivski element	Oznaka betona v osnovni dokumentaciji	Oznaka betona v skladu s tabelo 11.1 (Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken)
Glavni nosilci konzolnega dela	MB 300	C 20/25
Montažni prečniki konzolnega dela	MB 300	C 20/25
Rečni stebri	MB 220 (300 zgoraj)	C 12/15 oz. C 20/25
Temelji rečnih stebrov	MB 220	C 12/15
Desno obrežni opornik (stene in temelji)	MB 220 (160 spodaj)	C 12/15 oz. C 8/10
Stebri skupne podpore v osi E	MB 300	C 20/25
Temelj skupne podpore v osi E	MB 220	C 12/15
Vzdolžni in prečni nosilci vmesne rešetke	MB 300	C 20/25
AB plošča vmesne rešetke	MB 300	C 20/25

Del premostitvene konstrukcije	Razširitev konzole (sanacija 1994)	
Konstruktivski element	Oznaka betona v osnovni dokumentaciji	Oznaka betona v skladu s tabelo 11.1 (Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken)
Konzola / venec	MB 30	C 25/30

1	2	3	4
Zeitraum	Betongüte/ bzw. -festigkeitsklasse	Charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,eyl}$	Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 (mögl. Zuordnung) ¹⁾
		N/mm ²	
1916 - 1925 DAFEB 1916	W ₂₈ = 150 kg/cm ²	8,0	C8/10
	W ₂₈ = 180 kg/cm ²	9,5	C8/10
1925 - 1932 DIN 1045:1925-09	W _{b28} = 100 kg/cm ²	5,0	-
	W _{b28} = 130 kg/cm ²	7,0	-
	W _{b28} = 180 kg/cm ²	10,0	C8/10
1932 - 1943 DIN 1045:1932-05 DIN 1045:1937-05	W _{b28} = 120 kg/cm ²	6,5	-
	W _{b28} = 160 kg/cm ²	8,5	C8/10
	W _{b28} = 210 kg/cm ²	12,0	C12/15
1943 - 1972 DIN 1045:1943-03 DIN 1045:1959-11 DIN 4227:1953-10 TGL bis 1980 TGL 0-1045:1963-04 TGL 0-1045:1973-04 TGL 0-4227:1963-05	B 120	6,5	-
	B 160	11,0	C8/10
	B 225	15,0	C12/15
	B 300	20,0	C20/25
	B 450	30,0	C30/37
	B 600	40,0	C40/50

Tabela 11.1 iz Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

V okvirju elaborata detajlnega pregleda konstrukcije Titovega mostu, ki ga je izvedel ZRMK, so bile izvedene tudi preiskave tlačne trdnosti valjev, ki so se odvzeli na prekladni konstrukciji mostu. Odvzetih je bilo 20 valjev s hodnika in voziščne plošče, ki pa jih vseh ni bilo mogoče preiskati, zato so se odvzeli dodatni valji odvzeti iz nosilcev oziroma stranskega dela konstrukcije. Z upoštevanjem raztrosa in nezanesljivosti meritev je računsko tlačna trdnost enaka 50,1 MPa.

Na naslednji strani je priloženo poročilo o preiskavah tlačne trdnosti valjev.

LABORATORIJ ZA BETON

Ljubljana, dne: 1.2.2021

DN: 2006945



POROČILO OPRESKUSU TLAČNE TRDNOSTI VALJEV

PO SIST EN 12504-1:2009

št.: LB-P-138-TitovM-TT

Naročnik:	Mestna občina Maribor
Naročilnica:	pog.35402-21/2019 z dne 13.11.2020
Objekt:	Titov most - Maribor
Konst. element:	AB prekladna konstrukcija
Podatki o betonu:	-
Vzorci odvzeti, dne:	13.11.2020 in 18.1.2021 predstavnik GI-ZRMK d.o.o.; Dimičeva 12; 1000 Lj
Opomba:	-

REZULTATI PRESKUSOV
 (preiskave izvedene na izvrtanih cilindrih)

Oznaka preskušanca	Datum preiskave	Temp. zraka (°C)	Premer (mm)	Višina (mm)	Masa vzorca (kg)	Prost. masa (kg/m ³)	Sila pri poružitvi (kN)	Tlačna trdnost (MPa)	
SIST EN 12390-3									
V / S8	1.03.2021	-	84,0	84,4	1,053	2251	312,9	56,5	
V / S3	1.03.2021	-	93,0	72,6	1,057	2143	337,9	49,7	
V / 10	1.03.2021	-	94,0	94,2	1,634	2500	512,9	73,9	
V / S4	1.03.2021	-	94,0	95,1	1,569	2377	396,0	57,1	
V / S6	1.03.2021	-	93,0	95,5	1,617	2493	358,0	52,7	
V / S7	1.03.2021	-	84,0	86,4	1,148	2398	272,9	49,2	
V / 11	1.03.2021	-	94,0	95,5	1,568	2366	320,1	46,1	
V / S2	1.03.2021	-	93,0	96,5	1,584	2416	479,8	70,6	
V / S1	1.03.2021	-	93,0	95,3	1,580	2441	442,3	65,1	
V / S91	1.03.2021	-	84,0	86,2	1,083	2267	295,0	53,2	
V / S92	1.03.2021	-	84,0	85,7	1,050	2211	318,8	57,5	
V / 6	1.02.2021	-	94,7	91,2	1,562	2431	441,0	62,6	
V / 1	1.02.2021	-	94,7	96,5	1,669	2456	575,3	81,7	
partija	št.vz.	k	$f_{m(n),is}$	$f_{is,low}$	$f_{m(n),is} - k$	$f_{is,low} + 4$	povp.	$f_{ck,is}$	
	13	5	59,7	46,1	54,7	50,1	2365,4	50,1	
razred glede na: Valj / Kocko: K								ustreza trdnostnemu razredu	C45/55

Opomba:

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

VODJA NA PODROČJU BETONA, MALTE IN VEZIV:

Goran DESPOTOVIČ, dipl.inž.grad.

VODJA LABORATORIJA:

Gorjan GOSTIČ, univ.dipl.inž.grad.

GRADBENI INŠTITUT
ZRMK d.o.o.
Ljubljana, Dimičeva 12

Poročilo o preiskavah tlačne trdnosti valjev

Na podlagi tega poročila lahko povzamemo, da beton MB300 ne ustreza betonu C20/25, temveč njegove karakteristike ustrezajo dejansko betonu kvalitete C45/55, kar je 5 razredov več, kot predvidevajo smernice. Iz tega razloga smo vsem betom povečali kvaliteto v skladu s podatki podanimi v tabeli v nadaljevanju. Ob tem so bili upoštevani tudi rezultati preiskav na preostalih delih konstrukcije, ki so natančneje opisani v poglavju 4.5 tega poročila, spodaj pa so podani le rezultati, ki se navezujejo na glavni del premostitve, ki prav tako izazuje večje tlačne trdnosti od predvidenih.

Hkrati je povečanje kvalitete betona možno tudi zaradi rezultatov dobljenih pri kontroli upogibkov vsled obremenilne preizkušnje, kjer so bili izračunani upogibki manjši, kot dejansko izmerjeni, kar se lahko pripiše tudi večjemu modulu elastično vgrajenega betona od upoštevane (višji trdnosti razred betona).

Element	Tlačna trdnost po SIST EN 13791-2019 [MPa]	Standardna deviacija [MPa]
AB preklada – del preko Drave	54,3	8,0
Krajni opornik – del preko Drave	59,9	6,9
Krila – del preko Drave	52,0	4,5

Tlačne trdnosti po SIST EN 13791-2019

Upoštevani betoni v analizi:

Glavna premostitev reke Drave – Titov most		
Konstrukcijski element	Oznaka betona v osnovni dokumentaciji	Oznaka betona v skladu s tabelo 11.1 (Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken)
Glavni nosilci konzolnega dela in rešetka	MB 300	C 35/45 (posamezne kontrole – dejanski C45/55 na podlagi preiskav)
Montažni prečniki konzolnega dela	MB 300	C 30/37
Rečni stebri	MB 220 (300 zgoraj)	C 25/30 oz. C 30/37
Temelji rečnih stebrov	MB 220	C 25/30
Desno obrežni opornik (stene in temelji)	MB 220 (160 spodaj)	C 25/30 oz. C 16/20
Stebri skupne podpore v osi E	MB 300	C 30/37
Temelj skupne podpore v osi E	MB 220	C 25/30
Vzdolžni in prečni nosilci vmesne rešetke	MB 300	C 30/37
AB plošča vmesne rešetke	MB 300	C 30/37

Jeklo za armiranje:

Del premostitvene konstrukcije	Nadvoz in kontinuirni del	
Konstruktivski element	Oznaka armature v osnovni dokumentaciji	Oznaka armature f_{yk} v skladu s tabelo 11.3 (Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken)
Vsi elementi osnovne konstrukcije	Je 37	B 220B
Dodatna armatura pri razširitvi konzole iz leta 1994	RA 400/500	B 500B

1	2	3	4	5
	Betonstahl	Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze f_k	Duktilitätsklasse nach DIN-Fachbericht 102
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	Nimm ²	
Glatte Rundstähe • DIN 1000 • DIN 1612 • DIN 488	Schweißisen	vor 1923	180 ¹⁾²⁾	-
	Flussisen; Flussstahl (Bauwerkisen; Handelseisen)	vor 1925	220 ¹⁾²⁾	B
	Flussstahl (Handelseisen: St 37, St 37.12, St 00.12)	1925-1943	220 ¹⁾²⁾	B
	Betonstahlgruppe I	1943-1972	220 ²⁾	B
	BSt 220/340 GU	1972-1984	220 ²⁾	B
	hochwertiger Baustahl St 48	1925-1932	290 ¹⁾²⁾	B
	hochwertiger Beton- und Baustahl St 52	1932-1943	340 ²⁾³⁾	B
Glatte Rundstähe • TGL 101-054 • TGL 12530 • TGL 33403	Betonstahlgruppe IIa	1943-1972	340 ²⁾³⁾	B
	St A-0 Betonstahl I	1965-1985	220 ²⁾	B
	St A-I Betonstahl I	1965-1990	240 ²⁾	B
	St B-IV / St B-IV S	1972-1990	490 ²⁾	-

Tabela 11.3 iz Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

V poročilu o preiskavi prednapete jeklene armature in protikorozijski zaščitni sposobnosti betona na Titovem mostu v Mariboru, ZRMK, september 1991 je bil odvzet vzorec armature na katerem so se naredile preiskave, ki so izkazale sledeče karakteristike:

Glede mehanskih lastnosti jeklo ustreza kvaliteti C.0300 in ima sledeče mehanske lastnosti:

$R_m = 305 \text{ N/mm}^2$, $R_m = 415 \text{ N/mm}^2$ Raztezek $\epsilon = 22,5 \%$

Glede na spodnjo tabelo povzeto po pravilniku o tehničnih normativih za beton in armiran beton smo v analizi upoštevali jeklo B240 B.

Označba jekla	Č0002	Č0300	Č0550	Č0551
1. Oznajba oblike prereza po JUS C.K6.120	GA	GA	RA1 RA2 RA3 RA4	RA2
2. Zornja napetost teženja $R_{m,2}$ ali $R_{m,2}$ N/mm^2 , najmanj	220	240	400	400
3. Natezna trdnost R_m , N/mm^2 , najmanj	340	360	500	500
4. Raztezek po pretrgu A_{10} , % najmanj	18	18	10	10
5. Upogib	premer trna upogibni kot	2 d_0 180°	2 d_0 180°	5 d_0 90°
6. Povratni upogib	premer trna upogibni kot kot povratnega upogiba	— — —	— — —	7 d_0 45° —
7. Dinamična trdnost ¹⁾ σ_g , N/mm^2 , najmanj	—	—	220	220
B: Računski modul elastičnosti GPa	—	190	200 do 210	200 do 210
9. Kemična sestava	C	—	0,60	0,28
širše in izdelka ²⁾	Si	0,60	0,60	0,60
v % mase, največ	P	—	0,050(0,055) ²⁾	0,050(0,055) ²⁾
S	—	—	0,050(0,055) ²⁾	0,050(0,055) ²⁾
10. Sposobnost varjenja ²⁾	—	111, 135, 24, 47	24 ³⁾	111,135,24, 47 : 1

Tabela iz pravilnika o tehničnih normativih za beton in armiran beton

Konstruktivno jeklo ležišč:

Ležišče	Oznaka jekla v osnovni dokumentaciji	Upoštevano jeklo v analizi
Nepomična ležišča	Je 52	S355
Pomična ležišča	Je C 35	S235

Jeklo za prednapenjanje:

V dostopni literaturi in predhodni dokumentaciji je bilo navedeno:

Prednapetost konstrukcije je dosežena s kabli 18 Ø 5 mm. Kabli so položeni v kabelskih kanalih, razen na odsekih sidranja in tam, kjer se spuščajo proti spodnjemu robu konstrukcije, da se njihov potek prilagodi poteku črte upogibnih momentov. Izbrana je žica Ø 5 mm s porušno trdnostjo 180 kg/mm² in mejo plastičnosti 160 kg/mm².

	Oznaka jekla v osnovni dokumentaciji	Upoštevano jeklo v analizi
Jeklo za prednapenjanje	$f_{pk} / f_{p0,1k} = 180/160 \text{ kg/mm}^2$	$f_{pk} / f_{p0,1k} = 1765/1570 \text{ MPa}$

Modul elastičnosti je bil razbran iz statične analize, in sicer znaša 200 GPa.

c) popravljanje

$$E_s = 0.46 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 10^9 = 820 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.46 = 9240 \left(\frac{0.46}{0.46 \cdot 12500 - 1} \right)^2 = 9240 \left(\frac{9240}{0.46 \cdot 12500 - 1} \right)^2 = 0.46 \cdot 10^3$$

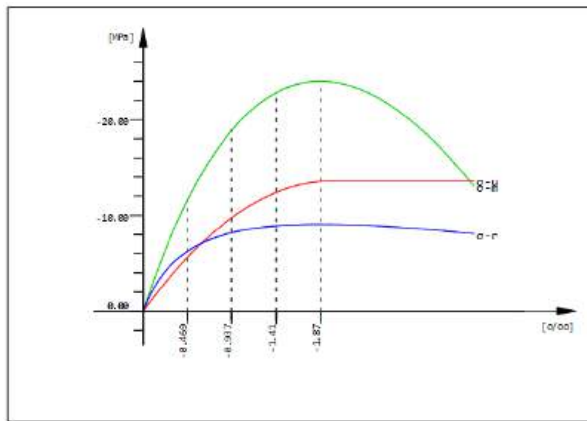
66

Dodatno se bodo upoštevali tudi izsledki preiskav, ki bodo navedeni v sklopu posameznih kontrol.

6.1. *Karakteristike uporabljenih materialov*

Beton C16/20

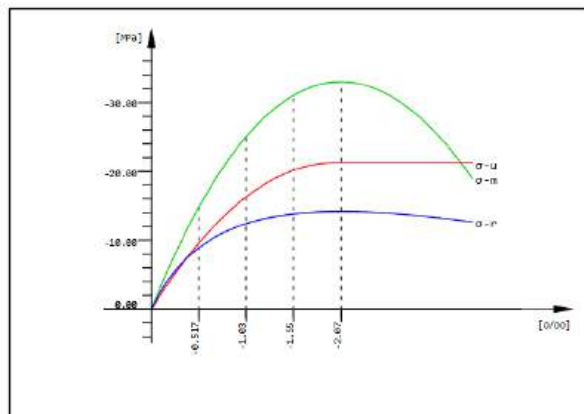
Young's modulus	E	28608	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f _c	13.60	[MPa]
Shear modulus	G	11920	[MPa]	Nominal strength	f _{ck}	16.00	[MPa]
Compression modulus	K	15893	[MPa]	Tensile strength	f _{ctm}	1.90	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,05}	1.33	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,95}	2.48	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f _{bd}	2.00	[MPa]
				Service strength	f _{cm}	24.00	[MPa]
				Fatigue strength	f _{cd, fat}	8.49	[MPa]
				Tensile strength	f _{ctd}	0.89	[MPa]
				Tensile failure energy	G _f	0.13	[N/mm]



C 16/20 N (EN 1992)

Beton C25/30

Young's modulus	E	31476	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f _c	21.25	[MPa]
Shear modulus	G	13115	[MPa]	Nominal strength	f _{ck}	25.00	[MPa]
Compression modulus	K	17487	[MPa]	Tensile strength	f _{ctm}	2.56	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,05}	1.80	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,95}	3.33	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f _{bd}	2.69	[MPa]
				Service strength	f _{cm}	33.00	[MPa]
				Fatigue strength	f _{cd, fat}	12.75	[MPa]
				Tensile strength	f _{ctd}	1.20	[MPa]
				Tensile failure energy	G _f	0.14	[N/mm]

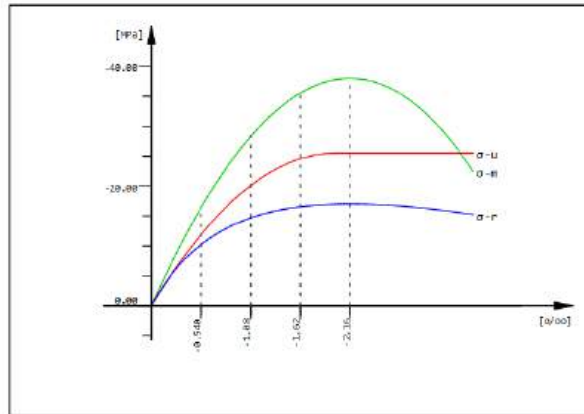


C 25/30 N (EN 1992)

Beton C 30/37

Mat 11 C 30/37 N (EN 1992)

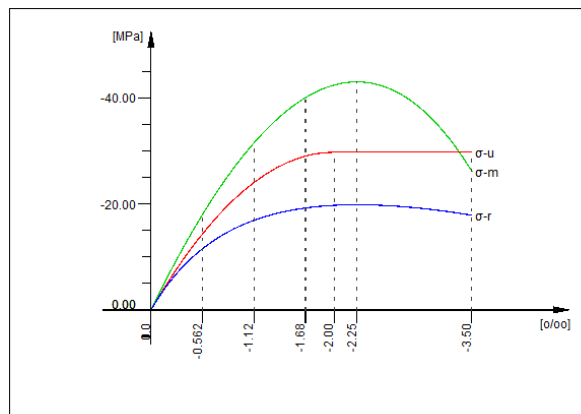
Young's modulus	E	32837	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f_c	25.50	[MPa]
Shear modulus	G	13682	[MPa]	Nominal strength	f_{ck}	30.00	[MPa]
Compression modulus	K	18243	[MPa]	Tensile strength	f_{ctm}	2.90	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,05}$	2.03	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,95}$	3.77	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f_{bd}	3.04	[MPa]
				Service strength	f_{cm}	38.00	[MPa]
				Fatigue strength	$f_{cd, fat}$	14.96	[MPa]
				Tensile strength	f_{ctd}	1.35	[MPa]
				Tensile failure energy	G_f	0.14	[N/mm]



C 30/37 N (EN 1992)

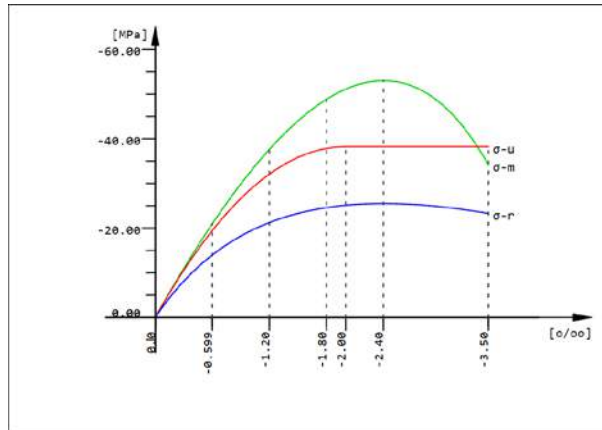
Beton C35/45

Young's modulus	E	34077	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f_c	29.75	[MPa]
Shear modulus	G	14199	[MPa]	Nominal strength	f_{ck}	35.00	[MPa]
Compression modulus	K	18932	[MPa]	Tensile strength	f_{ctm}	3.21	[MPa]
Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,05}$	2.25	[MPa]
Density	ρ	2400.00	[kg/m ³]	Tensile strength	$f_{ctk,95}$	4.17	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f_{bd}	3.37	[MPa]
				Service strength	f_{cm}	43.00	[MPa]
				Fatigue strength	$f_{cd, fat}$	17.06	[MPa]
				Tensile strength	f_{ctd}	1.50	[MPa]
				Tensile failure energy	G_f	0.14	[N/mm]



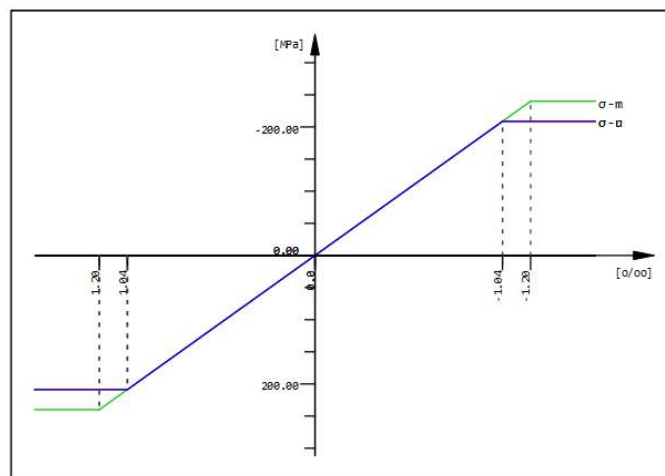
Beton C 45/55

Young's modulus	E	36283	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength ¹	f _c	38.25	[MPa]
Shear modulus	G	15118	[MPa]	Nominal strength	f _{ck}	45.00	[MPa]
Compression modulus	K	20157	[MPa]	Tensile strength	f _{ctm}	3.80	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,05}	2.66	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,95}	4.93	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f _{bd}	3.99	[MPa]
				Service strength	f _{cm}	53.00	[MPa]
				Fatigue strength	f _{cd, fat}	20.91	[MPa]
				Tensile strength	f _{ctd}	1.77	[MPa]
				Tensile failure energy	G _f	0.15	[N/mm]



Armatura B 240

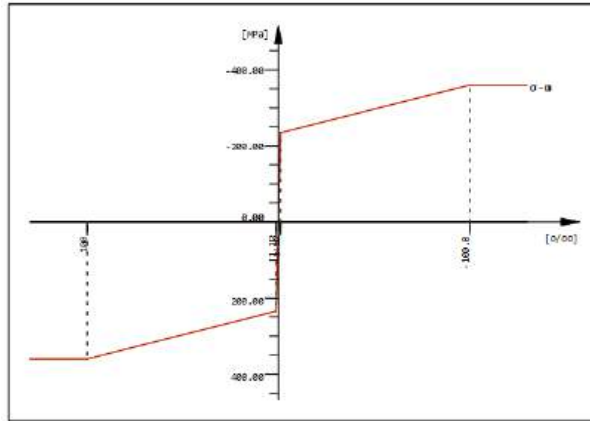
Young's modulus	E	200000	[MPa]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f _y	240.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[MPa]	Compressive yield	f _{yc}	240.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[MPa]	Tensile strength	f _t	360.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	f _c	360.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		0.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k ₁	0.80	[-]
				Hardening modulus	E _h	0.00	[MPa]
				Proportional limit	f _p	240.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	152.17	[MPa]



B 240 B (EN 1992)

Konstrukcijsko jelo S235

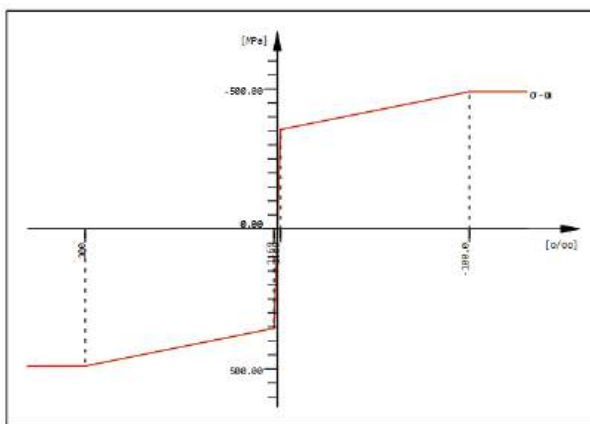
Young's modulus	E	210000	[MPa]	Safetyfactor		1.10	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y	235.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[MPa]	Compressive yield	f_{yc}	235.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[MPa]	Tensile strength	f_t	360.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	f_c	360.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness	t-max	40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	f_p	235.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	0.00	[MPa]



S 235 (EN 1993)

Konstrukcijsko jelo S355

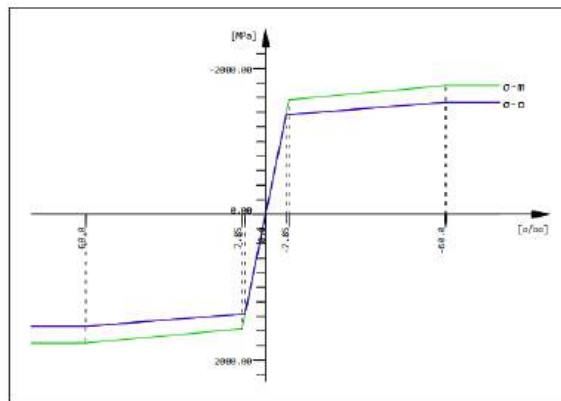
Young's modulus	E	210000	[MPa]	Safetyfactor		1.10	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y	355.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[MPa]	Compressive yield	f_{yc}	355.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[MPa]	Tensile strength	f_t	490.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	f_c	490.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness	t-max	40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	f_p	355.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	0.00	[MPa]



S 355 (EN 1993)

Jeklo za prednapenjanje

Young's modulus	E	200000	[MPa]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	1570.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[MPa]	Compressive yield	fyc	1570.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[MPa]	Tensile strength	ft	1765.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	1765.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		60.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	1.60	[-]
Relaxation	EN-1992	Class 2		Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Relaxation	$\rho(1000h)$	2.50	[%]	Proportional limit	fp	1570.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	160.87	[MPa]



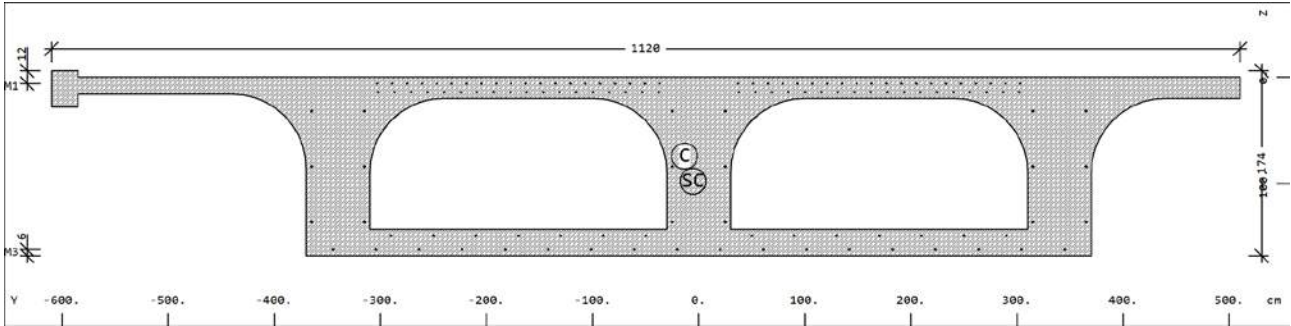
Y 1765/1570

7. KARAKTERISTIKE PREČNIH PREREZOV

V nadaljevanju so prikazani prerezi s katerimi so se modelirali linijski nosilci – prerezi glavnih elementov. V vseh modeliranih prečnih prerezih je bila predvidena armatura v skladu z originalnimi načrti iz leta 1960.

7.1. Prečni prerezi

Nosilec glavne premostitve:

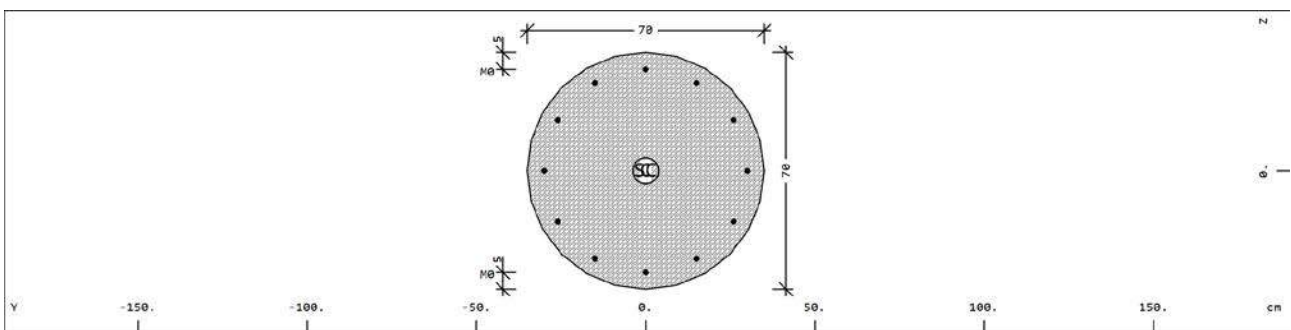


Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	6.8841E+00	4.099E+00	2.549E+00	-13.33	-5.39	32837	17210.3	5.369E+01
21 ¹	6.917E+00	1.786E+00	5.369E+01	74.30	97.88	13682	(BEAM)	2.549E+00

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		

Steber D70

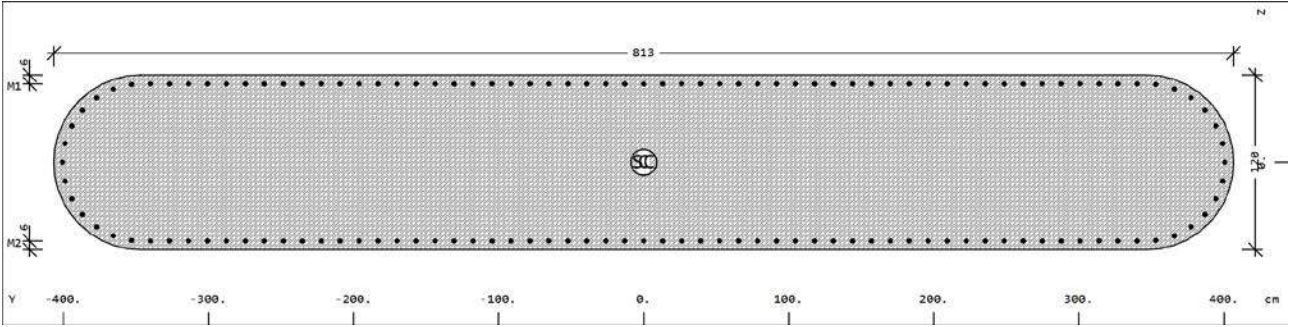


Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	3.8485E-01	3.464E-01	1.179E-02	0.00	0.00	32837	962.1	
21 ¹	2.357E-02	3.464E-01	1.179E-02	0.00	0.00	13682	(COMPR)	

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus

Vmesni rečni steber

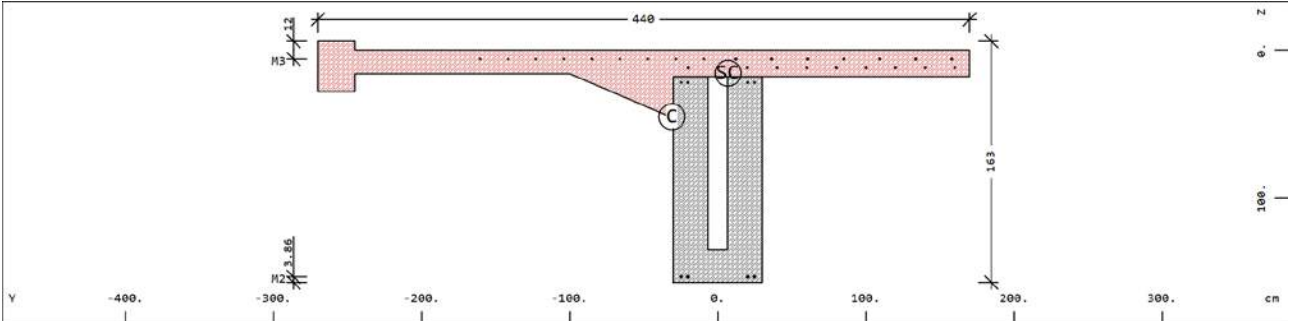


Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
2	9.4469E+00	7.901E+00	1.100E+00	0.00	0.00	31476	23617.3	4.896E+01
21 ¹	4.146E+00	7.928E+00	4.896E+01	0.00	0.00	13115	(BEAM)	1.100E+00
			5.356E-08					-90.00

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

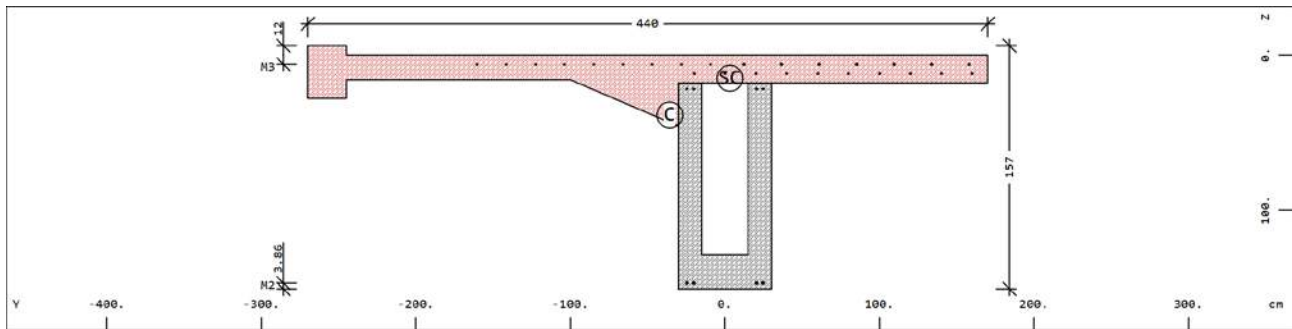
Rešetka – vzdolžni zunanji nosilec



Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
3	1.5925E+00	7.760E-01	3.692E-01	-30.85	6.92	32837	1704.8 ¹	1.559E+00
21	1.066E-01	4.278E-01	1.559E+00	45.05	15.65	13682	(BEAM)	3.692E-01

¹ Reinforcements are not considered for the self weight

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

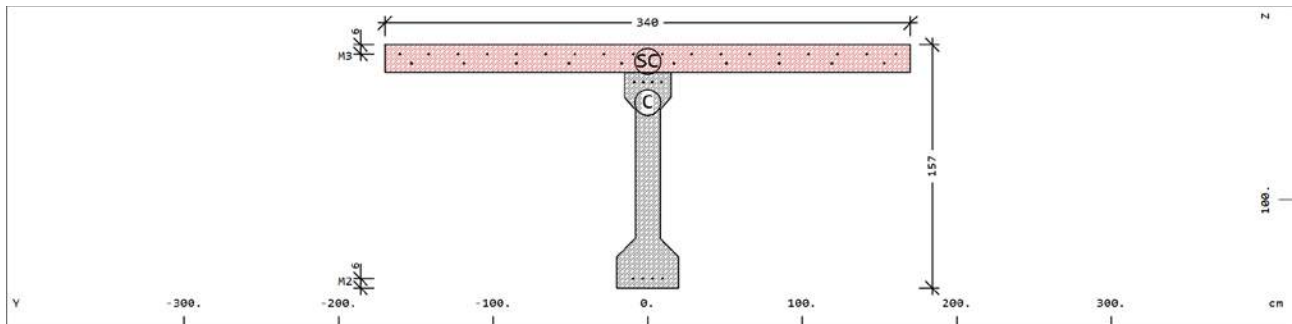


Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	1.3756E+00	7.591E-01	2.918E-01	-35.72	3.18	32837	1162.5 ¹	1.532E+00
21	9.518E-02	3.179E-01	1.532E+00	38.78	15.04	13682	(BEAM)	2.918E-01

¹ Reinforcements are not considered for the self weight

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Rešetka – vzdolžni notranji nosilec



Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	9.3628E-01	5.486E-01	2.161E-01	0.00	0.00	32837	782.0 ¹	6.001E-01
21	1.215E-02	2.162E-01	6.001E-01	37.38	10.82	13682	(BEAM)	2.161E-01

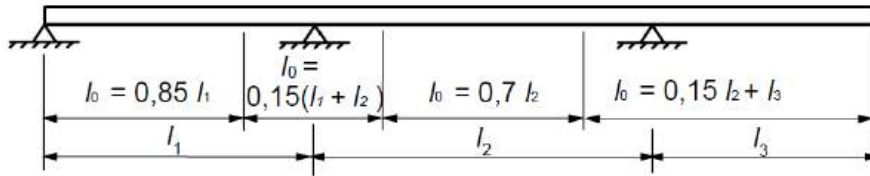
¹ Reinforcements are not considered for the self weight

Mat	material number	yc[cm],zc[cm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[cm],zsc[cm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[MPa]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

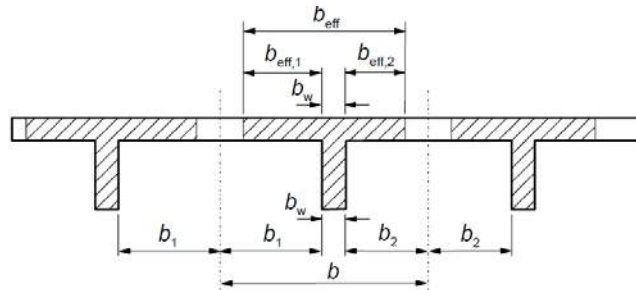
7.2. Efektivna širina prerezov

Določitev sodelujoče širine v skladu z standardom EN 1992-1-1:

Določitev l_0 za izračun sodelujoče širine:



Parametri sodelujoče širine:



KONSTRUKCIJA GLAVNE PREMOSTITVE

- Krajno polje

$$b_1 = 2,15\text{m} \quad b_2 = 1,40\text{m} \quad l_0 = 0,85 \cdot 50 = 42,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_i \end{array} \right\} = 2,15\text{m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_i \end{array} \right\} = 1,40\text{m}$$

- Vmesna podpora

$$b_1 = 2,15\text{m} \quad b_2 = 1,40\text{m} \quad l_0 = 0,15 \cdot 50 + 43,0 = 50,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_i \end{array} \right\} = 2,15\text{m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_i \end{array} \right\} = 1,40\text{m}$$

Konstantne napetosti se lahko privzamejo za celoten prerez glavnih nosilcev.

8. PREDPISI, RAČUNSKE KOMBINACIJE IN FAKTORJI VARNOSTI

8.1. Predpisi

Pri analizi konstrukcije, projektiranju in izgradnji bodo upoštevani vsi veljavni predpisi in sicer:

- SIST EN 1990 Osnove projektiranja konstrukcij
- SIST EN 1991 Vplivi na konstrukcije
- SIST EN 1992-1-1 Projektiranje betonskih konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe
- SIST EN 1992-2 Projektiranje betonskih konstrukcij: Betonski mostovi
- SIST EN 1997-1 Geotehnično projektiranje: Splošna pravila
- SIST EN 1998-1 Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe
- SIST EN 1998-2 Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Mostovi

Dodatno smo upoštevali smernice:

- Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)

8.2. Računske kombinacije

Kombinacije so bile povzete po SIST EN 1990 standardu.

Kontrola po mejnem stanju nosilnosti (MSN):

- stalna in začasna obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- izredna kombinacija obremenitev

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- kombinacija s potresom

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kontrola po mejnem stanju uporabnosti (MSU):

- karakteristična (redka) obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- pogosta obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- navidezno stalna obtežna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

8.3. Parcialni faktorji varnosti in delni faktorji varnosti za obtežbo

Faktorji varnosti na obtežbo za MSN:

Obtežba		Neugoden vpliv $\gamma_{G,INF}$	Ugoden vpliv $\gamma_{G,SUP}$
Stalne obtežbe		1,20*	1,00
Posedki		1,00**	1,00
Prometna obtežba	TS	1,35	0,00
	UDL		
Temperaturna obtežba		1,35***	0,00
Obtežba vetra		1,50	0,00
Reologija betona		1,00	1,00

Faktorji varnosti na obtežbo za MSN so se reducirali v skladu s členi podanimi v smernici Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie):.

- * v skladu s 12.3.2 (1)
- ** v skladu z 12.3.2 (2)
- *** v skladu z 12.3.2 (4)

Delni faktorji varnosti na obtežbo za MSN in MSU:

Obtežba		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Stalne obtežbe		1,00	1,00	1,00
Posedki		1,00	1,00	1,00
Prometna obtežba	TS	0,75	0,75	0,00
	UDL	0,40	0,40	0,00
Temperaturna obtežba		0,80***	0,60	0,50
Obtežba vetra		0,60	0,20	0,00
Reologija betona		1,00	1,00	1,00

B. ANALIZA OBTEŽB

1. ANALIZA OBTEŽB V FAZI UPORABE

1.1. Lastna teža konstrukcije

Lastna teža konstrukcije je upoštevana v skladu z dejanskimi karakteristikami prečnih prereзов in upoštevanjem specifične teže betona $\gamma_b = 25.0 \text{ kN/m}^3$. Lastno težo upošteva program samodejno.

$$G_{\text{lastna teža}} = \gamma_{\text{beton}} \cdot A_{\text{prečni prerez}}$$

1.2. Obtežba krova

V nadaljevanju je navedena obtežba končnega krova po sanaciji leta 1994.

- Asfalt 1,92 kN/m²
- Hodnik 7,43 kN/m²
- AB venec 3,75 kN/m
- Ograja 1,00 kN/m'
- Inštalacije 0,50 kN/m'

1.3. Preostale stalne obtežbe

V okviru analize so bile upoštewane še preostale stalne obtežbe, ki jih ni bilo mogoče zmodelirati v okviru statičnega modela oziroma jih je bilo potrebno za samo analizo upoštevati.

- Stalna obtežba krajnega polja konstrukcije kontinuirnega dela 1431 kN
- Obtežba prečnikov ob upoštevanju dejanskih prereзов in $\gamma_b = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Obtežba plošče vmesne rešetke ob upoštevanju dejanskih prereзов in $\gamma_b = 25.0 \text{ kN/m}^3$

1.4. Reologija

Upoštevan je vpliv reologije z upoštevanjem dejanskih starosti betona konstrukcijskih elementov v fazah nanosa obtežbe. Pri izračunu smo upoštevali:

- relativna vlažnost okolice: RH = 80%
- cement normalne trdnosti
- karakteristike prečnih prereзов
- časovno odvisno upoštevanje obtežbe skladno s fazami gradnje
- $t_1 = 22.630$ dni (od izgradnje do danes)
- dodatni $t_2 = 13.870$ dni (preostali čas do starosti konstrukcije 100 let)

Kot bo razvidno iz rezultatov v nadaljevanju, se je celotna reologija že izvršila.

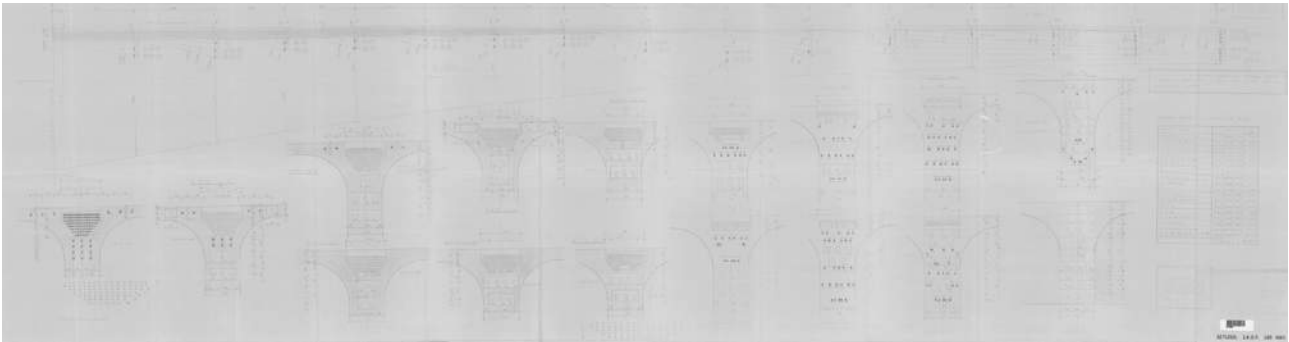
1.5. Zemeljski pritisk

Za analizo opornikov so se za zasipni material upoštevale sledeče karakteristike:

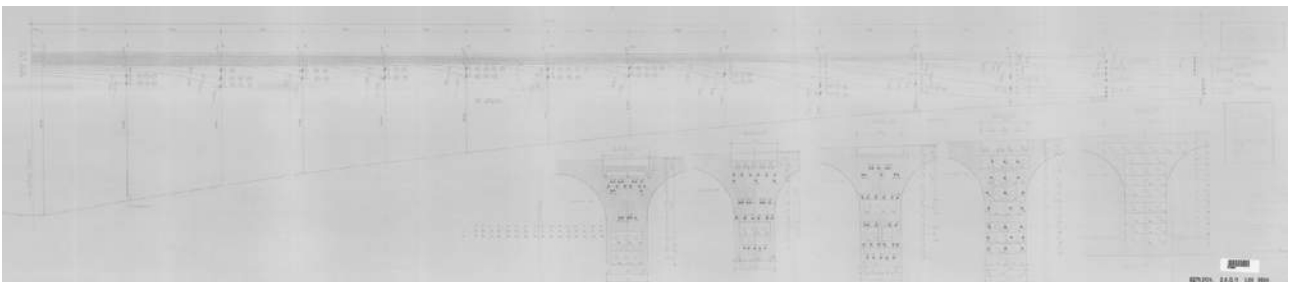
- mirni zemeljski pritisk
- $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi=30^\circ$

1.6. Prednapenjanje

Podatki glede prednapenjanja Titovega mostu so bili povzeti po originalni projektni dokumentaciji (del grafičnih prilog je prikazan v nadaljevanju).



Razporeditev kablov v konzoli A

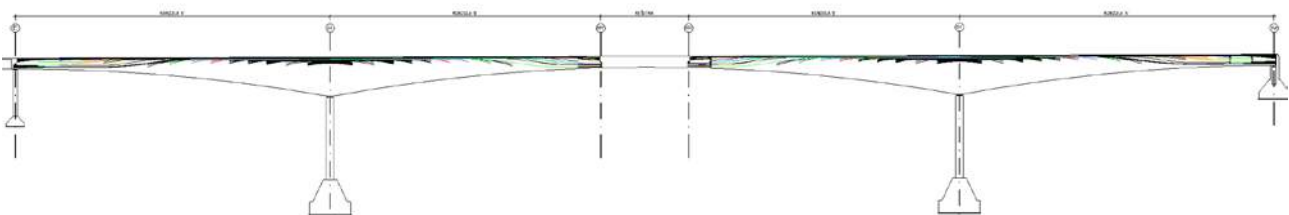


Razporeditev kablov v konzoli B

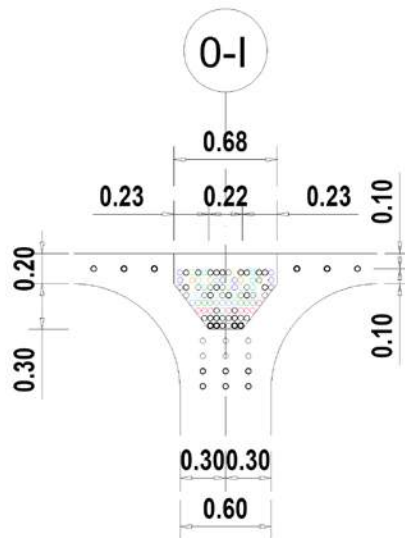


Prikaz kablov vmesne rešetke

Na podlagi dostopne literature smo izrisali potek kablov, ki je prikazan v nadaljevanju.



Predviden potek kableske linije – vzdolžni prerez



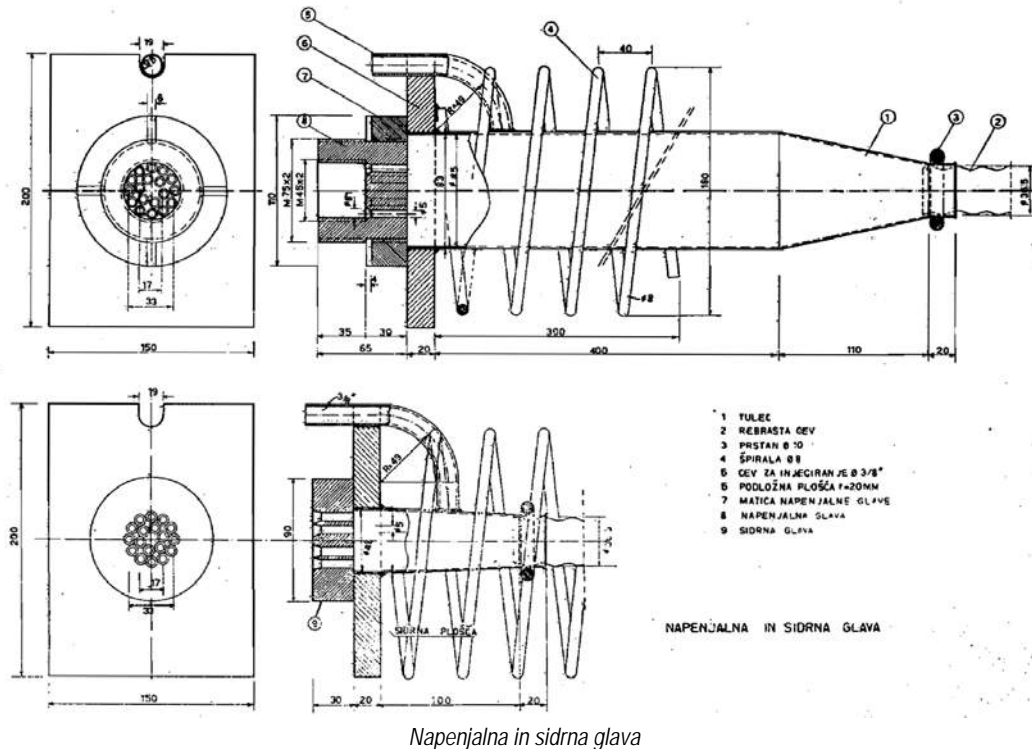
Predviden potek kabselske linije – prečni prerez

V razpoložljivi osnovni projektni dokumentaciji ni bilo prisotnega protokola napenjanja kablov, tako da so napenjalne sile povzete na podlagi osnovnega statičnega računa ter razpoložljivih člankov.

KABLI ZA PREDNAPENJANJE				
ŠTEVILKA KABLA	L (m)	KOLIČINA (kom)	ΣL (m)	G (2.78/kg/m')
1, 22, 111, 112, 113, 114, 115, 116	7.00	8x6x2=96	672.00	1868.20
102, 105, 106, 107, 108, 109, 110	14.30	7x6x2=84	1201.20	3339.30
2, 3, 20, 21, 99, 100, 103, 104	20.30	8x6x2=96	1948.8	5417.70
92, 93, 96, 101	26.30	4x6x2=48	1262.40	3509.50
84, 87, 91, 94, 95, 97, 98	32.30	7x6x2=84	2713.20	7542.70
81, 82, 83, 86, 88, 89, 90	38.30	7x6x2=84	3217.20	8943.80
69, 73, 74, 75, 76, 80, 85	44.30	7x6x2=84	3721.20	10344.90
70, 71, 72, 77, 78, 79	51.30	6x6x2=72	3693.60	10268.20
55, 58, 61, 64, 66, 68	58.30	6x6x2=72	4197.60	11669.30
56, 57, 67	65.30	3x6x2=36	2350.80	6535.20
39, 42, 44, 50, 54	72.30	5x6x2=60	4338.00	12059.60
8, 16, 26, 29, 35, 43, 51	78.30	7x6x2=84	6577.20	18284.60
25, 28, 33	79.30	3x6x2=36	2854.80	7936.30
12, 36, 46	83.80	3x6x2=36	3016.80	8386.70
4, 19, 23, 30, 32, 38, 48	87.30	7x6x2=84	7333.20	20386.30
6, 47, 49, 60, 63	89.95	5x6x2=60	5397.00	15003.70
13, 24, 27, 31, 34, 37, 48, 52	90.80	8x6x2=96	8716.80	24232.70
5, 7, 9, 10, 11, 14, 15, 17, 18, 40, 45, 53, 59, 62, 65	93.45	15x6x2=180	16821.00	46762.40
				222491.10

Tabelarni prikaz količin vseh kablov za prednapenjanje

Konstrukcija je prednapeta s kablji 18 Ø 5 mm, ki so položeni v kabelskih kanalih – razen na odsekih sidranja in tam, kjer se spuščajo proti spodnjemu robu konstrukcije. Kablovi v kabelskih kanalih so bili med gradnjo prosti. Zabetoniralo se jih je samo s poroznim betonom. Po napetju vseh kablov se je zabetonirala 12 cm debela tesnilna AB plošča, nakar se je kanale še zainjektiralo. Kablovi, ki so položeni v rebrastih ceveh, so bili zainjektirani sproti, takoj po napetju.



Kablovi so bili opremljeni z napenjalno glavo na eni in sidrno glavo na drugi strani. Sidrna glava je bila nameščena po vlečenju kablov v glavne nosilce mostne konstrukcije oz. v kabelski žleb. Na sidrni strani je bila na vsaki žici izdelana sidrna glavica z ročnim glavičenjem.

V dostopni literaturi in predhodni dokumentaciji je bilo navedeno:

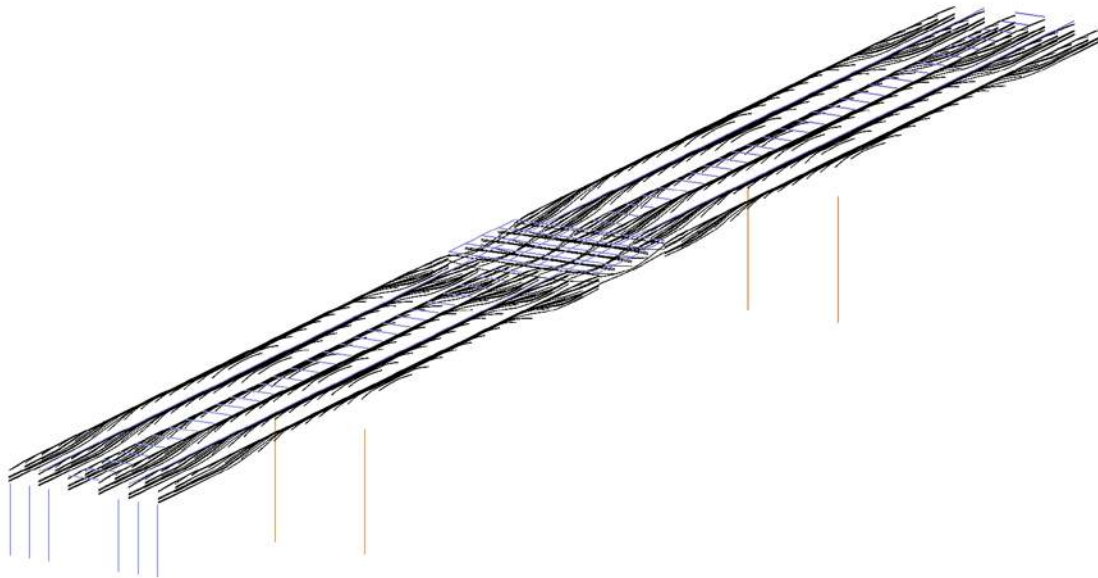
Prednapetost konstrukcije je dosežena s kablji 18 Ø 5 mm. Kablovi so položeni v kabelskih kanalih, razen na odsekih sidranja in tam, kjer se spuščajo proti spodnjemu robu konstrukcije, da se njihov potek prilagodi poteku črte upogibnih momentov. Izbrana je žica Ø 5 mm s porušno trdnostjo 180 kg/mm² in mejo plastičnosti 160 kg/mm².

	Oznaka jekla v osnovni dokumentaciji	Upoštevano jeklo v analizi
Jeklo za prednapenjanje	$f_{pk} / f_{p0,1k} = 180/160 \text{ kg/mm}^2$	$f_{pk} / f_{p0,1k} = 1765/1570 \text{ MPa}$

Dodatno so se v nadaljevanju upoštevale reducirane vrednosti natezne trdnosti jekla v skladu z rezultati dobljenimi s pomočjo preiskave vzorcev kablov iz Titovega mostu (prof.dr.Anžel). Rezultati v preiskavah so izkazovali nižje povprečne natezne trdnosti, in sicer za vzorec V1 1630 MPa (glavni kabel), medtem ko znaša v primeru vzorca V2 1585 MPa (zatega). V nadaljevanju poročila so narejeni povzetki za posamezne kable.

Kabli v konzolnem delu glavne premostitvene konstrukcije

Prekladna konstrukcija je vzdolžno prednapeta z negativnimi konzolnimi kabli. Kot je razvidno iz prikaza v nadaljevanju se v posamezni stojini škatlastega nosilca nahaja 116 kablov, pri čemer so vsi kabli prednapeti izmenično enostransko. Prerez enega kabla znaša $18 \text{ } \varnothing 5 \text{ mm}$ oz. $353,3 \text{ mm}^2$. Upoštevana kvaliteta kablov v analizi je znašala $f_{pk} / f_{p0,1k} = 1765/1570 \text{ MPa}$.



Prikaz vseh kablov na linijskem modelu

Omejitve sile prednapenjanja

Začetna maksimalna vrednost napenjalne napetosti:

$$\sigma_p \leq \sigma_{p,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{p,k} = 0,8 \cdot 1765 \text{ MPa} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1570 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 1412 \text{ MPa}$$

$$P_{\max; 18\varnothing 5} = A_{p; 18\varnothing 5} \cdot \sigma_{p,\max} = 499 \text{ kN}$$

Maksimalna sila takoj po napenjanju:

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{p,k} = 0,75 \cdot 1324 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1335 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 1324 \text{ MPa}$$

$$P_{m,0; 18\varnothing 5} = P_{\max} - \Delta P \leq A_{18\varnothing 5} \cdot \sigma_{pm0} = 468 \text{ kN}$$

Na podlagi statične analize, je bilo ugotovljeno, da so kabli prednapeti s silami 315 kN oz. 332 kN, kar je v obeh primerih manj kot so dopustne sile prednapenjanja.

Kabli se maksimalno izkoristijo na $\sigma_{pm0} \approx 0,53 \cdot f_{pk} \approx 941 \text{ MPa}$, kar je manj, kot je dopustna napetost napenjanja.

Tudi ob upoštevanju rezultatov dobljenih s pomočjo preiskav je izkoriščenost kabla pri prednapenjanju manjša kot je dopustna, in sicer znaša 59%, ob upoštevanju povprečne natezne trdnosti 1600 MPa.

V analizi so bile upoštewane sledeče računske karakteristike za kable:

- presek kabla $A_k = 353.3 \text{ mm}^2$ kabel $18 \text{ } \varnothing 5$
- projektirana kvaliteta jekla $f_{pk}/f_{p0.1k} = 1765/1570 \text{ MPa}$
- modul elastičnosti $E = 200\,000 \text{ MPa}$
- trenje $\mu = 0.20$
- valovanje $\beta = 0.30 \text{ } ^\circ/\text{m}$ (0.007 rad/m)
- zdrs kabla v napenjalki $u = 6.0 \text{ mm}$

V nadaljevanju so v tabelah povzeti vsi kable, in sicer število kablov v skladu z oznakami.

Prerez sidranja II:

	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja	Ploščča	2	1, 22	1+1	315
	II	Nosilec	6	111,112,113,114,115,116	3+3
			111, 112, 113	3	
			114, 115, 116	3	

Prerez sidranja III:

	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja	Nosilec	7	102,105,106,107,108,109,110	1+3+3	315
		III		102	1
	105, 106, 107		3		
	108, 109, 110		3		

Prerez sidranja IV:

	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja	Ploščča	4	2, 3, 20, 21	2+2	315
	IV	Nosilec	4	99, 100, 103, 104	2+2
			100, 103	2	
			99, 104	2	

Prerez sidranja V:

	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja	Nosilec	4	92, 93, 96, 101	2+2	315
		V		93, 96	2
			101, 92	2	

Prerez sidranja VI:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
VI	Nosilec	7	84, 87, 91, 94, 95, 97, 98	4+3	315
			91, 84, 87, 98	4	
			94, 95, 97	3	

Prerez sidranja VII:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
VII	Nosilec	7	81, 82, 83, 86, 89, 90	4+3	315
			81, 83, 88, 90	4	
			82, 86, 89	3	

Prerez sidranja VIII:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
VIII	Nosilec	7	69, 73, 74, 75, 76, 80, 85	4+3	315
			69, 74, 75, 80	4	
			73, 85, 76	3	

Prerez sidranja IX:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
IX	Nosilec	6	70, 71, 72, 77, 78, 79	3+3	315
			71, 72, 77	3	
			70, 78, 79	3	

Prerez sidranja X:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
X	Nosilec	6	55, 58, 61, 64, 66, 68	3+3	315
			55, 64, 68	3	
			58, 61, 66	3	

Prerez sidranja XI:

Prerez sidranja	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
XI	Nosilec	3	56, 57, 67	3	315
			56, 57, 67	3	

Prerez sidranja XII:

Prerez sidranja XII	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
	Nosilec		5	39, 42, 44, 50, 54	3+2
			42, 44, 50	3	
			39, 54	2	

Prerez sidranja XIII:

Konzola A - smer OPORNIK					
Prerez sidranja XIII	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
	Nosilec		3	28, 30, 33	3
			28, 30, 33	3	

Konzola B - smer GERBER					
Prerez sidranja XIII'	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
	Nosilec		18		4+2+2+3+2+3+2
			6, 8, 12, 16	4	
			28, 33; 30, 36	2; 2	
			29, 26, 25	3	
			47, 49; 43, 46, 53	2; 3	
			60, 63	2	

Prerez sidranja XIV:

Konzola A - smer OPORNIK					
Prerez sidranja XIV	Položaj kabla	Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
	Nosilec		10	4,12,19,23,25,32,36,38,46,48	3+2+3+2
			4, 12, 19	3	
			23, 38; 25, 32, 36	2; 3	
			46, 48	2	

Konzola B - smer GERBER					
Položaj kabla		Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja XIV'	Nosilec	30		6+3+3+3+3+3+3+3	332
			4, 5, 9, 14, 18, 19; 10, 11, 13	6; 3	
			7, 15, 17	3	
			27, 30, 34; 24, 31, 37	3; 3	
			23, 32, 38	3	
			41, 45, 52; 40, 48, 53	3, 3	
			59, 62, 65	3	

Prerez sidranja XV:

Konzola A - smer OPORNIK					
Položaj kabla		Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja XV	Nosilec	15		3+2+3+3+2+2	332
			8, 13, 16	3	
			26, 35; 24, 31, 37; 27, 29, 34	2; 3; 3	
			41, 52	2	
			43, 51	2	

Prerez sidranja XVI:

Konzola A - smer OPORNIK					
Položaj kabla		Število kablov	Opis kablov	Delitev kablov	Sila P0
Prerez sidranja XVI	Nosilec	20		3+3+3+1+3+2+2+3	332
			7, 9, 17; 6, 10, 14	3; 3	
			5, 15, 18; 11	3; 1	
			45, 47, 49	3	
			40, 53	2	
			59, 65; 60, 62, 63	2; 3	

Zaradi preobsežnih izpisov bodo v nadaljevanju prikazani diagrami sile prednapenjanja, računski kabelski liniji ter uporabljene karakteristike kablov za prednapenjanje za dva karakteristična primera kablov, in sicer kable sidrane v prerezu VIII in XIV.

Podatki za kable sidrane v prerezu VIII:

PRESTRESSING : 1
 Prestressing System: 18x5

Nominal/extremal force P_o : 315 kN Corresponding stress : 892 N/mm²
 Area of each tendon : 353 mm² Number of wires : 18 pcs

Yield strength : 1570 N/mm² Permissible radius : 6.20 m
 Tensile strength : 1765 N/mm² Diameters of duct DI/DA : 30/ 37 mm
 Young's Modulus : 200000 N/mm² Max. of eccentricity : 0.0 mm

Coefficients:

MUE due to overstress : 0.200 MUE due to release : 0.200
 Wobble coefficient BETA : 0.300 deg/m Alternative wobble coeff. : 0.300 deg/m
 Wedge slip at prest.anchor: 6.0 mm Losses at pres. anchor : 0.0 %
 Wedge slip at dead anchor : 6.0 mm Losses at dead anchor : 0.0 %
 Wedge slip at coupler : 6.0 mm Losses at coupler : 0.0 %

Data of Anchors:

Straight line at prs.anchor: 500.00 mm Tendon centre distance : 115.00 mm
 Straight line at fix.anchor: 500.00 mm Tendon edge distance : 70.00 mm
 Straight line at coupling : 500.00 mm

Računska kabelska linija (kable sidrani v prerezu VIII):

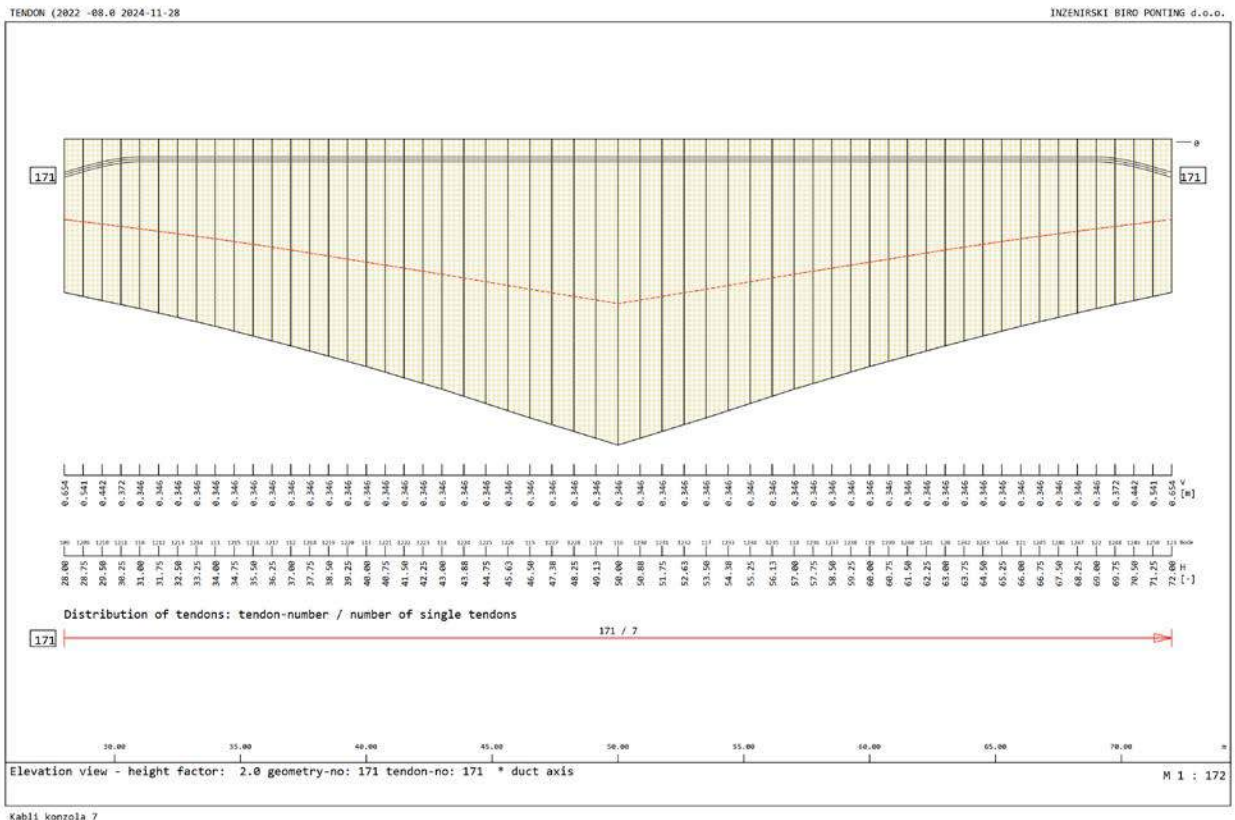
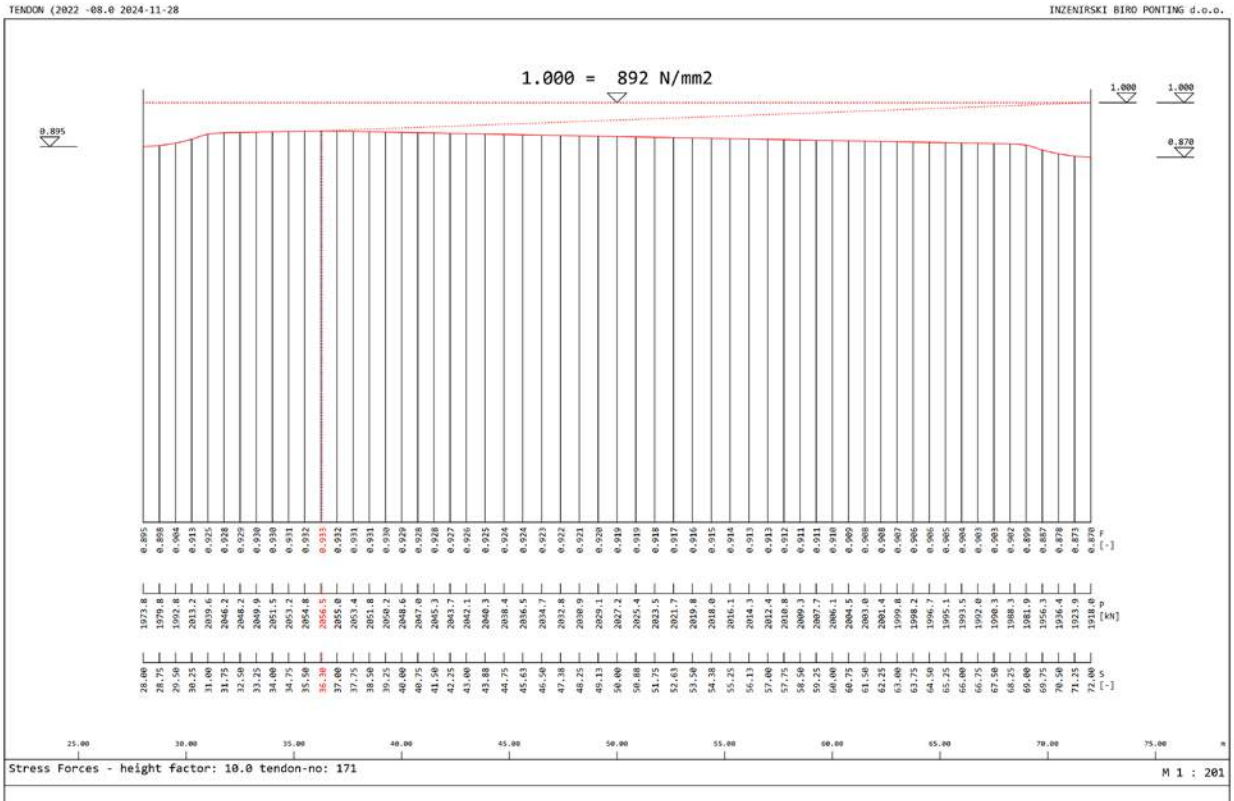


Diagram sile prednapenjanja (kabl sidrani v prerezu VIII):



Kablí konzola 7

Podatki za kable sidrane v prerezu XIV:

PRESTRESSING : 1
 Prestressing System: 18x5

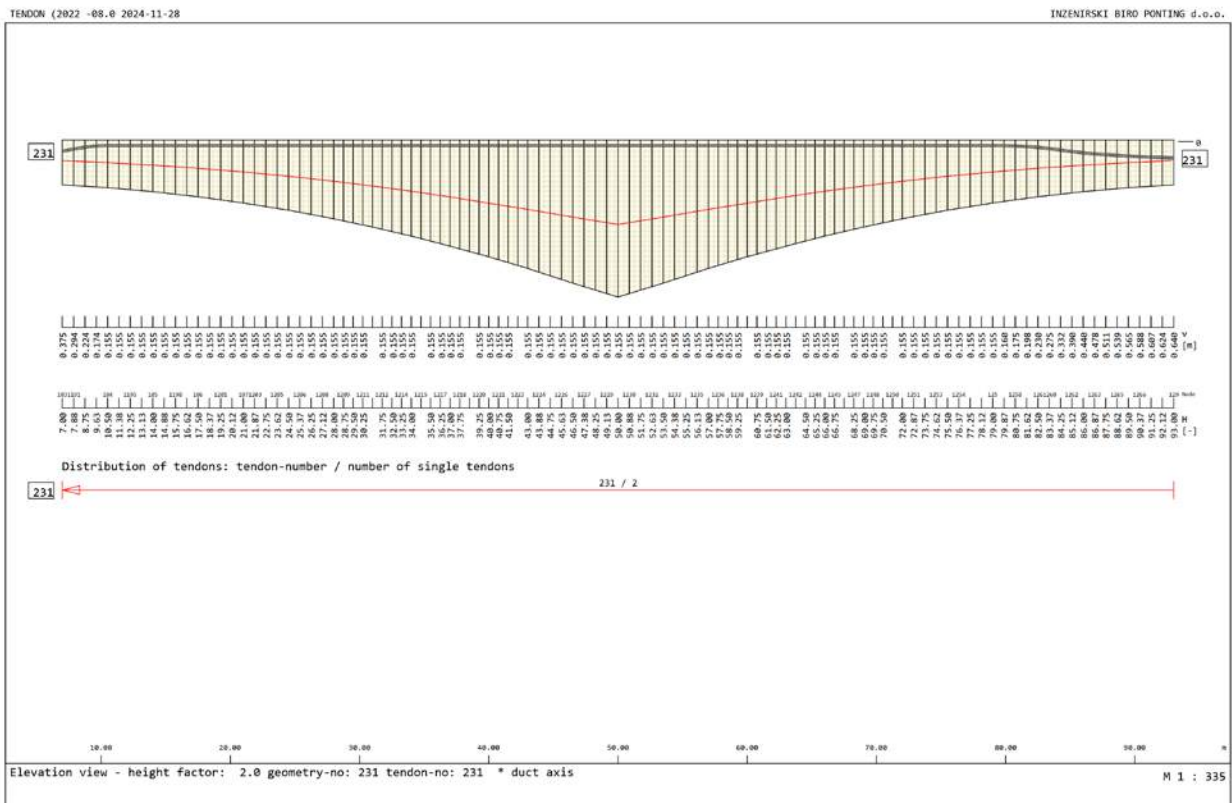
Nominal/extremal force Po : 332 kN Corresponding stress : 940 N/mm2
 Area of each tendon : 353 mm2 Number of wires : 18 pcs

Yield strength : 1570 N/mm2 Permissible radius : 6.20 m
 Tensile strength : 1765 N/mm2 Diameters of duct DI/DA : 30/ 37 mm
 Young's Modulus : 200000 N/mm2 Max. of eccentricity : 0.0 mm

Coefficients:
 MUE due to overstress : 0.200 MUE due to release : 0.200
 Wobble coefficient BETA : 0.300 deg/m Alternative wobble coeff. : 0.300 deg/m
 Wedge slip at prest.anchor: 6.0 mm Losses at pres. anchor : 0.0 %
 Wedge slip at dead anchor : 6.0 mm Losses at dead anchor : 0.0 %
 Wedge slip at coupler : 6.0 mm Losses st coupler : 0.0 %

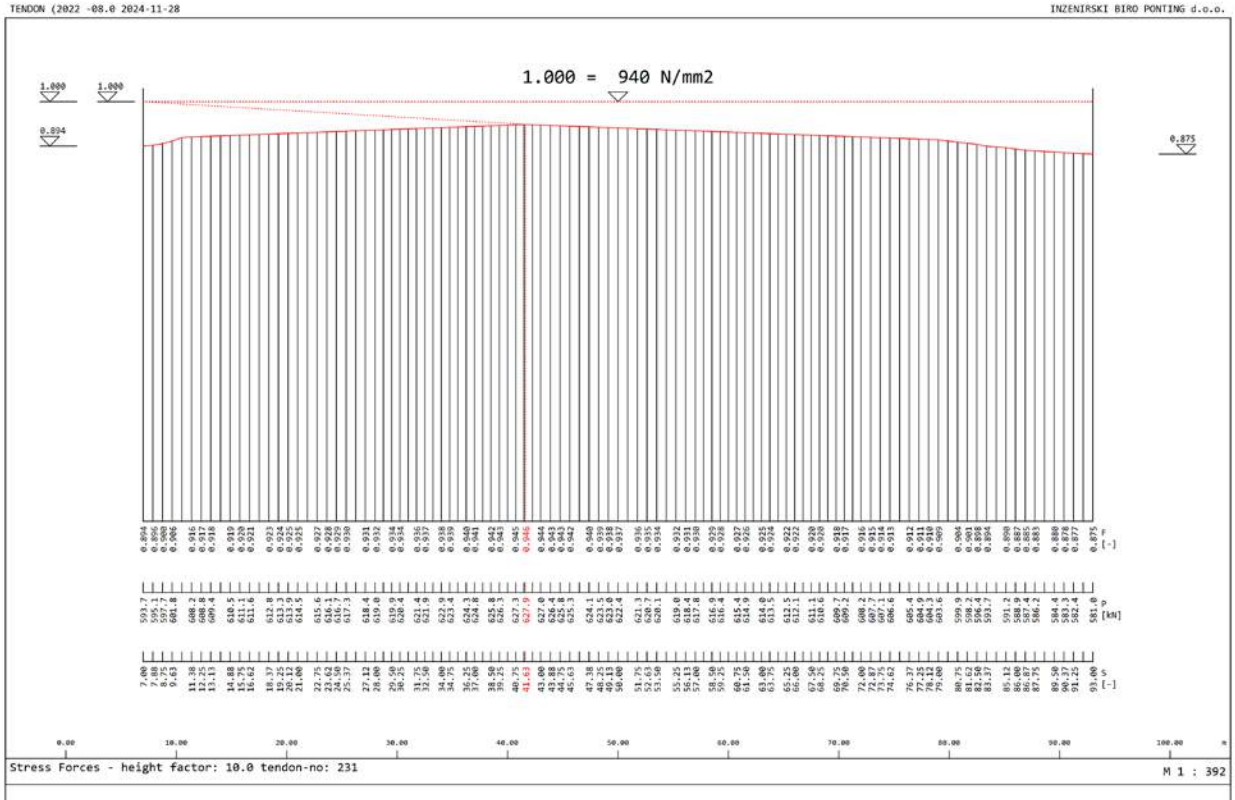
Data of Anchors:
 Straight line at prs.anchor: 500.00 mm Tendon centre distance : 115.00 mm
 Straight line at fix.anchor: 500.00 mm Tendon edge distance : 70.00 mm
 Straight line at coupling : 500.00 mm

Računska kabelska linija (ena skupina kablov sidrana v prerezu XIV):



Kabli konzola 13

Diagram sile prednapenjanja (ena skupina kablov sidrana v prerezu XIV):



Kabli konzola 13

Kabli v vmesni rešetki (Gerberjev nosilec)**Omejitve sile prednapenjanja****Začetna maksimalna vrednost napenjalne napetosti:**

$$\sigma_p \leq \sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{p,k} = 0,8 \cdot 1765 \text{ MPa} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1570 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 1412 \text{ MPa}$$

$$P_{max; 18\varnothing 5} = A_{p; 18\varnothing 5} \cdot \sigma_{p,max} = 499 \text{ kN}$$

Maksimalna sila takoj po napenjanju:

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{p,k} = 0,75 \cdot 1324 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1335 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 1324 \text{ MPa}$$

$$P_{m,0; 18\varnothing 5} = P_{max} \cdot \Delta P \leq A_{18\varnothing 5} \cdot \sigma_{pm0} = 468 \text{ kN}$$

Na podlagi statične analize, je bilo ugotovljeno, da so kabli prednapeti s silami:

- zunanji vzdolžni nosilci $P_0 = 356 \text{ kN}$
- vmesni vzdolžni nosilci $P_0 = 351 \text{ kN}$
- prečni nosilci $P_0 = 353 \text{ kN}$

Kabli se maksimalno izkoristijo na $\sigma_{pm0} \approx 0,57 \cdot f_{pk} \approx 1007 \text{ MPa}$, kar je manj, kot je dopustna napetost napenjanja.

V analizi so bile upoštevane sledeče računske karakteristike za kable:

- presek kabla $A_k = 353,3 \text{ mm}^2$ kabel $18 \varnothing 5$
- projektirana kvaliteta jekla $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1765/1570 \text{ MPa}$
- modul elastičnosti $E = 200\,000 \text{ MPa}$
- trenje $\mu = 0,20$
- valovanje $\beta = 0,30 \text{ }^\circ/\text{m}$ ($0,007 \text{ rad/m}$)
- zdrs kabla v napenjalki $u = 6,0 \text{ mm}$

V nadaljevanju so podani podatki za vmesne vzdolžne nosilce ter prečnike rešetke.

Podatki za kable v vmesnih vzdolžnih nosilcih rešetke (št.kablov 2+1+2):

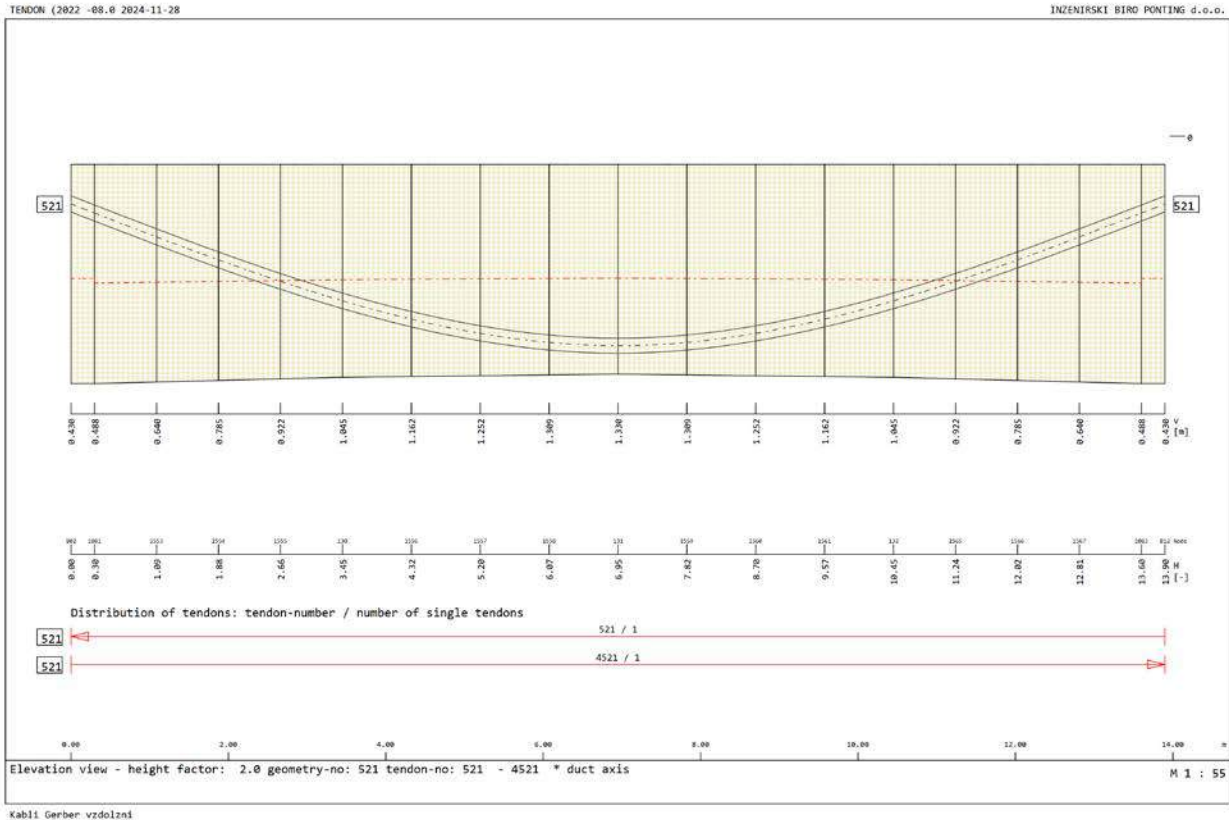
PRESTRESSING : 2
 Prestressing System: 18x5

Nominal/extremal force Po : 351 kN Corresponding stress : 993 N/mm2
 Area of each tendon : 353 mm2 Number of wires : 18 pcs

Yield strength : 1570 N/mm2 Permissible radius : 6.20 m
 Tensile strength : 1765 N/mm2 Diameters of duct DI/DA : 30/ 37 mm
 Young's Modulus : 200000 N/mm2 Max. of eccentricity : 0.0 mm

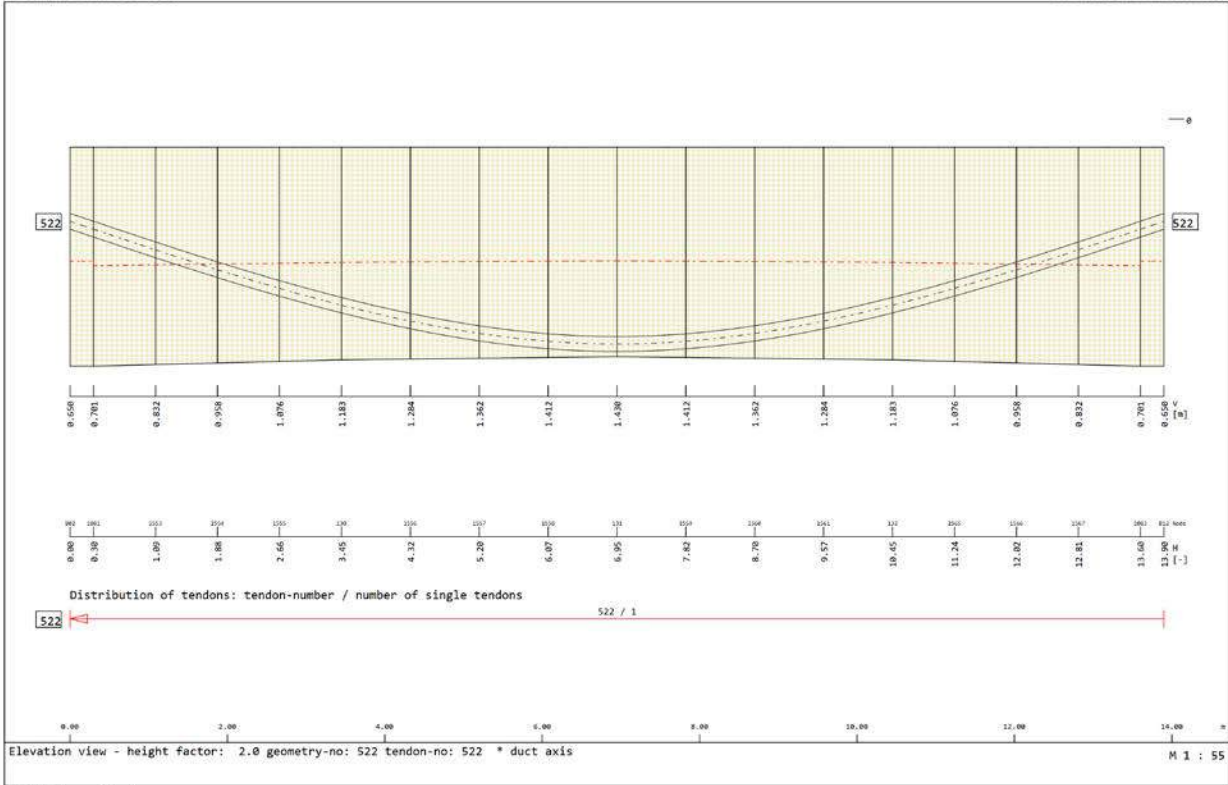
Coefficients:
 MUE due to overstress : 0.200 MUE due to release : 0.200
 Wobble coefficient BETA : 0.300 deg/m Alternative wobble coeff. : 0.300 deg/m
 Wedge slip at prest.anchor: 6.0 mm Losses at pres. anchor : 0.0 %
 Wedge slip at dead anchor : 6.0 mm Losses at dead anchor : 0.0 %
 Wedge slip at coupler : 6.0 mm Losses st coupler : 0.0 %

Računska kabelska linija (vmesni nosilci rešetke):



TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

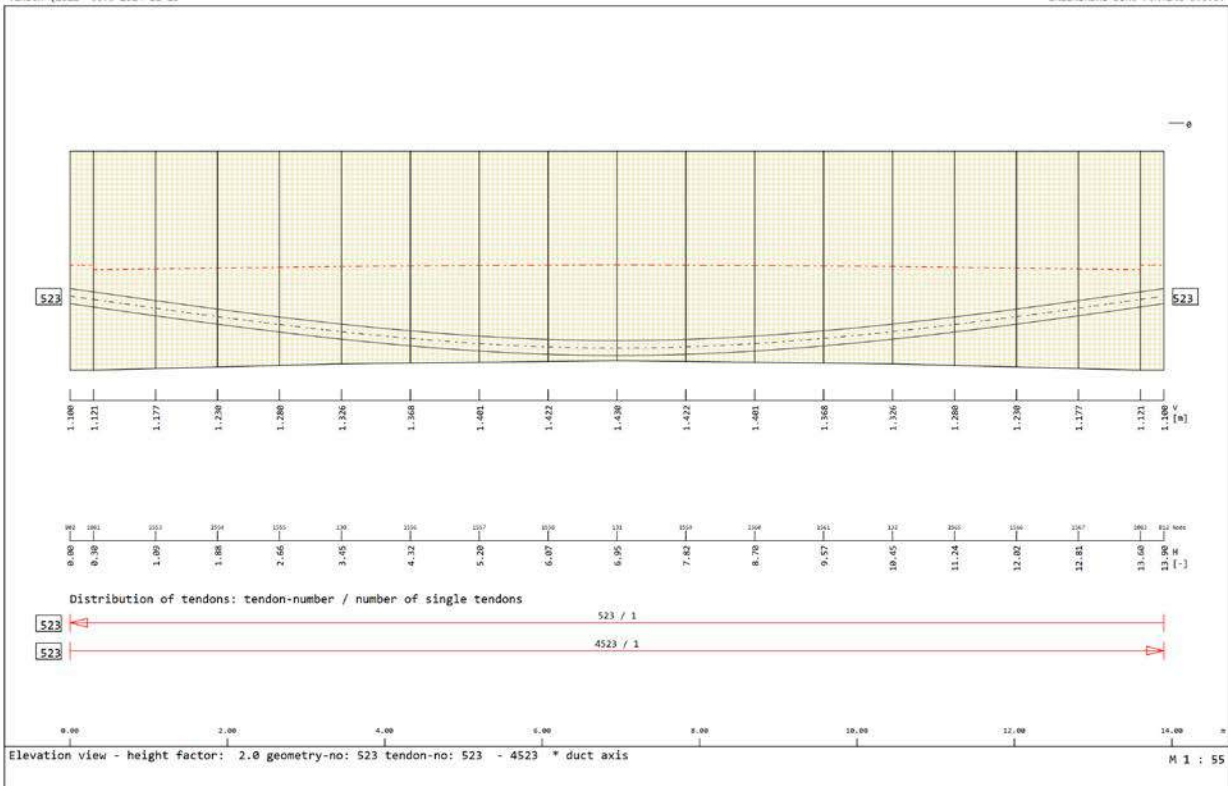
INZENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.



Kabli Gerber vzdolžni

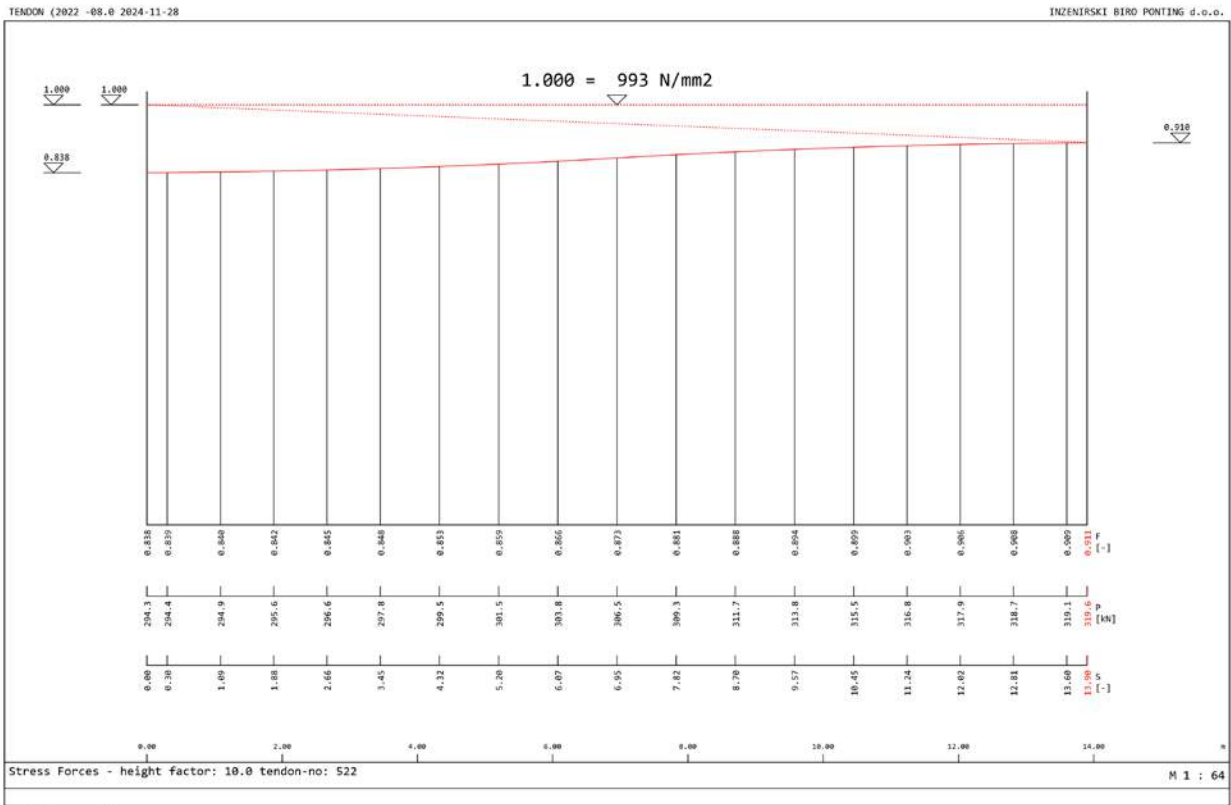
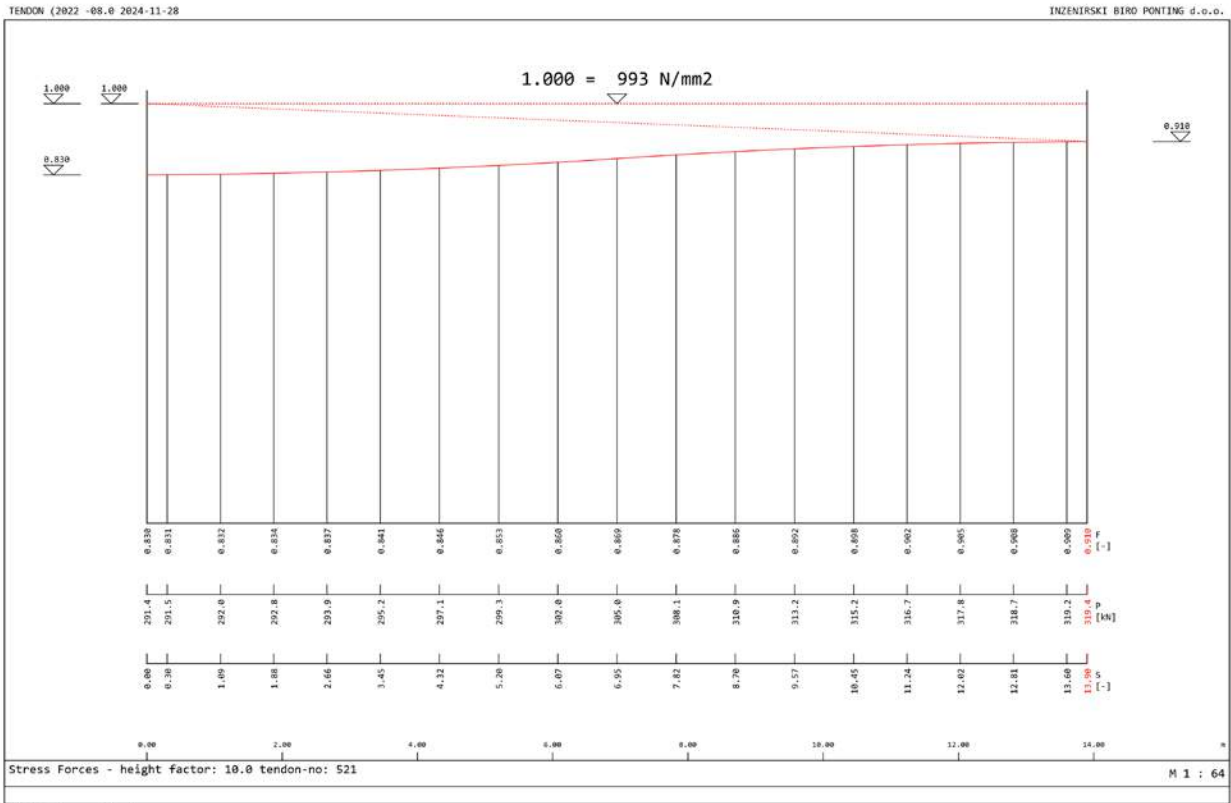
TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

INZENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.



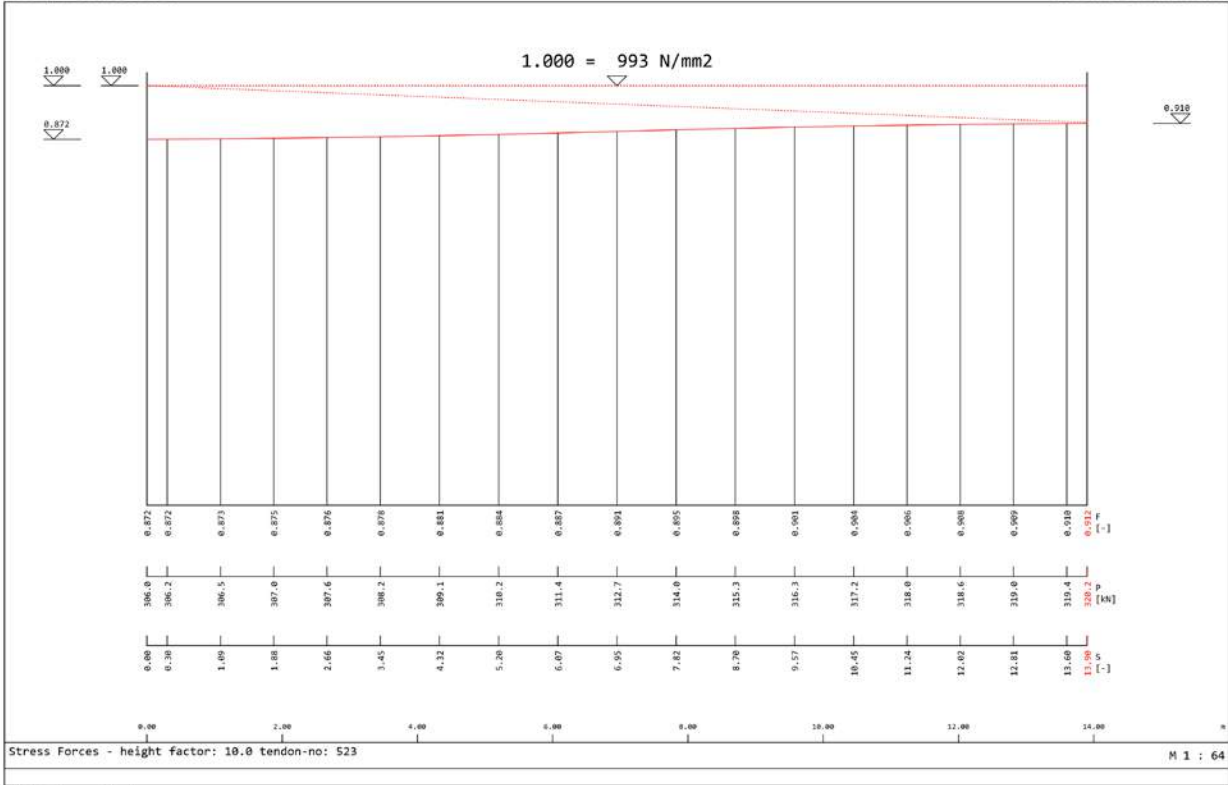
Kabli Gerber vzdolžni

Diagram sile prednapenjanja za kable v vmesnih vzdolžnih nosilcih rešetke:



TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

INZENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.



Kabli Gerber vzdolžni

Podatki za kable v prečnih nosilcih rešetke:

PRESTRESSING : 3
 Prestressing System: 18x5

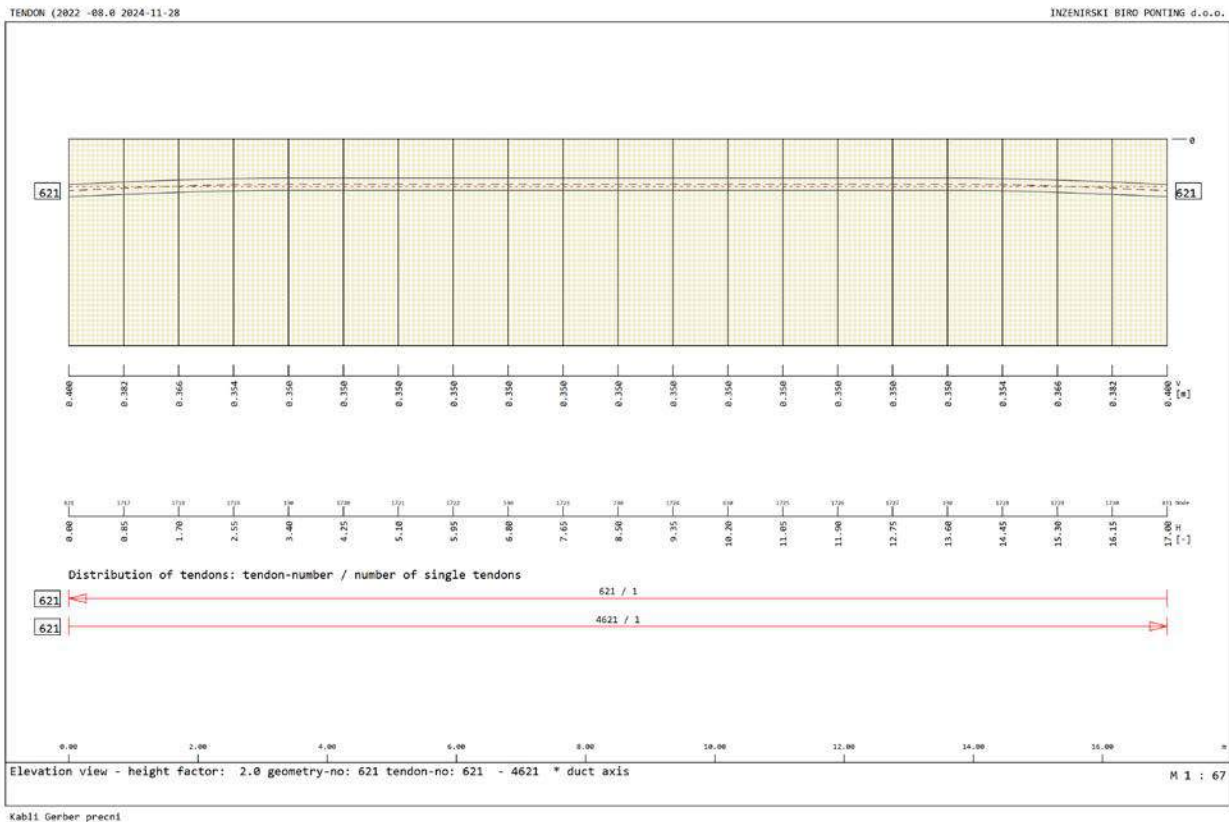
Nominal/extremal force Po : 353 kN Corresponding stress : 999 N/mm2
 Area of each tendon : 353 mm2 Number of wires : 18 pcs

Yield strength : 1570 N/mm2 Permissible radius : 6.20 m
 Tensile strength : 1765 N/mm2 Diameters of duct DI/DA : 30/ 37 mm
 Young's Modulus : 200000 N/mm2 Max. of eccentricity : 0.0 mm

Coefficients:
 MUE due to overstress : 0.200 MUE due to release : 0.200
 Wobble coefficient BETA : 0.300 deg/m Alternative wobble coeff. : 0.300 deg/m
 Wedge slip at prest.anchor: 6.0 mm Losses at pres. anchor : 0.0 %
 Wedge slip at dead anchor : 6.0 mm Losses at dead anchor : 0.0 %
 Wedge slip at coupler : 6.0 mm Losses st coupler : 0.0 %

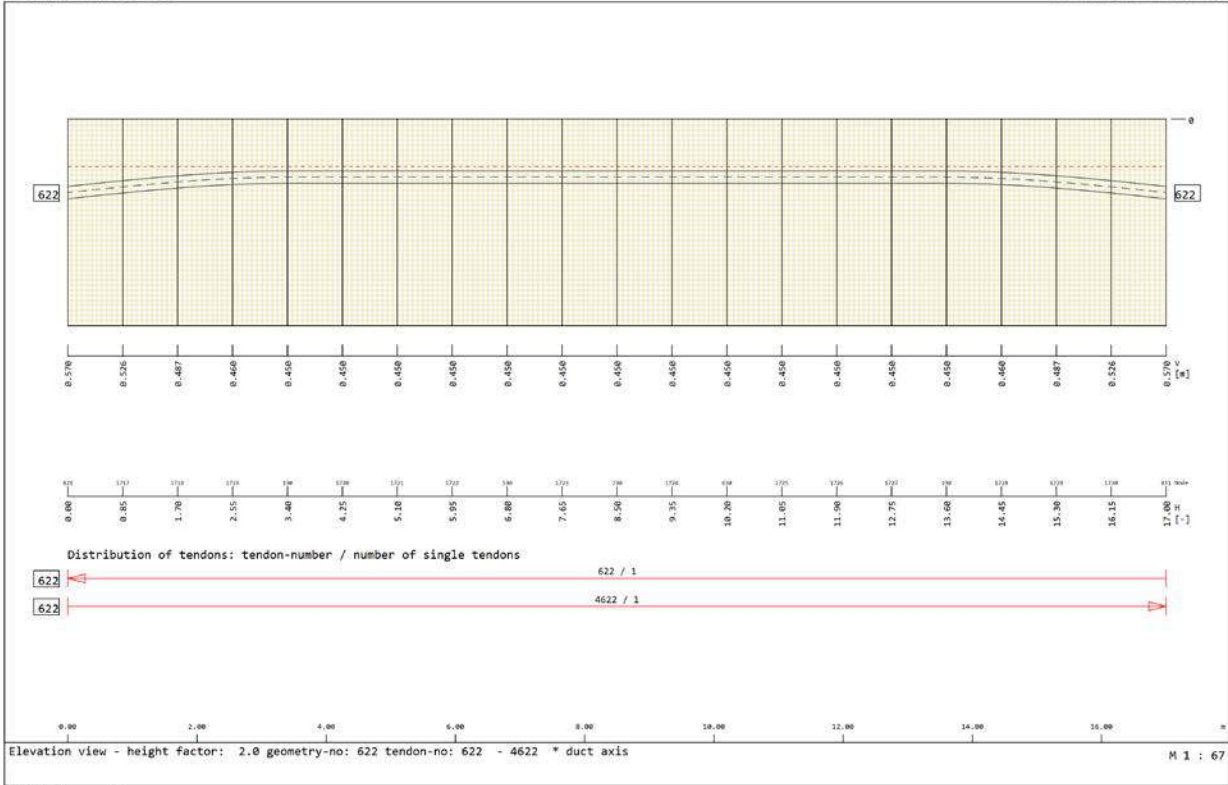
Data of Anchors:
 Straight line at prs.anchor: 500.00 mm Tendon centre distance : 115.00 mm
 Straight line at fix.anchor: 500.00 mm Tendon edge distance : 70.00 mm
 Straight line at coupling : 500.00 mm

Računska kabelska linija za kable v vmesnih prečnih nosilcih rešetke:



TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

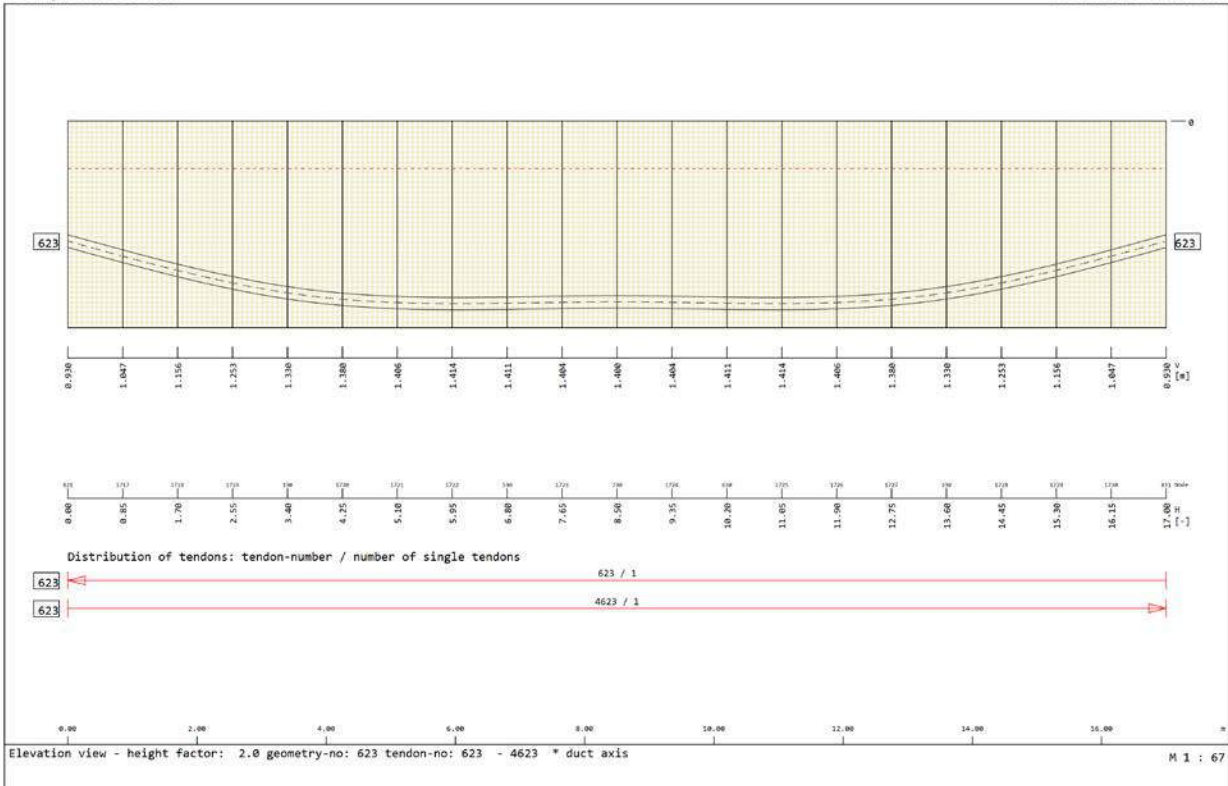
INZENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.



Kabli Gerber precni

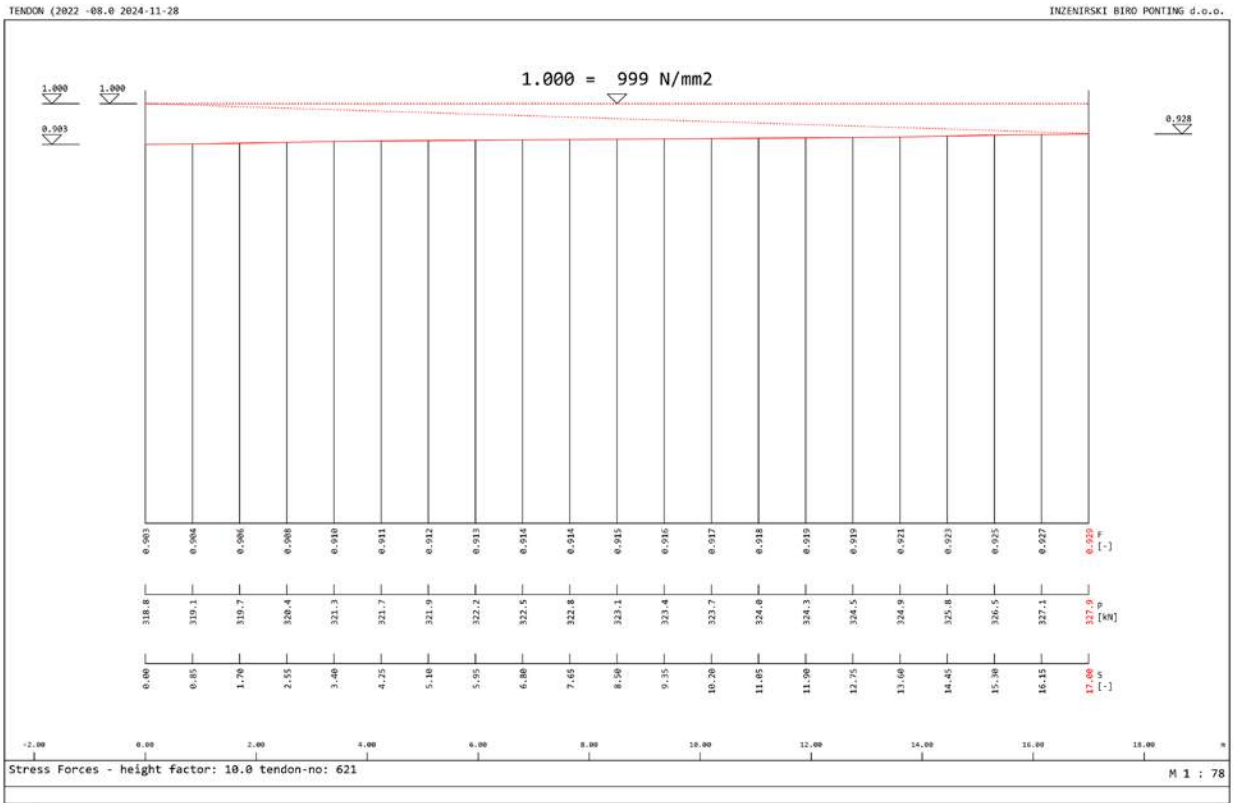
TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

INZENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.

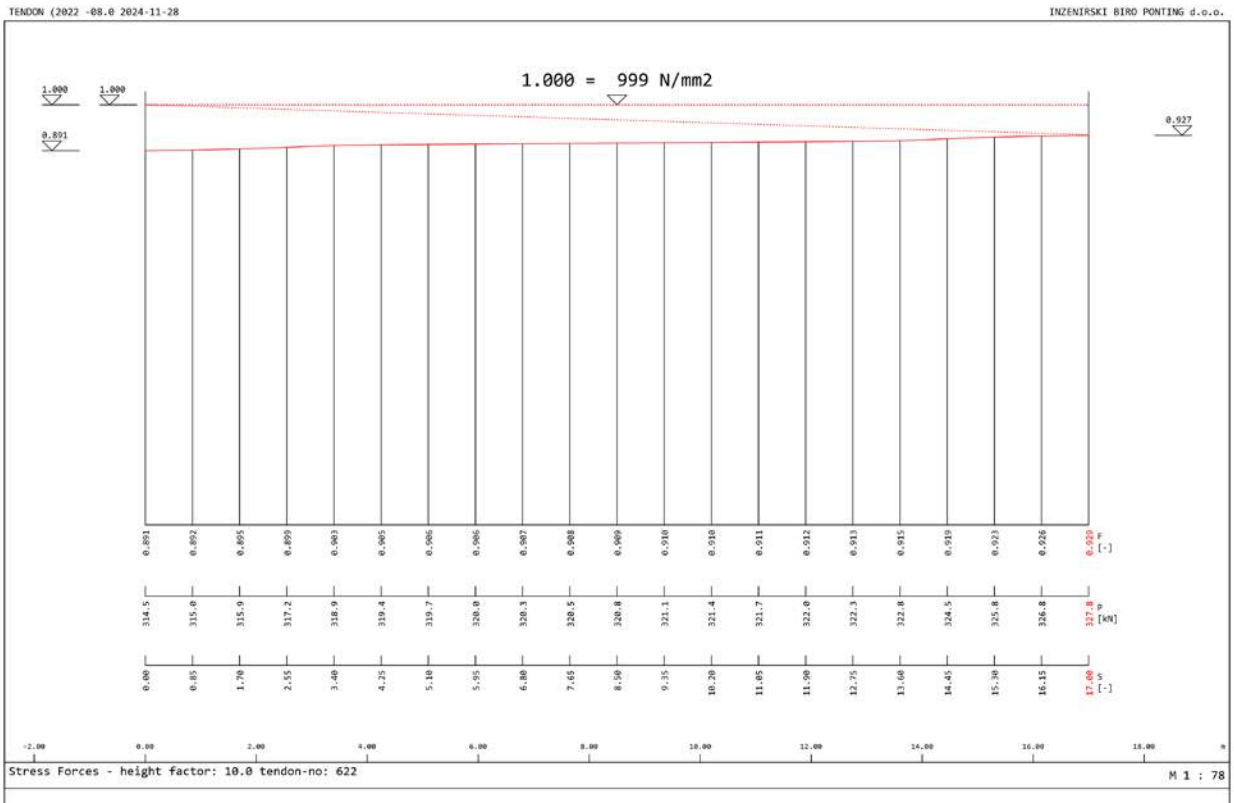


Kabli Gerber precni

Diagram sile prednapenjanja za kable v vmesnih prečnih nosilcih rešetke:



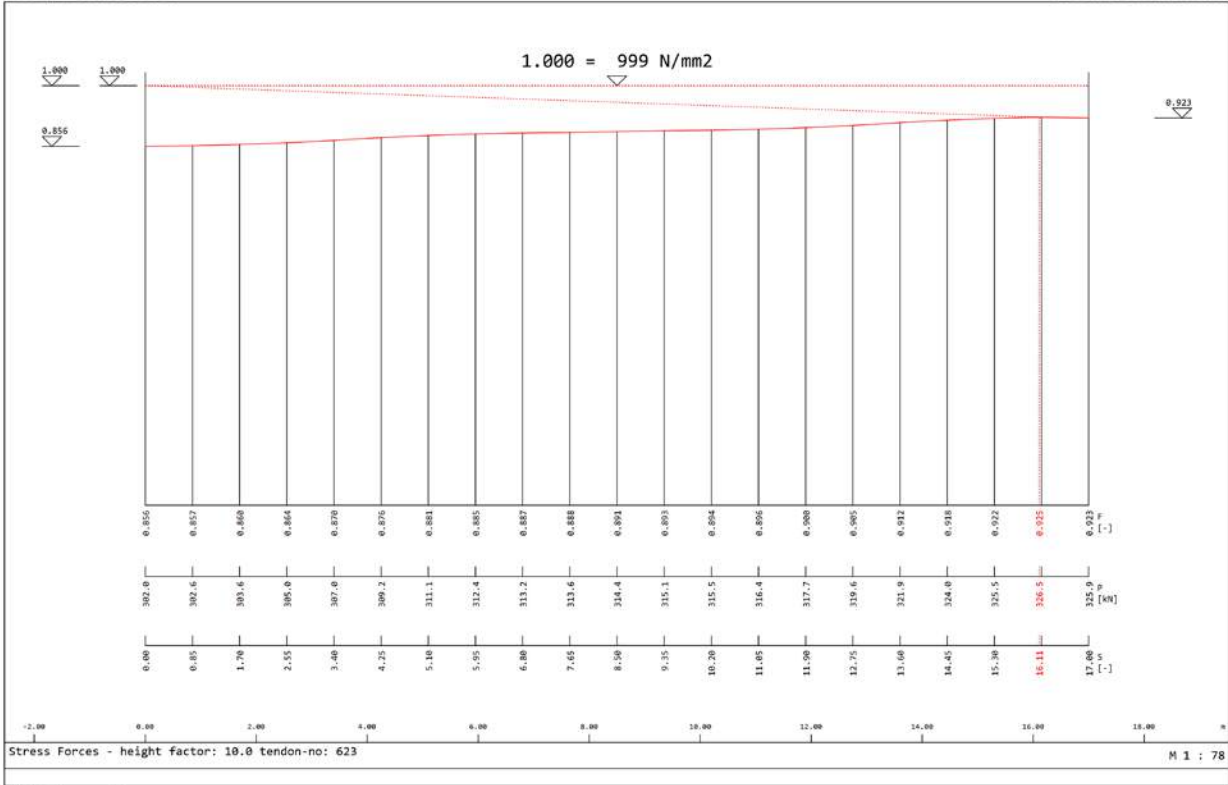
Kabli Gerber precni



Kabli Gerber precni

TENDON (2022 -08.0 2024-11-28

INŽENIRSKI BIRO PONTING d.o.o.



Kablji Gerben precni

1.7. Prometna obtežba

V nadaljevanju bodo prikazane vse prometne obtežbe, ki smo jih upoštevali pri analizi konstrukcije. Prvotno se je upoštevala osnovna obtežna shema LM1 ter osnovna zmanjšana s faktorjem $\alpha_{Qi}=0,8$, nato pa so se na konstrukcijo aplicirale še obtežne prometne sheme opisane v nadaljevanju.

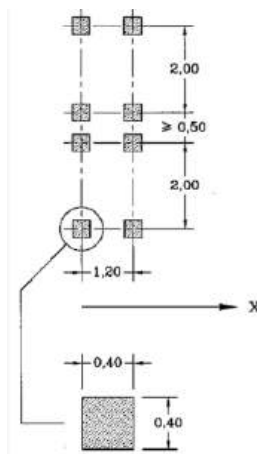
Na podlagi predvidene obremenitve objekta, podane iz strani naročnika (osebna vozila, avtobusi, gasilska in reševalna vozila ter omejena maksimalna masa težkih vozil) ter upoštevanju pravilnika o dimenzijah, masah in opreми vozil, se je kot merodajna prometna obtežba težkega vozila na posameznem pasu upoštevalo 40 tonsko vozilo enakih dimenzij, kot jih določa SIST EN 1991-2 za shemo LM1. Hkrati smo za analizo konstrukcije upoštevali realne obtežne primere, definirane za kontrolo utrujanja. Ob tem se je izvedla še analiza v skladu s prometno shemo BK60.

Obtežbe so podane v nadaljevanju.

Vertikalne obtežbe:

Obtežna shema LM1




Pri določanju obtežbe vsled motornega prometa je upoštevana osnovna obtežna shema, zmanjšana osnovna obtežba s faktorjem $\alpha_{Qi}=0,8$ ter shema pri kateri smo upoštevali 40 tonsko vozilo, katerega dimenzije so enake, kot so določene za shemo LM1 ter so prikazane na spodnji sliki. Vozil na ostalih pasovih v primeru 40 tonskega vozila nismo aplicirali, medtem ko se je obtežba UDL aplicirali v skladu z zahtevami podanimi v SIST EN 1991-2.



Upoštrevane dimenzije 40 tonskega vozila

Obtežba	TS – var 1 $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	TS – var 2 $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	TS – var 3 $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	UDL $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]
Vozni pas 1 (na os)	300	240	200 (skupaj 400)	9,0
Vozni pas 2	200	160	-	2,50
Vozni pas 3	100	80	-	2,50
Preostala površina vozišča			-	2,50
Površine za pešce in kolesarje			-	3,00 (obt.shema gr1)

Dodatne obtežne sheme, ki smo jih upoštevali pri analizi konstrukcij ter so povzete po predlaganih obremenitvah za analizo utrujanja (shema LM4), kjer smo TS simulirali s spodaj navedenimi obremenitvami.

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Asle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B

Sheme vozil upoštevane v analizi konstrukcije

V smernici Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand je za primer dvosmernega prometa dovoljena uporaba prometne sheme BK 60 iz DIN 1072, ki je prikazana na spodnji shemi. V IZP projektni dokumentaciji, načrt 11/1 Dimenzioniranje voziščne konstrukcije, št.načrta 674-DVK, BPI d.o.o, november 2021, so bile za območje Titovega mostu-Pariške komune naveden spodnje obremenitve vozil za leto 2031.

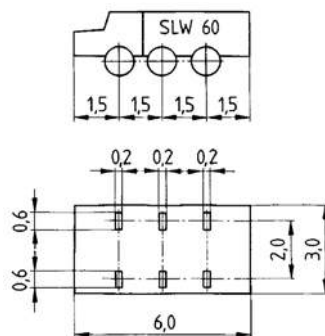
Vrsta vozila	Titov most – UI.Pariške komune	
	Število vozil/dan	% obremenitve
osebna	7215	78.36
BUS,LT, ST	1557	16.91
TT, V	435	4.73
skupaj	9207	100,0

Tabela prometnih obremenitev

Tudi ob skupnem upoštevanju avtobusov in težkih vozil je le teh na dan manj kot 2000. V skladu s tabelo podano v Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand se lahko za območje lokalnega prometa upošteva v tem primeru obtežna shema BK60.

		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	LM1 ¹⁾	BK60/30	BK60 ^{2) 3)}
2	2.000 ≤ DTV-SV < 20.000		LM1 ¹⁾	BK60/30
3	DTV-SV ≥ 20.000			LM1 ¹⁾

Ciljna stopnja obremenitve za mostove z dvema ali več voznimi pasovi v eni smeri vožnje



Gesamtlast: 600 kN
 Radlast: 100 kN
 Ersatzflächenlast: $p' = 33,3 \text{ kN/m}^2$

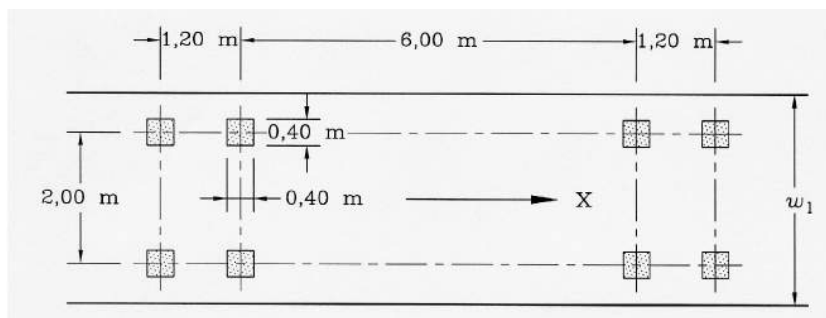
Obtežna shema BK 60

LM4

Obtežbo, ki predstavlja možno množico ljudi upoštevamo z zvezno obtežbo $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$.

KONTROLA UTRUJANJA – LM3

Utrujanje se je izvedlo z apliciranjem obtežne sheme LM3, pri kateri obtežba posamezne osi znaša 120 kN, v skladu s spodnjo shemo.



Obtežna shema LM3 za utrujanje

Horizontalna obtežba:

Zavorna sila

LM1:

$$180 \cdot \alpha_{Q,1} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

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

BK60:

$$200 \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{1k} = 0,25 \cdot (600) + 0,25 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Nadomestna obtežba:

$$200 \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot \alpha_{Q,1} \cdot (400) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot 5,0 \cdot w_1 \cdot L$$

	L=14 m (vmesna rešetka)	L=107 m (krajno polje+rešetka)	L=200 m (celotna konstrukcija)
$\alpha_{Qi}=1,0$	397,8 kN → 28,41 kN/m'	648,9 kN → 6,06 kN/m'	900 kN → 4,50 kN/m'
$\alpha_{Qi}=0,8$	325,8 kN → 23,27 kN/m'	576,9 kN → 5,39 kN/m'	828 kN → 4,14 kN/m'
BK 60	202,5 kN → 14,5 kN/m'	552 kN → 5,15 kN/m'	900 kN → 4,50 kN/m'
Nadomestna obtežba (dilatacije)	261 kN → 18,6 kN/m'	401 kN → 3,74 kN/m'	540 kN → 2,70 kN/m'

1.8. Relativni pomiki podpor

Upoštevan je relativni pomik podpor +10 mm, ki ustreza zamenjavi ležišč, medtem ko so se posedki modelirali z ustrezno togostjo podpor.

1.9. Temperaturna obtežba

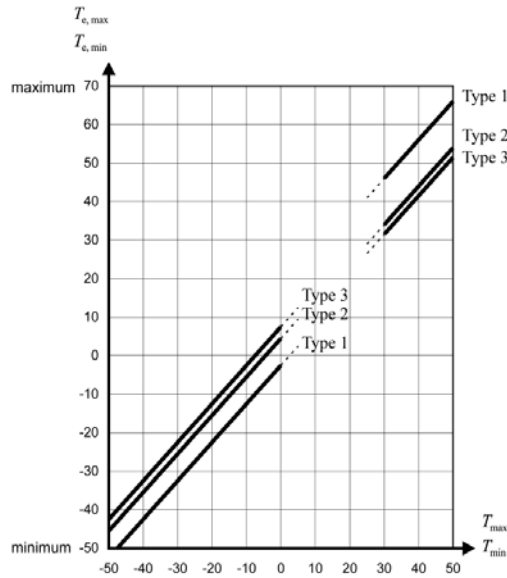
Temperaturna obtežba je določena v skladu s SIST EN 1991-5: Temperaturene obtežbe.

Min/Max vrednosti zunanje temperature zraka:

- $T_{\min,50} = -23,1^{\circ}\text{C}$
- $T_{\max,50} = +38,7^{\circ}\text{C}$

Temperaturna obtežba po EN 1991-1-5	
Enakomerna temperaturna sprememba	
Lokacija	Maribor
Tip konstrukcije	3 Betonska konstrukcija
Vrsta preklade	A Škala
Vrsta krova	Asfalt 80 [mm]
Projektna doba	100 let
Referenčna temperatura	10 °C
$T_{\max,50}$	38,7 °C
$T_{\min,50}$	-23,1 °C
Faza uporabe	Projektna doba 100 [let]
Faza gradnje	Projektna doba 5 [let]
$T_{\max,100}$	40,2 °C
$T_{\max,p}$	33,5 °C
$T_{\min,100}$	-25,7 °C
$T_{\min,p}$	-14,5 °C

Najvišja in najnižja temperatura konstrukcije



Faza gradnje	Faza uporabe	
$T_{e,max}$ 35,0 °C	$T_{e,max}$ 40,2 °C	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$
$T_{e,min}$ -6,5 °C	$T_{e,min}$ -15,1 °C	$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$
	Faza gradnje [°C]	Faza uporabe [°C]
$\Delta T_{N,exp}$	25,0	30,2
$\Delta T_{N,con}$	16,5	25,1

Neenakomerna temperaturna sprememba

Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	ΔT_{linear} (°C)	ΔT_{linear} (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	10
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.
NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{su} . Recommended values for the factor k_{su} is given in Table 6.2.

Table 6.2: Recommended values of k_{su} to account for different surfacing thickness

Surface Thickness [mm]	Road, foot and railway bridges					
	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
unsurfaced	0,7	0,8	0,9	1,0	0,8	1,1
walkway grates ¹⁾	1,0	0,8	1,1	0,9	1,0	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
balast (750 mm)	0,5	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ These values represent upper bound values for dark colour

Upoštevane temperature v analizi:

Faza	Enakomerna temperaturna sprememba		Nenakomerna temperaturna sprememba	
	Enak. segrevanje $\Delta T_{N,exp}$	Enak. ohlajevanje $\Delta T_{N,con}$	Zgornji rob toplejši $\Delta T_{M,heat}$	Spodnji rob toplejši $\Delta T_{M,cool}$
Faza gradnje	25,0	16,5	8,0	5,5
Faza uporabe	30,2	25,1	8,2	5,0

Upoštevani kombinaciji: $\Delta T_M + 0.35 \cdot \Delta T_N$ oz. $0.75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$

Za kontrolo ležišč in dilatacij je upoštevano dodatno temperaturno nihanje:

$\Delta T_{N,exp} = +10^\circ\text{C}$ $\Delta T_{N,con} = -10^\circ\text{C}$

1.10. Obtežba vetra

Podatki o lokaciji:

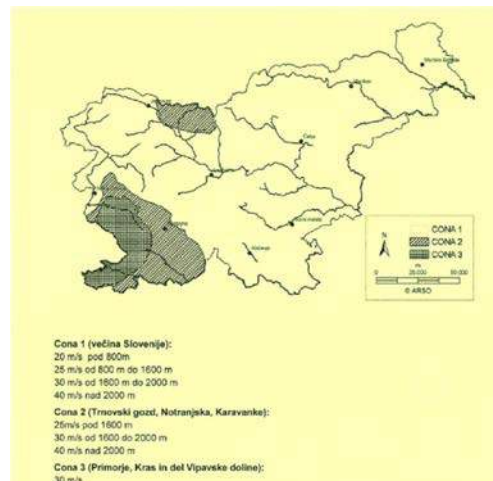
- nadmorska višina < 800 m
- cona 2
- osnovna hitrost vetra (z in brez prometa) : $v_{b,0} = 20$ m/s

Rezultirajoča sila vetra:

$$F_w = C_s C_d \cdot \Sigma C_f \cdot g_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

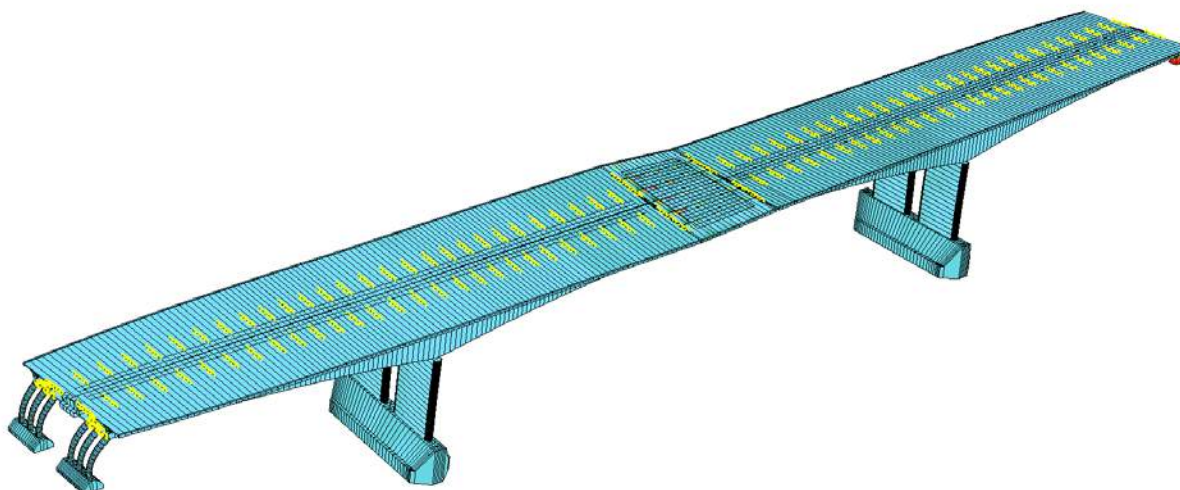
Kategorija terena II:

$$z_0 = 0,05 \quad z_{min} = 2,0 \text{ m}$$



Nihanje konstrukcije v prečni smeri:

- Območje nadvoza $f=0,951$ Hz



1. Prečna nihajna oblika

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [%]	Meff			participation		
								X[%]	Y[%]	Z[%]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	2901	3.9007E+00	0.0E+00	1.975	0.314	3.181	1.618	46.3	0.0	0.0	46.3	0.0	0.0
2	2902	4.1445E+00	0.0E+00	2.036	0.324	3.086	1.634	51.7	0.0	0.0	51.7	0.0	0.0
3	2903	1.9146E+01	0.0E+00	4.376	0.696	1.436	1.361	0.0	3.7	0.0	0.0	3.7	0.0
4	2904	2.0235E+01	0.0E+00	4.498	0.716	1.397	0.036	0.0	0.0	7.8	0.0	0.0	7.8
5	2905	2.2789E+01	0.0E+00	4.774	0.760	1.316	0.031	0.2	0.0	0.2	0.2	0.0	0.2
6	2906	3.5710E+01	0.0E+00	5.976	0.951	1.051	0.641	0.0	78.7	0.0	0.0	78.7	0.0
7	2907	1.9640E+02	0.0E+00	14.014	2.230	0.448	0.076	0.0	0.0	41.3	0.0	0.0	41.3
8	2908	2.1236E+02	0.0E+00	14.573	2.319	0.431	0.063	0.0	0.0	6.7	0.0	0.0	6.7
9	2909	2.2686E+02	0.0E+00	15.062	2.397	0.417	0.107	0.0	4.5	0.0	0.0	4.5	0.0
10	2910	4.0471E+02	0.0E+00	20.117	3.202	0.312	0.195	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0

Pri analizi je bil upoštevan koeficient dušenja za armirane stebre 0,05.

Prečna smer – brez prometa:

hmin:

Podatki	Rezultati
Geometrija konstrukcije	
Širina b <input type="text" value="200"/> [m]	Višina nad terenom h1 <input type="text" value="13"/> [m]
Višina h <input type="text" value="2.4"/> [m]	<input type="text" value="Horizontalna konstrukcija"/>
Karakteristike terena	
Kategorija terena II.	Koeficient topografije <input type="text" value="1.0"/>
Hitrost vetra	
Referenčna hitrost vetra na višini 10 m	v_b <input type="text" value="20"/> [m/s]
Srednja hitrost vetra na višini z	$v_m(z)$ <input type="text" value="21.47"/> [m/s]
Karakteristike konstrukcije	
Frekvenca udarne obtežbe vetra	<input checked="" type="checkbox"/> n <input type="text" value="0.448"/> [Hz]
Osnovna lastna frekvenca konstrukcije	$n_{1,x}$ <input type="text" value="0.951"/> [Hz]
Logaritemski dekrement dušenja	d <input type="text" value="0.05"/>

Podatki	Rezultati	
$c_s c_d$	Koeficient konstrukcije	0.833
c_s	Dimenzijski koeficient	0.612
c_d	Dinamični koeficient	1.362
$v_m(z)$	Srednja hitrost vetra	21.466 m/s
$q_p(z)$	Pritisk maksimalne hitrosti vetra	0.645 kN/m ²
n	Pričakovana frekvenca nihanja	0.448 Hz
$I_v(z)$	Intenziteta turbulence	0.177
B	Osnovni del odgovora	0.612
R	Rezultantni del odgovora	0.327
$C_0(z)$	Koeficient topografije	1.000
$C_r(z)$	Koeficient hrapavosti	1.073
$C_e(z)$	Koeficient izpostavljenosti	2.579
z_0	Dolžina neravnin	0.050 m
$L(z)$	Integralna vrednost dolžine turbulence	75.776 m
$S_L(z,n)$	Gostota spektralne energije	0.060
R_h	Aerodinamična vhodna funkcija	0.740
R_b	Aerodinamična vhodna funkcija	0.024

hmax:

Podatki	Rezultati
Geometrija konstrukcije	
Širina b <input type="text" value="200"/> [m]	Višina nad terenom h1 <input type="text" value="13"/> [m]
Višina h <input type="text" value="6.83"/> [m]	<input type="text" value="Horizontalna konstrukcija"/>
Karakteristike terena	
Kategorija terena II.	Koeficient topografije <input type="text" value="1.0"/>
Hitrost vetra	
Referenčna hitrost vetra na višini 10 m	v_b <input type="text" value="20"/> [m/s]
Srednja hitrost vetra na višini z	$v_m(z)$ <input type="text" value="22.02"/> [m/s]
Karakteristike konstrukcije	
Frekvenca udarne obtežbe vetra	<input checked="" type="checkbox"/> n <input type="text" value="0.372"/> [Hz]
Osnovna lastna frekvenca konstrukcije	$n_{1,x}$ <input type="text" value="0.951"/> [Hz]
Logaritemski dekrement dušenja	d <input type="text" value="0.05"/>

Podatki	Rezultati	
$c_s c_d$	Koeficient konstrukcije	0.818
c_s	Dimenzijski koeficient	0.618
c_d	Dinamični koeficient	1.322
$v_m(z)$	Srednja hitrost vetra	22.017 m/s
$q_p(z)$	Pritisk maksimalne hitrosti vetra	0.669 kN/m ²
n	Pričakovana frekvenca nihanja	0.372 Hz
$I_v(z)$	Intenziteta turbulence	0.173
B	Osnovni del odgovora	0.618
R	Rezultantni del odgovora	0.263
$C_0(z)$	Koeficient topografije	1.000
$C_r(z)$	Koeficient hrapavosti	1.101
$C_e(z)$	Koeficient izpostavljenosti	2.676
z_0	Dolžina neravnin	0.050 m
$L(z)$	Integralna vrednost dolžine turbulence	81.711 m
$S_L(z,n)$	Gostota spektralne energije	0.058
R_h	Aerodinamična vhodna funkcija	0.483
R_b	Aerodinamična vhodna funkcija	0.025

Prečna smer – s prometom:

hmin:

Podatki	Rezultati
Geometrija konstrukcije	
Širina b	200 [m]
Višina nad terenom h1	13 [m]
Višina h	3,8 [m]
	Horizontalna konstrukcija
Karakteristike terena	
Kategorija terena	II.
Koeficient topografije	1.0
Hitrost vetra	
Referenčna hitrost vetra na višini 10 m	v_b 20 [m/s]
Srednja hitrost vetra na višini z	$v_m(z)$ 21.65 [m/s]
Karakteristike konstrukcije	
Frekvenca udarne obtežbe vetra	<input checked="" type="checkbox"/> n 0.420 [Hz]
Osnovna lastna frekvenca konstrukcije	$n_{1,x}$ 0.951 [Hz]
Logaritmski dekrement dušenja	d 0.05

Podatki	Rezultati	
$c_s c_d$	Koeficient konstrukcije	0.827
c_s	Dimenzijski koeficient	0.614
c_d	Dinamični koeficient	1.346
$v_m(z)$	Srednja hitrost vetra	21.649 m/s
$q_p(z)$	Pritisk maksimalne hitrosti vetra	0.653 kN/m ²
n	Pričakovana frekvenca nihanja	0.420 Hz
$I_v(z)$	Intenziteta turbulence	0.176
B	Osnovni del odgovora	0.614
R	Rezultantni del odgovora	0.303
$C_0(z)$	Koeficient topografije	1.000
$C_r(z)$	Koeficient hrapavosti	1.082
$C_e(z)$	Koeficient izpostavljenosti	2.611
z_0	Dolžina neravnin	0.050 m
L(z)	Integralna vrednost dolžine turbulence	77.697 m
$S_I(z,n)$	Gostota spektralne energije	0.060
R_h	Aerodinamična vhodna funkcija	0.637
R_b	Aerodinamična vhodna funkcija	0.024

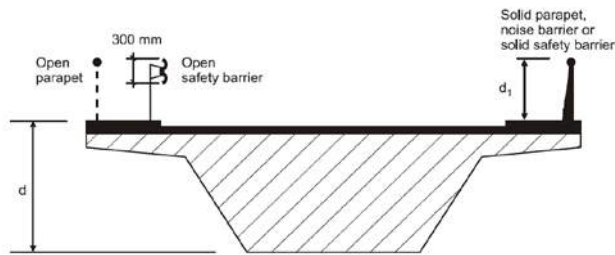
hmax:

Podatki	Rezultati
Geometrija konstrukcije	
Širina b	200 [m]
Višina nad terenom h1	13 [m]
Višina h	8,17 [m]
	Horizontalna konstrukcija
Karakteristike terena	
Kategorija terena	II.
Koeficient topografije	1.0
Hitrost vetra	
Referenčna hitrost vetra na višini 10 m	v_b 20 [m/s]
Srednja hitrost vetra na višini z	$v_m(z)$ 22.17 [m/s]
Karakteristike konstrukcije	
Frekvenca udarne obtežbe vetra	<input checked="" type="checkbox"/> n 0.355 [Hz]
Osnovna lastna frekvenca konstrukcije	$n_{1,x}$ 0.951 [Hz]
Logaritmski dekrement dušenja	d 0.05

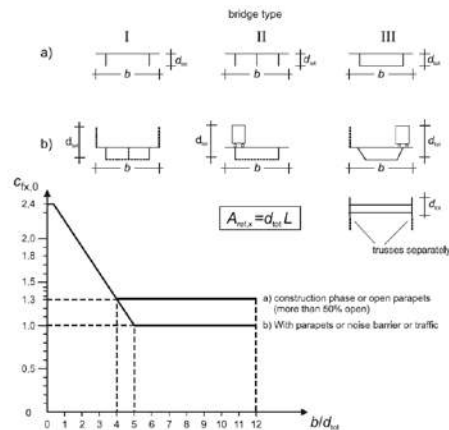
Podatki	Rezultati	
$c_s c_d$	Koeficient konstrukcije	0.815
c_s	Dimenzijski koeficient	0.620
c_d	Dinamični koeficient	1.314
$v_m(z)$	Srednja hitrost vetra	22.169 m/s
$q_p(z)$	Pritisk maksimalne hitrosti vetra	0.676 kN/m ²
n	Pričakovana frekvenca nihanja	0.355 Hz
$I_v(z)$	Intenziteta turbulence	0.171
B	Osnovni del odgovora	0.620
R	Rezultantni del odgovora	0.250
$C_0(z)$	Koeficient topografije	1.000
$C_r(z)$	Koeficient hrapavosti	1.108
$C_e(z)$	Koeficient izpostavljenosti	2.703
z_0	Dolžina neravnin	0.050 m
L(z)	Integralna vrednost dolžine turbulence	83.429 m
$S_I(z,n)$	Gostota spektralne energije	0.058
R_h	Aerodinamična vhodna funkcija	0.436
R_b	Aerodinamična vhodna funkcija	0.025

Pri izračunu obtežbe vetra smo upoštevali $c_s c_d = 1,0$ tako za prekladno konstrukcijo kot tudi stebre.

Rezultirajoča sila vetra: $F_w = C_s C_d \cdot \Sigma C_f \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{ref}$



Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$



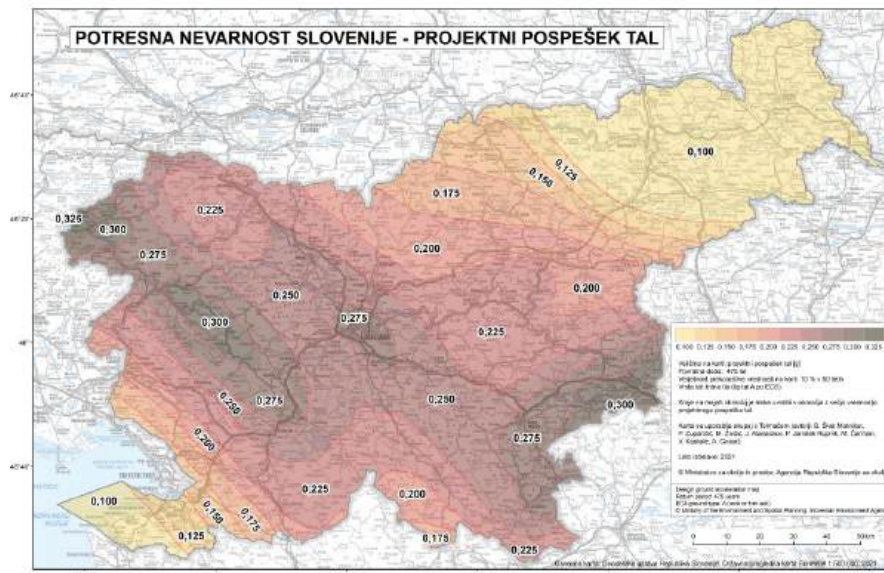
		$C_s C_d$	C_f	$q_p(Z_e)$	$A_{ref} [\text{m}]$	$F_w [\text{kN/m}']$
Minimalna višina (območje krajnih podpor/sredina)	Veter brez prometa	1,0	1,30	0,645	2,40	2,01
	Veter s prometom	1,0	1,30	0,653	3,80	3,23
Maksimalna višina (območje krajnih podpor/sredina)	Veter brez prometa	1,0	1,52	0,669	6,83	6,95
	Veter s prometom	1,0	1,69	0,676	8,17	9,33

1.11. Potresna obtežba

Kot je že bilo povzeto v odstavku z geološko geomehanskimi podatki, so se podatki glede seizmičnosti terena, zaradi pomanjklive osnovne dokumentacije povzeli po najnovjših geoloških poročilih, za objekte grajene v neposredni bližini. Potrebni podatki za dinamično analizo so se povzeli na podlagi geološkega poročila GMM 6710/11_PGD (Geoinženiring d.o.o.), v katerem so zajeti podatki o preiskavah tal za potrebe projektiranja in gradnje brvi Lent-Tabor preko reke Drave v Mariboru.

Potresna obtežba je določena v skladu s SIST EN 1998-2: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih, Mostovi. Izvedena je modalna seizmična analiza ob upoštevanju:

- projektni spekter za horizontalno obtežbo in 5% kritičnega dušenja
- projektni pospešek $a_g = 0.10$ (9.81 m/sec²)
- kategorija tal C
- faktor pomembnost objekta BIF = 1.0



Nova potresna karta Slovenije

Pri izračunu smo upoštevali življensko dobo 30 let, katera se je upoštevala kot preostala življenska doba objekta. Na podlagi tega se je izračunal dejanski projektni pospešek in povratna doba.

$$a_{gc}/a_g = (T_{RC}/T_{NRC})^k$$

$$t_c = 30 \text{ let}$$

$$t_{RC} = 1/(1-(1-p)^{1/t_c}) = 30/0,10 = 285 \text{ let} \quad \rightarrow \text{povratna doba je 285 let, kar ustreza verjetnosti preseganja 10\% v 30 letih}$$

$$t_{NRC} = 475 \text{ let}$$

$$k_0 \approx [0,30 - 0,45] \rightarrow 0,35$$

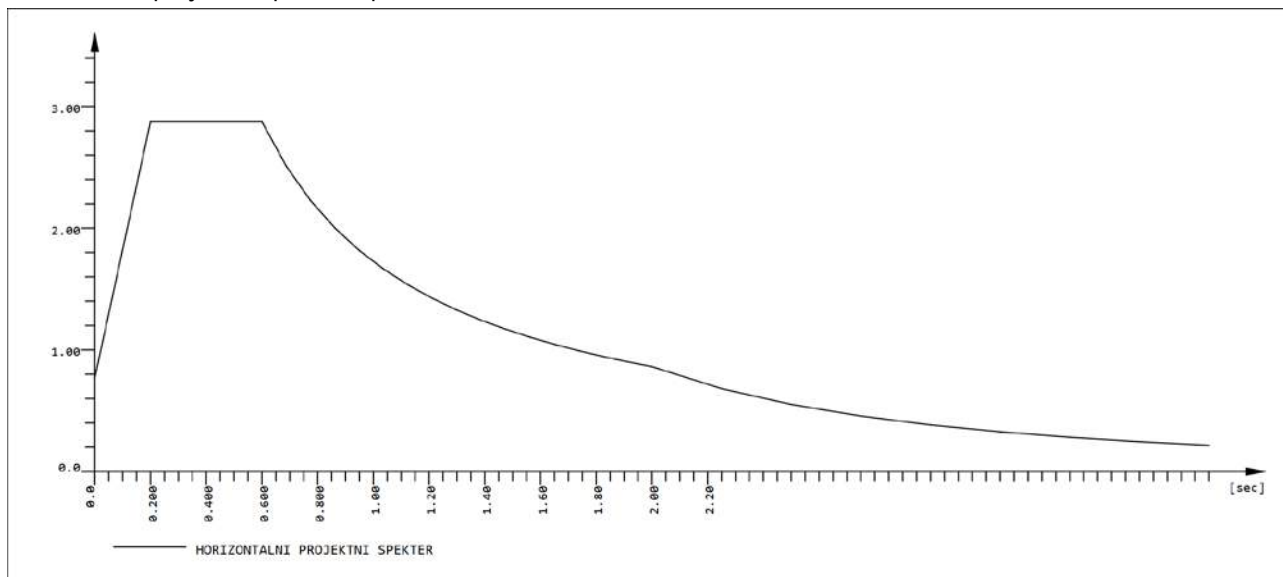
$$a_{gc}/a_g = (285/475)^{0,35} = 0,836$$

$$a_{gc} = 0,836 \cdot 0,10g = 0,0836g$$

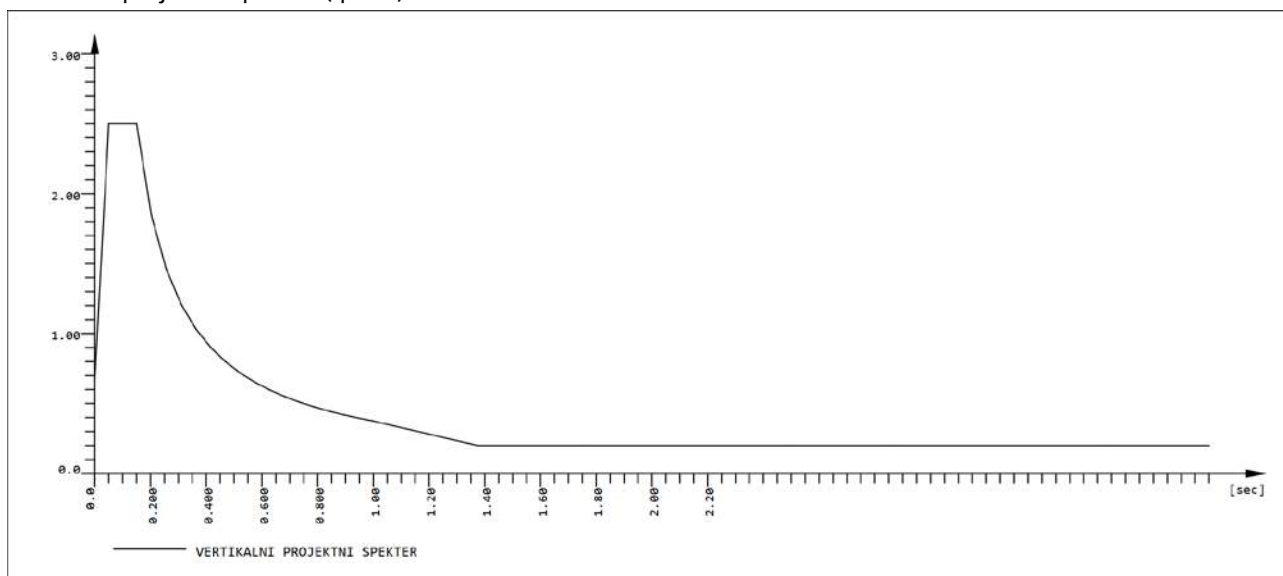
Pri analizi so upoštevani spodaj navedeni faktorji redukcije tal q .

	L	h (merodajna dimenzija)	$\alpha_s=L/h$	$\lambda (\alpha_s)$	Faktor obnašanja q
Skupna podpora	7,5	0,70	10,7	1,0	3,5
Vmesne podpore	13,0	1,2 - vzd 8,4 - pre	10,83 1,55	1,0 0,72	3,5 2,52→1,5
Desno obrežni opornik	/	/	/	/	1,0

Horizontalni projektni spekter ($q=1,0$):

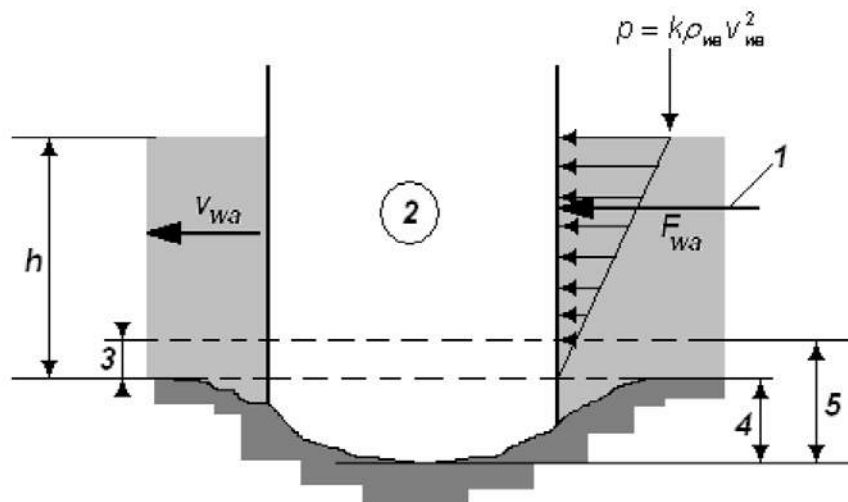


Vertikalni projektni spekter ($q=1,0$):



1.12. Obtežba vodnega toka

Vpliv vodnega toka na stebre je bil narejen v skladu s shemo iz EN 1991-1-6, in sicer:



Na podlagi razpoložljivih podatkov je bil za analizo upoštevan maksimalni pretok Drave $Q_{100} = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$. Ob upoštevanju svetle odprtine rečnega profila je bila izračunana hitrost $v \approx 3,4 \text{ m/s}$.

Prav tako se je pri analizi upoštevalo, da je možen pojav plavja. Zaradi tega se je osnovna širina stebra ($b_0 = 1,2 \text{ m}$) povečala na $b = 4,0$ (faktor povečanja 3.33).

$$k = 0,70$$

$$v_{wa} = 3,4 \text{ m/s}$$

$$b_0 = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 4,0 \text{ m}$$

$$h = 8.5 \text{ m}$$

$$F_{wa} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_{wa} \cdot h \cdot b \cdot v_{wa}^2 = 138 \text{ kN} \rightarrow 16,2 \text{ kN/m'}$$

C. ANALIZA TITOVEGA MOSTU

1. OBREMENITVE KONSTRUKCIJE

V nadaljevanju je prikazana analiza glavne premostitve reke Drave, Titovega mostu. Skupna dolžina glavne premostitve znaša 200,0 m (50,0 m + 100,0 m + 50,0 m). V končnem stanju po izgradnji je glavna premostitvena konstrukcija z Gerberjevim nosilecem s členki v srednjem polju. V prečnem prerezu je sestavljena iz dveh škatlastih nosilcev, ki sta povezana z voziščno ploščo in prečniki. Škatlasta profila sestavljajo po trije glavni nosilci z voziščno in spodnjo – tlačno ploščo. Višina konstrukcije je spremenljiva in znaša od 6,15 m nad vmesnima podporama, do 1,72 m v sredini glavnega razpona oz. na območju krajnih podpor.

Na naslednjih straneh so prikazane:

- notranje statične količine po posameznih (merodajnih) obtežnih primerih
 - lastna teža
 - krov
 - reologija
 - prednapenjanje
 - obtežba vetra
 - temperatura (enak.temp.sprememba - segrevanje)
 - temperatura (enak.temp.sprememba - ohlajevanje)
 - temperatura (neenak.temp.sprememba – zg.topleje)
 - temperatura (neenak.temp.sprememba – sp.topleje)
 - menjava ležišč
 - prometna obtežba – TS LM1
 - prometna obtežba – TS 40 ton
 - prometna obtežba – TS -shema LM 4
 - prometna obtežba – UDL
 - sila zaviranja
 - LM4
 - prometna obtežba – BK 60
 - Obtežba vodnega toka
- notranje statične količine po posameznih (merodajnih) kombinacijah,
 - mejno stanje nosilnosti
 - mejno stanje uporabnosti – karakteristična kombinacija
 - mejno stanje uporabnosti – pogosta kombinacija kombinacija
 - mejno stanje uporabnosti – navidezno stalna kombinacija
- kontrola mejnega stanja uporabnosti (MSU)
- kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN)

V sklopu analize so se izvedle kontrole le za merodajne in potencialno problematične dele konstrukcije, medtem ko se deli konstrukcije, kjer ni možno pričakovati težav niso preverjali. Analiza bo potekala ob upoštevanju različnih predpostavk, ki bodo prikazane in opisane v sklopu posameznih delov poročila. V spodnji tabeli je prikazana zasnova računskih predpostavk.

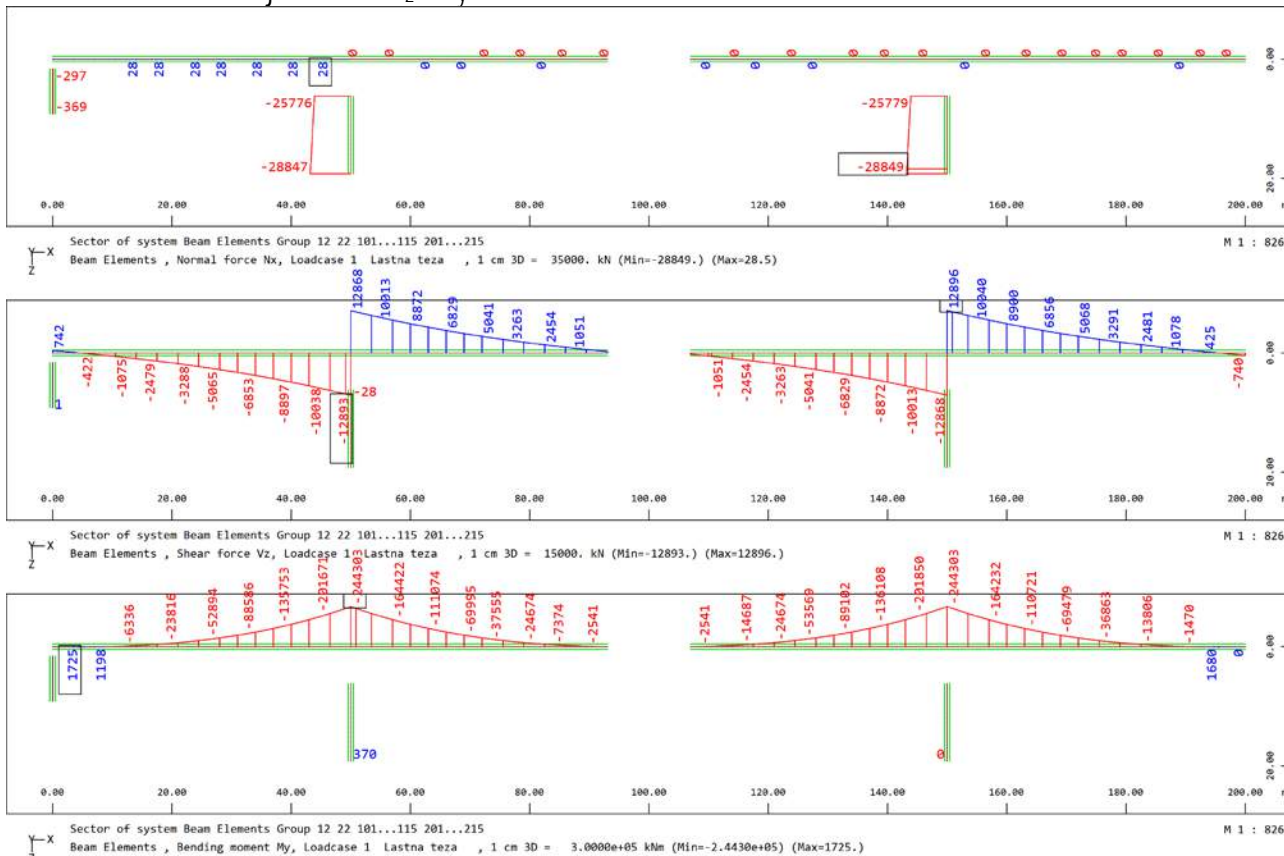
Predpostavka		Prometne sheme				
		TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS - LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
a	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%					
b	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 50%					
c	Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%					

V primeru, da bo glede na zgornje predpostavke za posamezne elemente že dokazano, da ne zadoščajo zahtevanim pogojem, se nadaljnje kontrole za te elemente ne bodo izvajale.

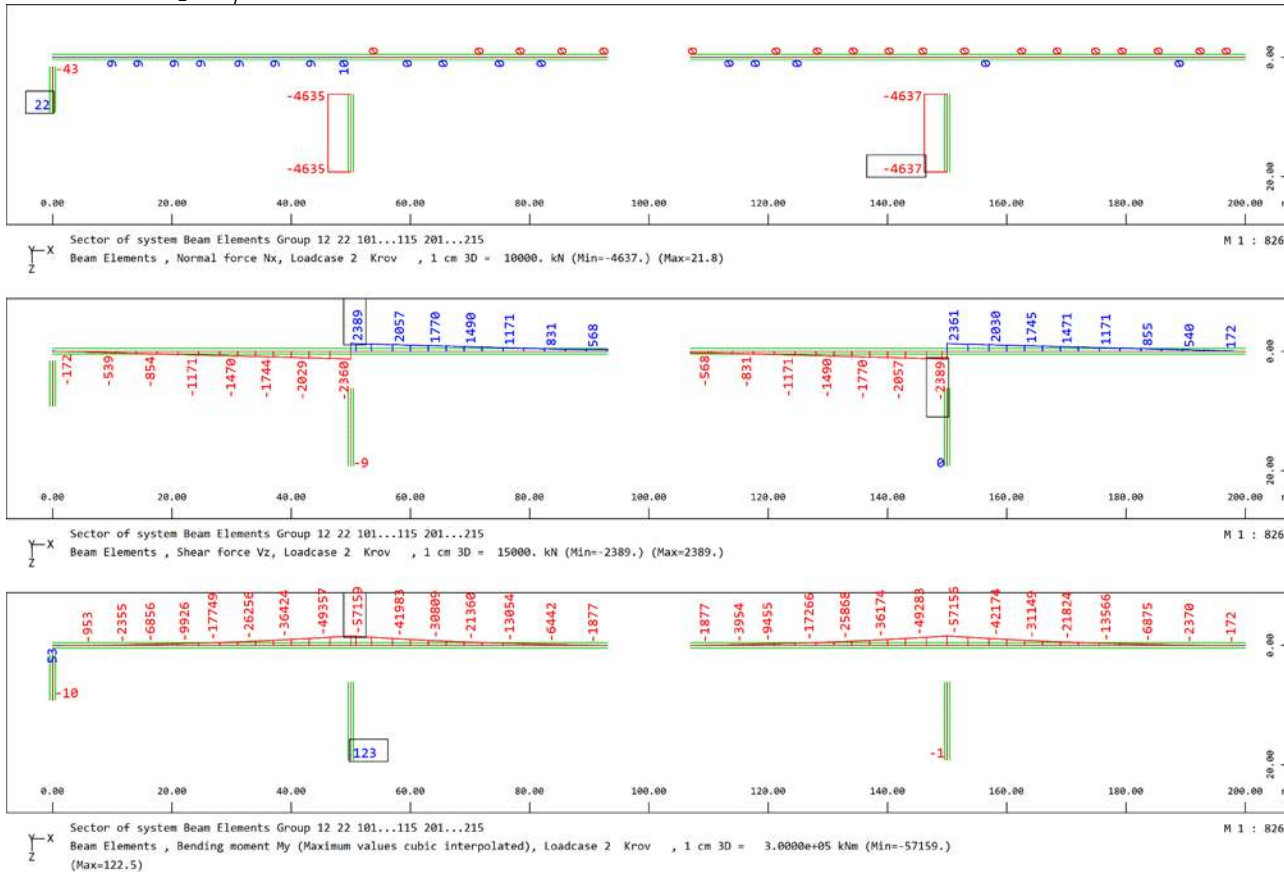
1.1. Notranje statične količine po posameznih obtežnih primerih

Prekladna konstrukcija – konzolni del

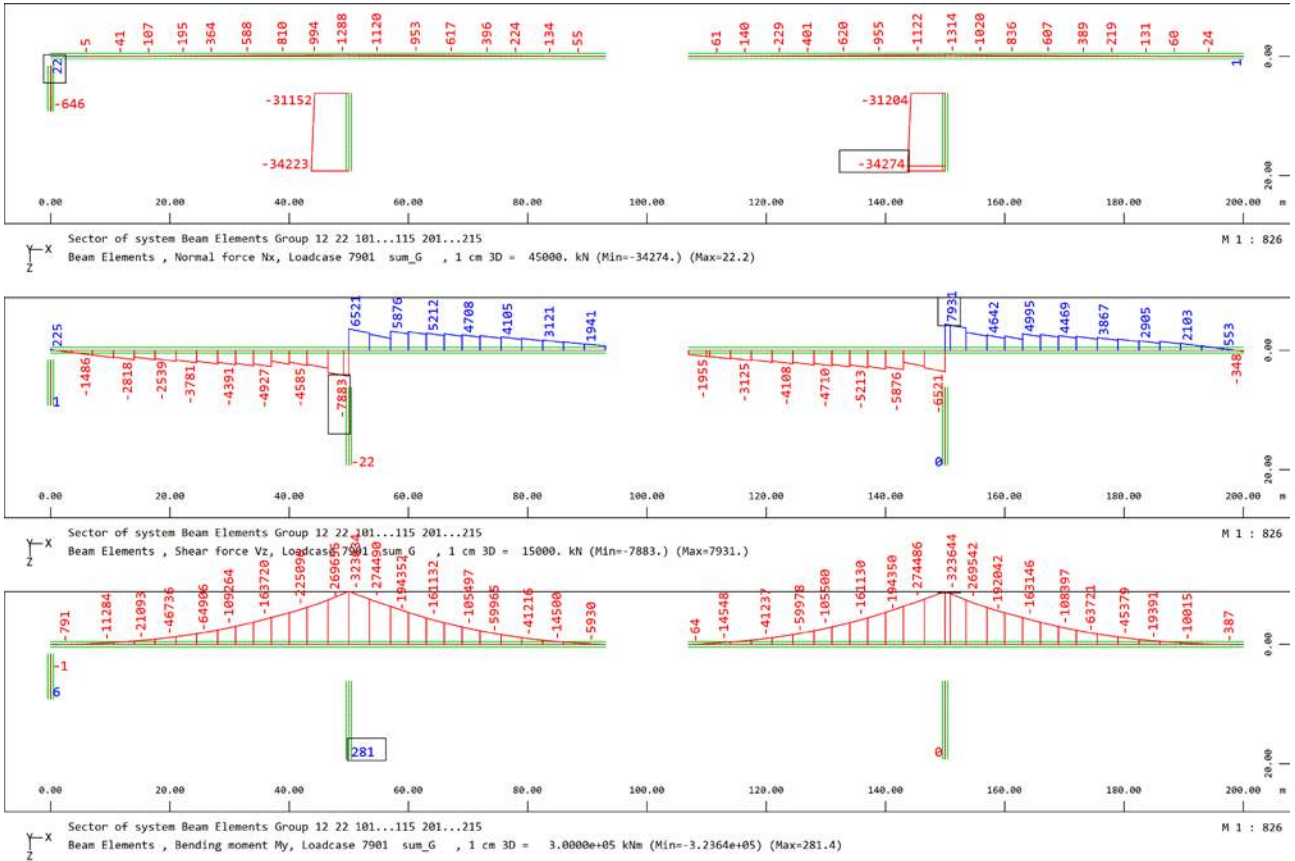
Lastna teža konstrukcije N / Vz / My



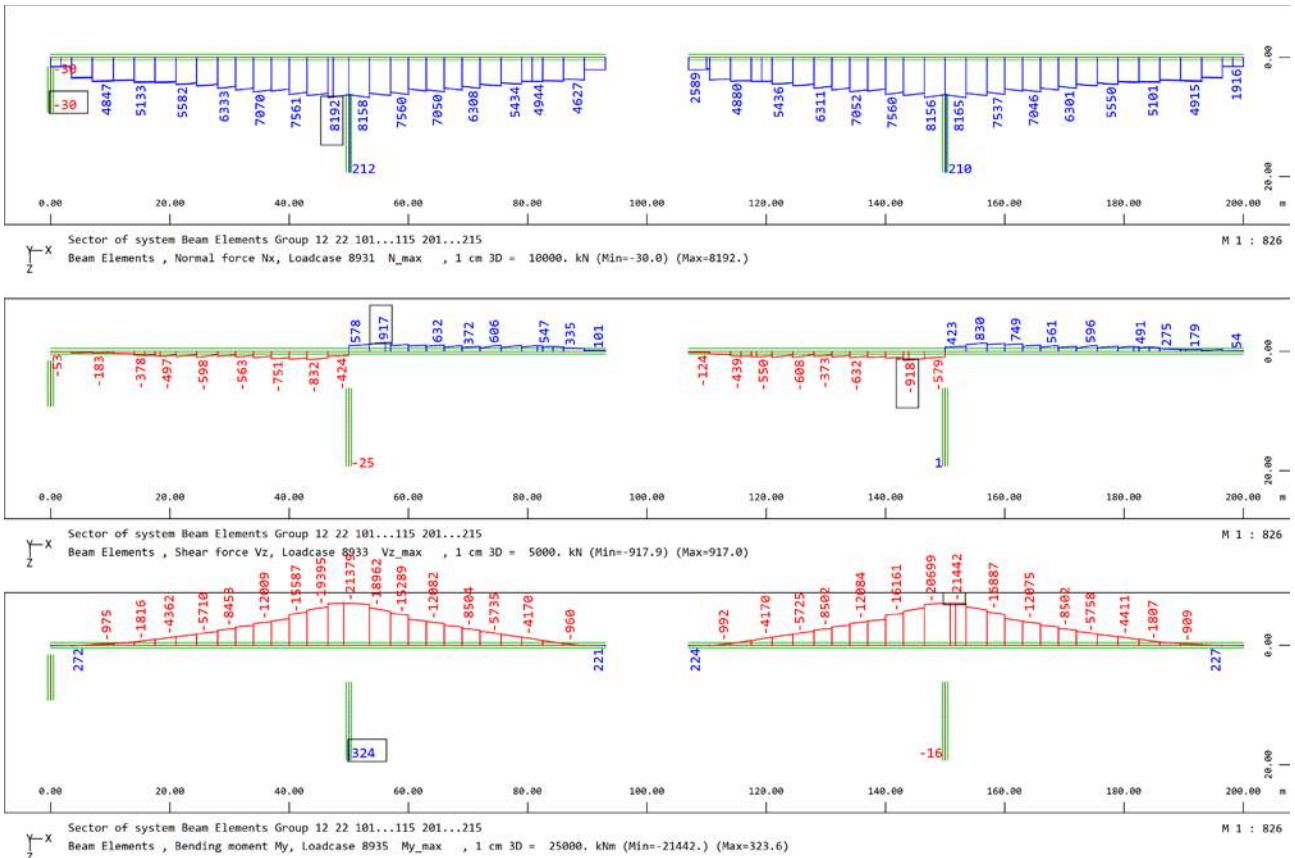
Krov N / Vz / My



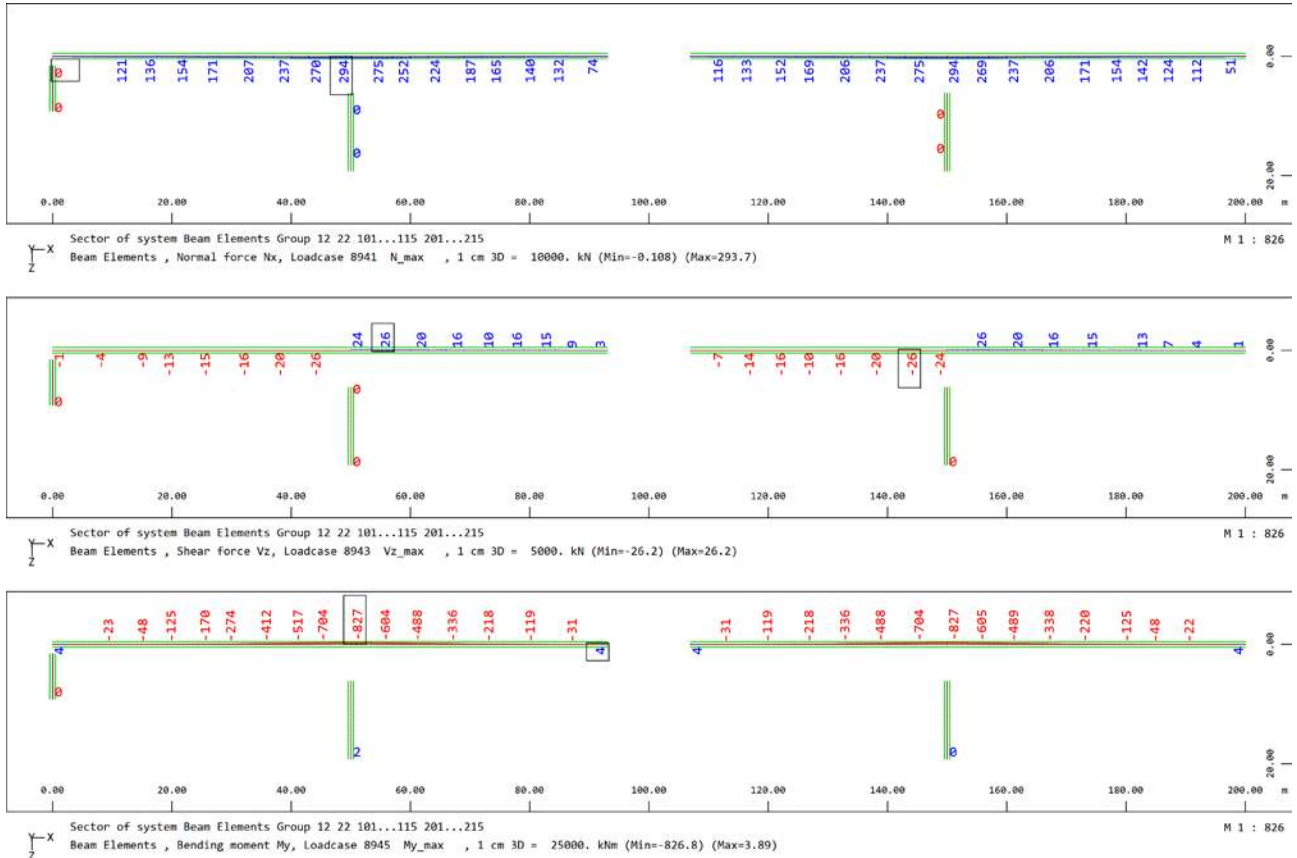
Stalne obtežbe N / Vz / My



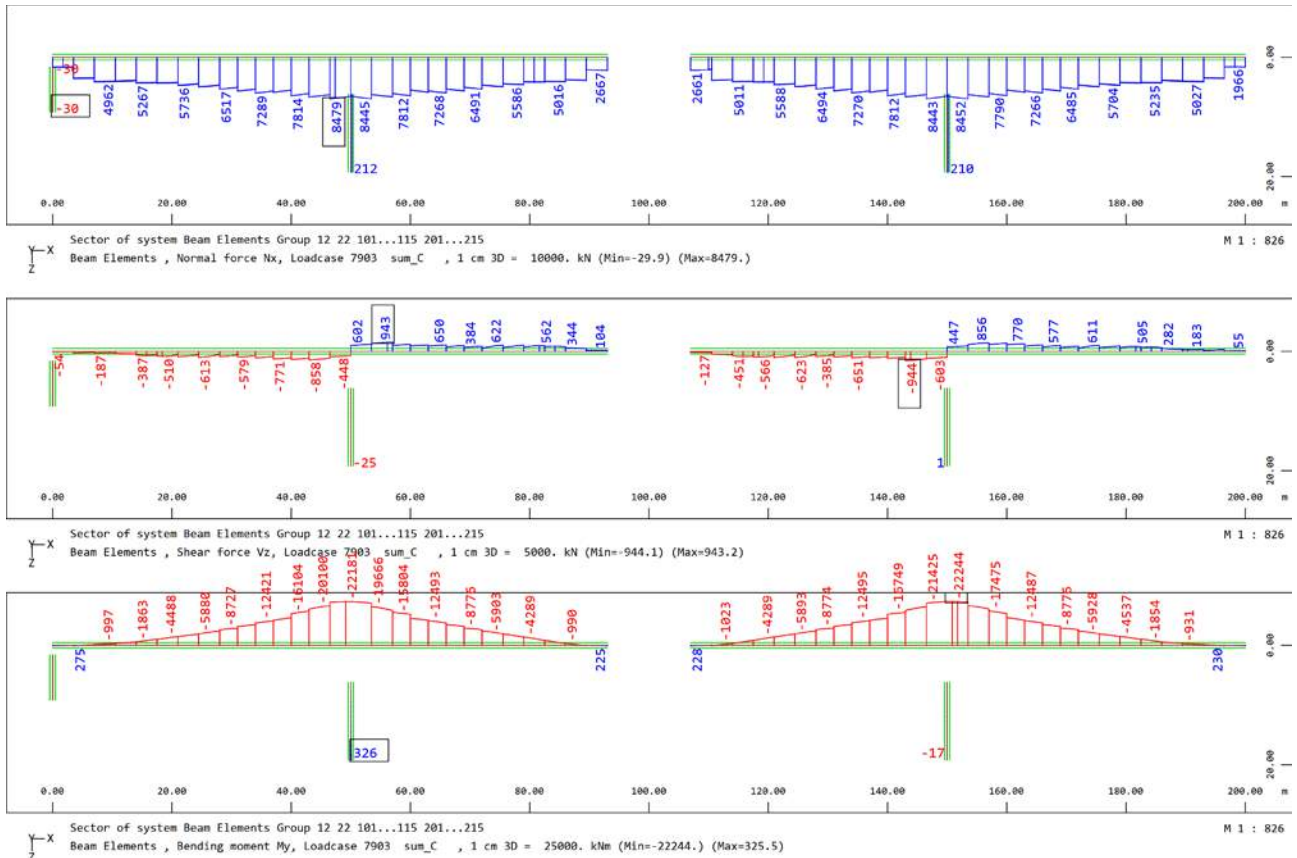
Reologija (do leta 2024) N / Vz / My



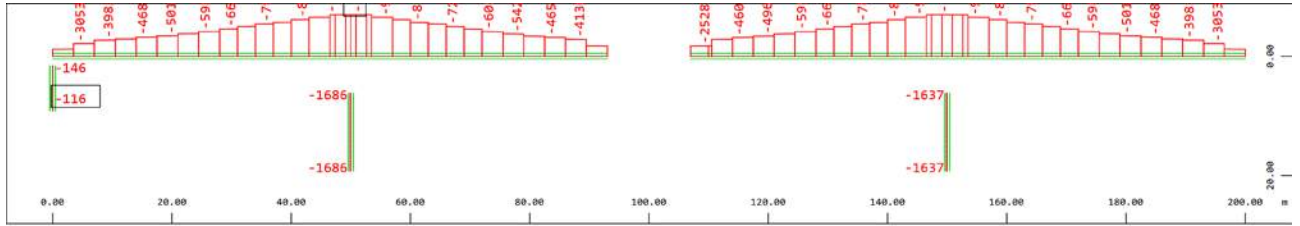
Reologija (od leta 2024 do 2063 – 100 let) N / V_z / M_y



Reologija (skupna reologija) N / V_z / M_y

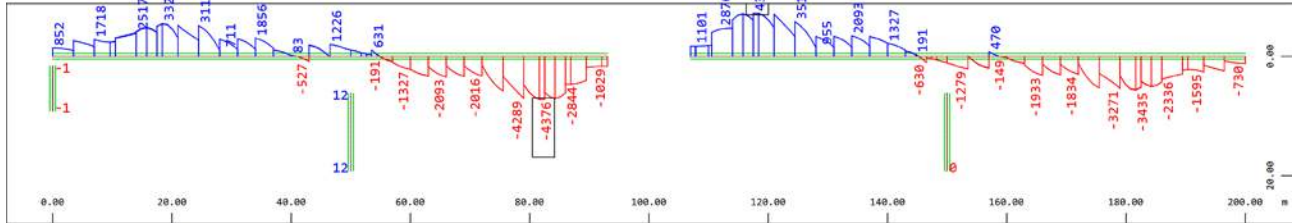


Prednapenjanje N / Vz / My



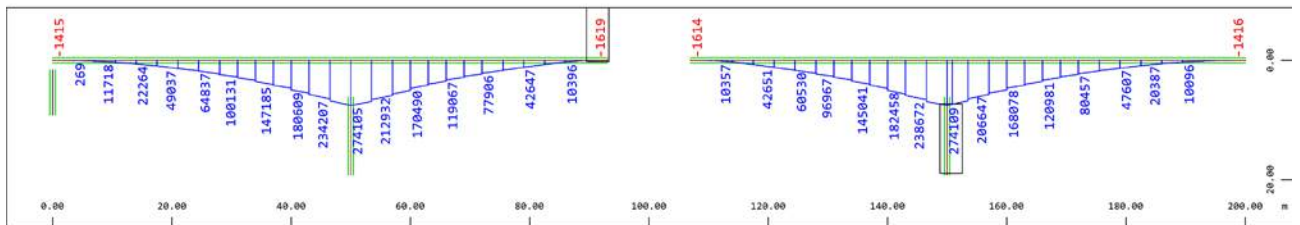
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 7902 sum_P , 1 cm 3D = 1.2000e+05 kN (Min=-1.0107e+05) (Max=-115.9)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 7902 sum_P , 1 cm 3D = 5000. kN (Min=-4376.) (Max=4368.)

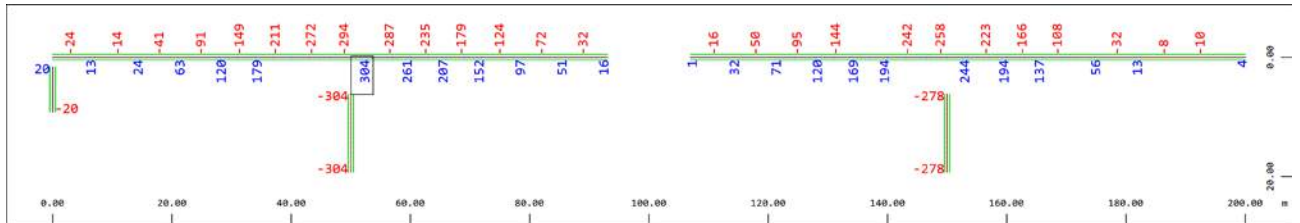
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 7902 sum_P , 1 cm 3D = 3.0000e+05 kNm (Min=-1619.) (Max=2.7411e+05)

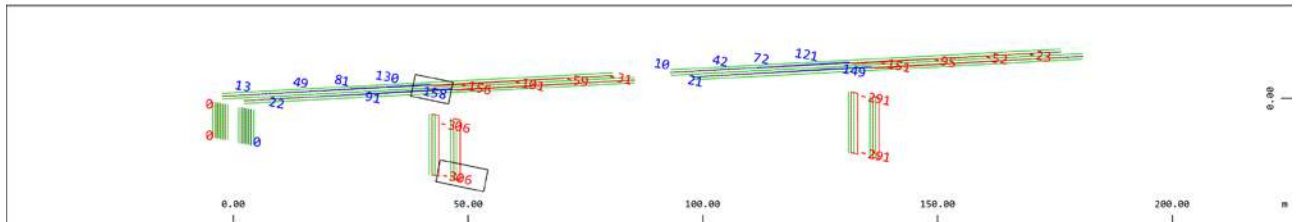
M 1 : 826

Veter (s prometom) N / Vz / My



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8 Veter z P , 1 cm 3D = 1.2000e+05 kN (Min=-304.4) (Max=304.4)

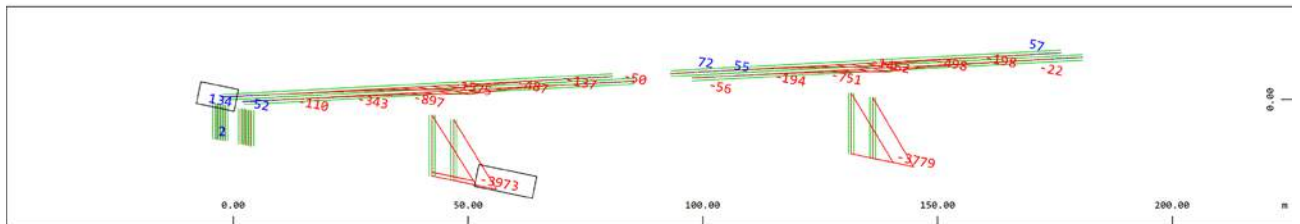
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8 Veter z P , 1 cm 3D = 1000. kN (Min=-305.7) (Max=158.5)

M 1 : 1049

X * 0.894
 Y * 0.468
 Z * 0.995



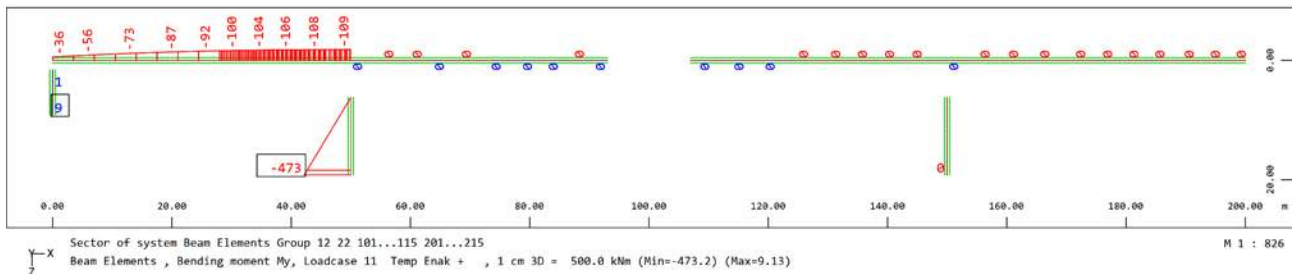
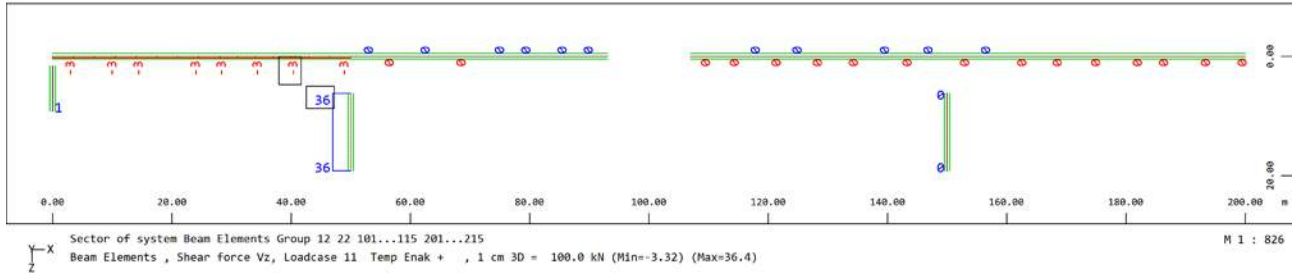
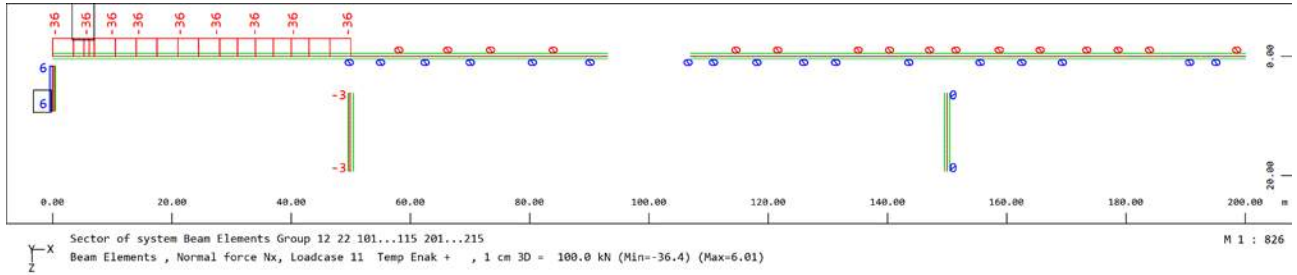
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8 Veter z P , 1 cm 3D = 2000. kNm (Min=-3973.) (Max=133.9)

M 1 : 1049

X * 0.894
 Y * 0.468
 Z * 0.995

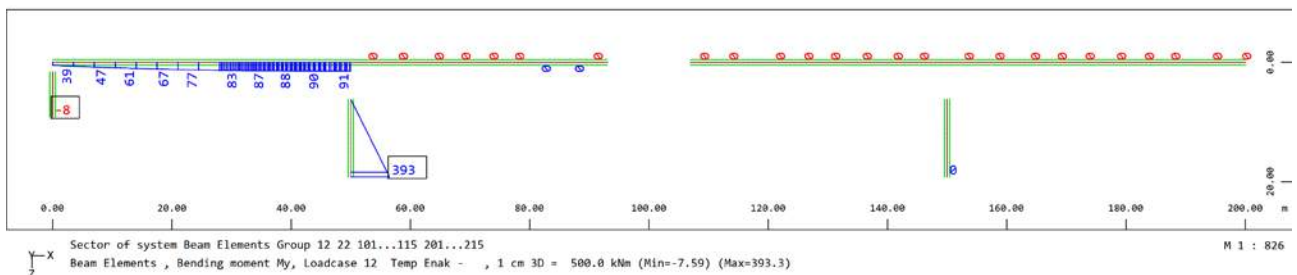
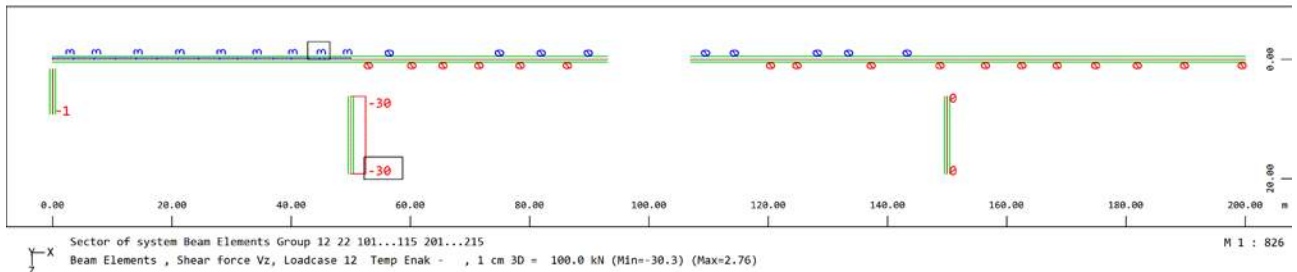
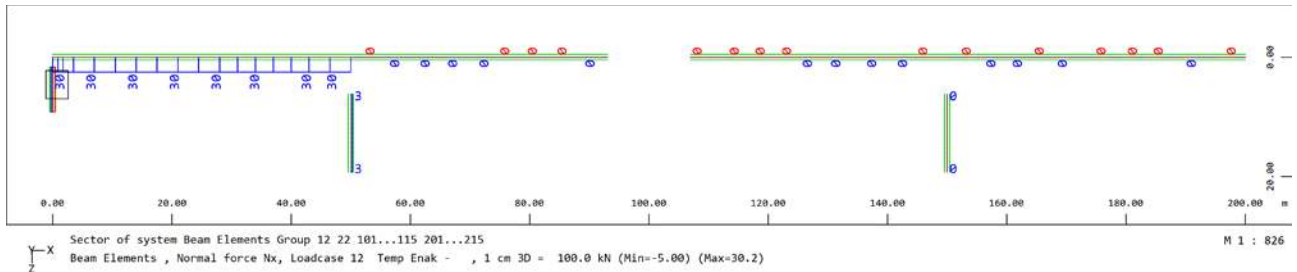
Temperatura (enak.temp.sprememba - segrevanje)

N / Vz / My



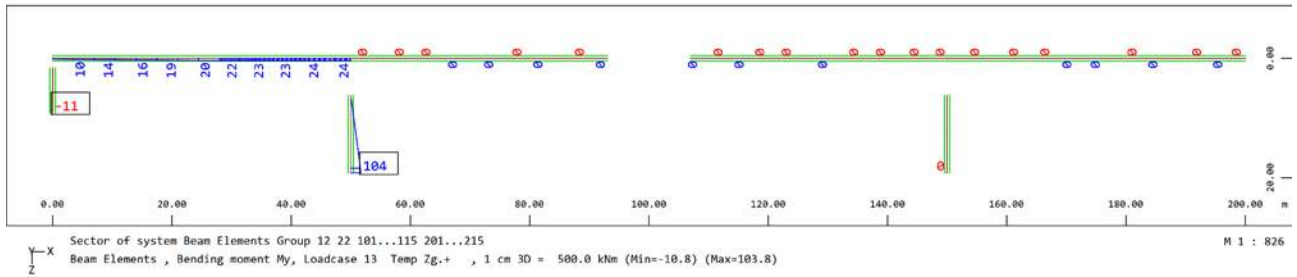
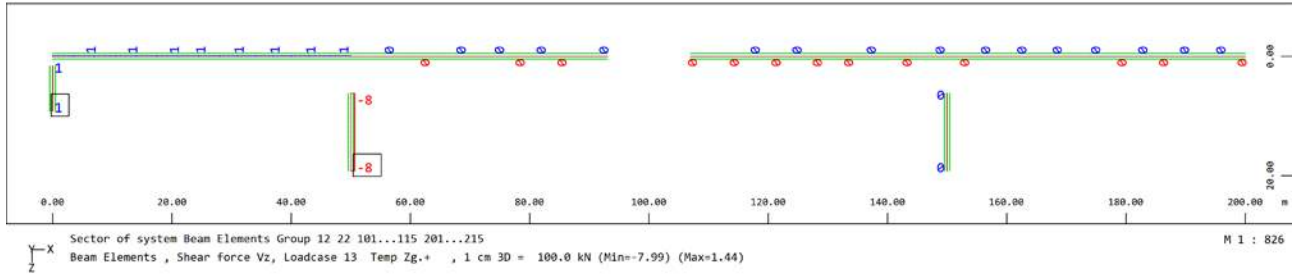
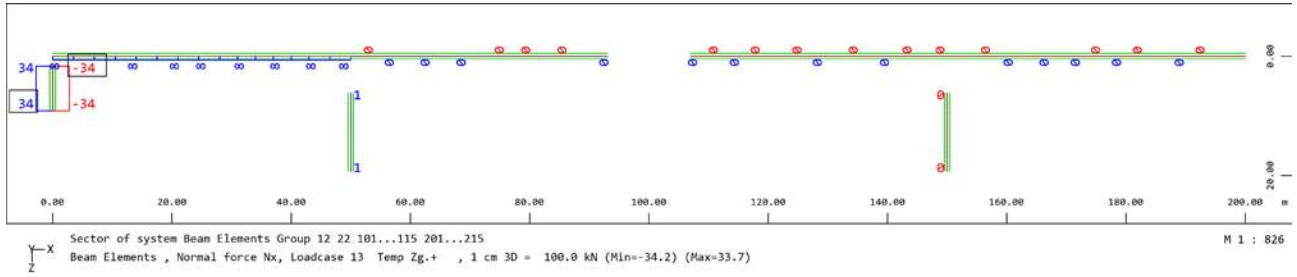
Temperatura (enak.temp.sprememba - ohlajevanje)

N / Vz / My



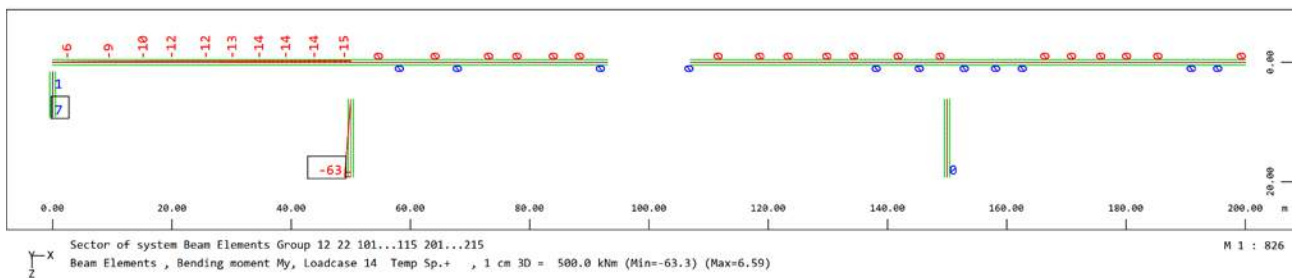
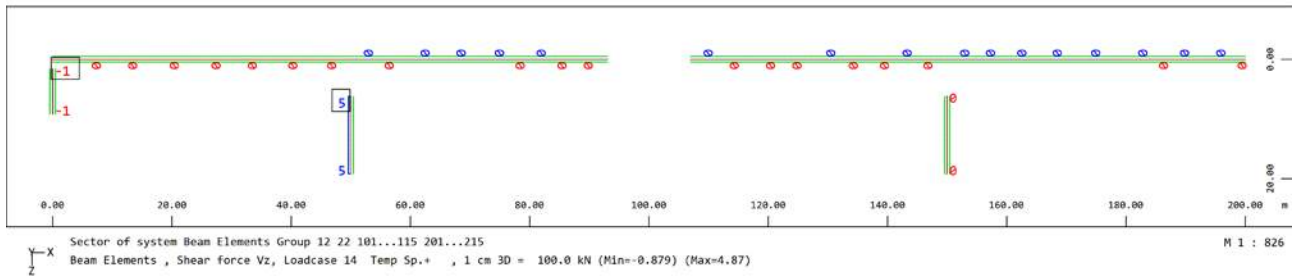
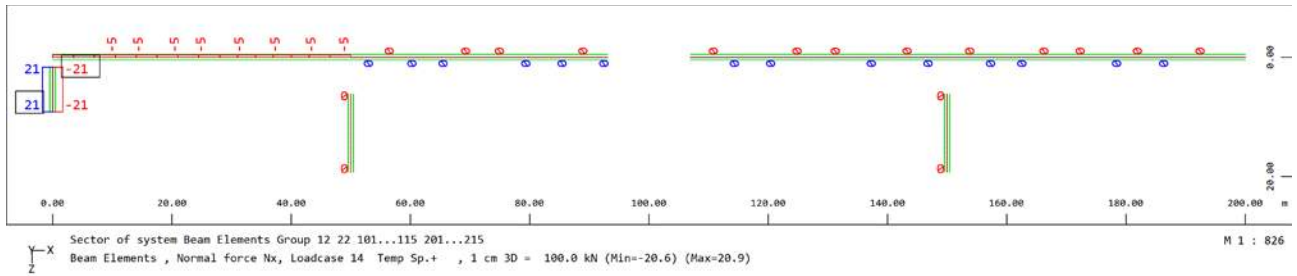
Temperatura(neenak.temp.sprememba – zg.topleje)

N / Vz / My

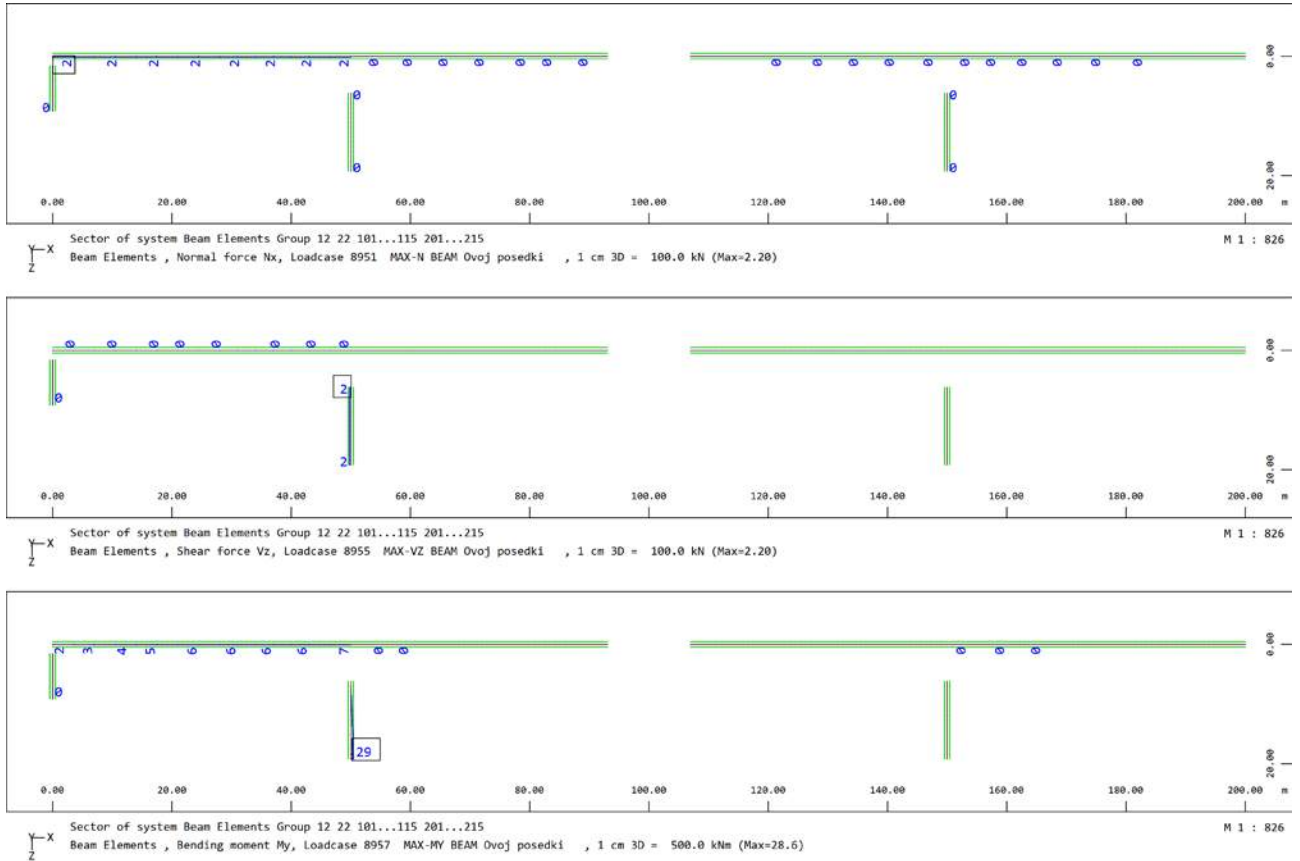


Temperatura(neenak.temp.sprememba – sp.topleje)

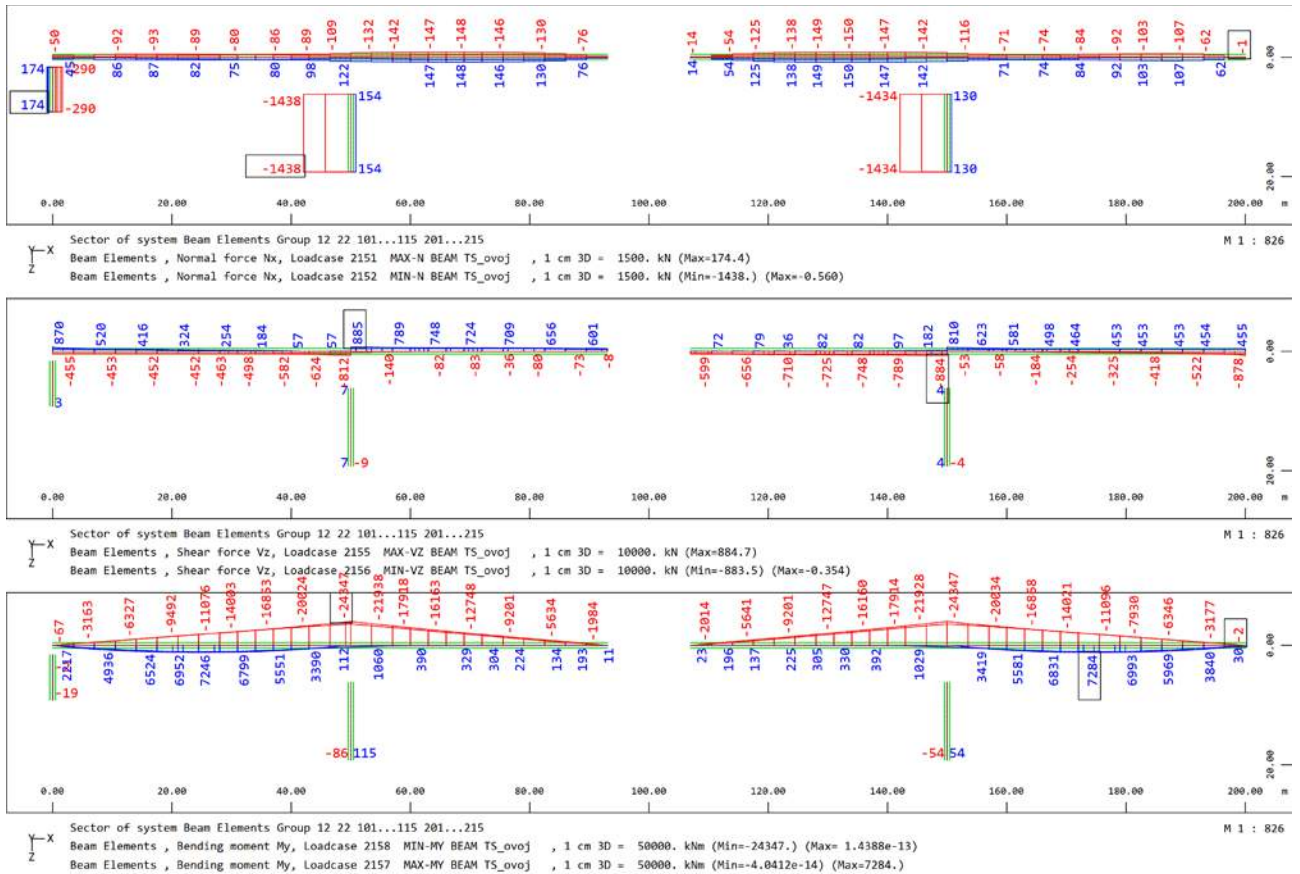
N / Vz / My



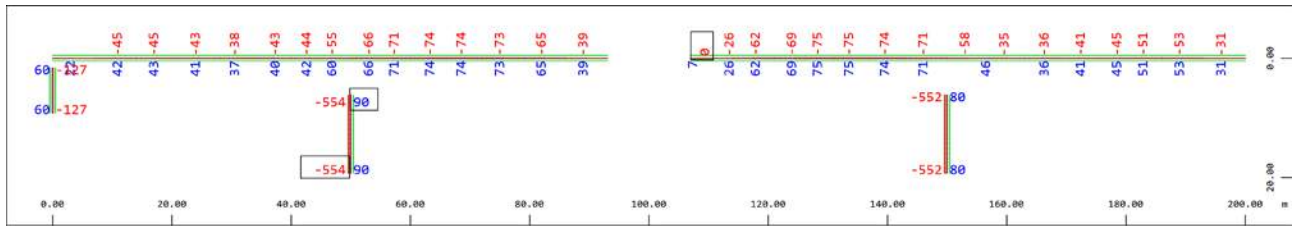
Posedki $N/V_z/M_y$



Promet – TS (LM1) $N/V_z/M_y$

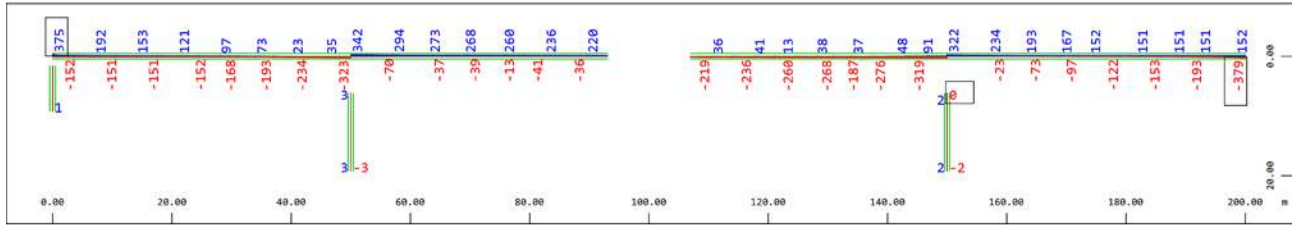


Promet – TS (40 ton) N / Vz / My



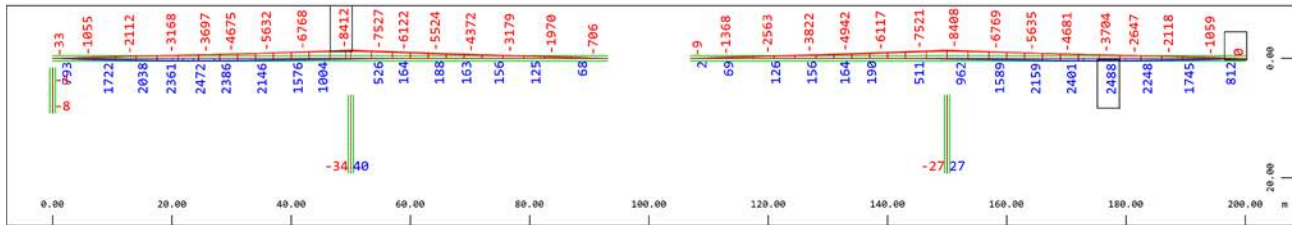
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2251 MAX-N BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=89.7)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2252 MIN-N BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-553.9) (Max=-0.0771)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2255 MAX-VZ BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=374.7)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2256 MIN-VZ BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-379.3) (Max=0)

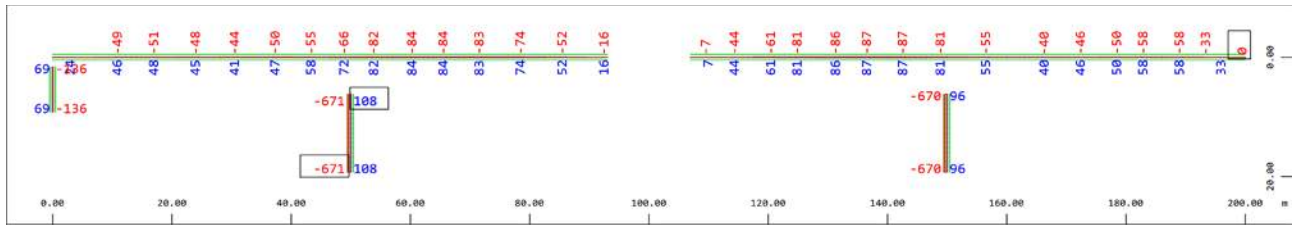
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2257 MAX-MY BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-4.5297e-14) (Max=2488.)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2258 MIN-MY BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-8412.) (Max= 2.8422e-14)

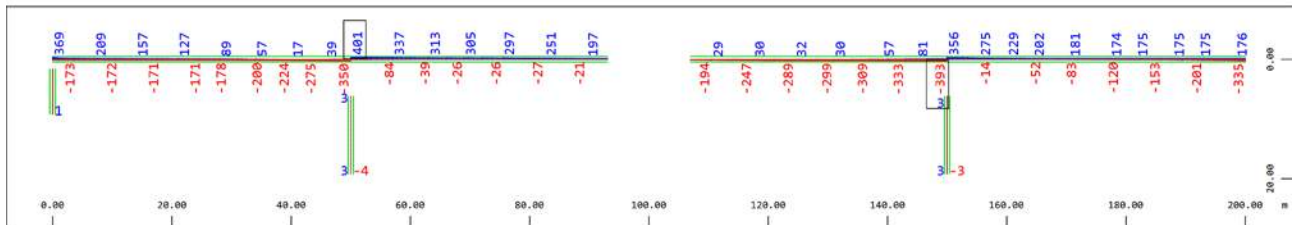
M 1 : 826

Promet – TS (LM4 sheme) N / Vz / My



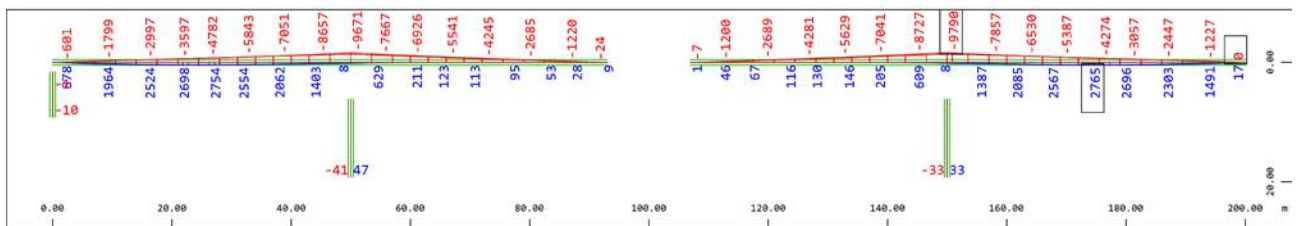
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2351 MAX-N BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=107.5)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2352 MIN-N BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-670.8) (Max=-0.0591)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2355 MAX-VZ BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=401.0)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2356 MIN-VZ BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-393.1) (Max=0)

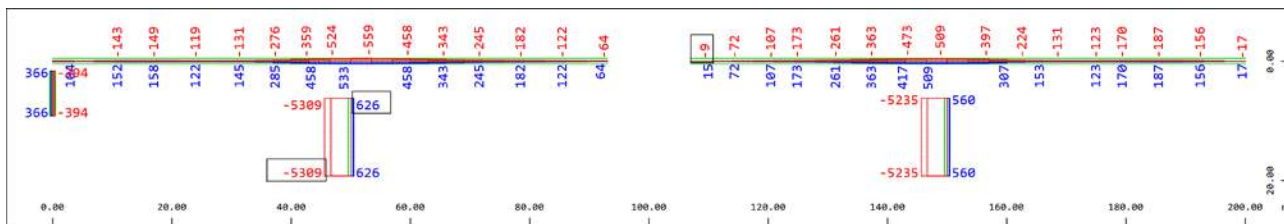
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2357 MAX-MY BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 50000. kNm (Max=2765.)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2358 MIN-MY BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-9790.) (Max= 2.1672e-13)

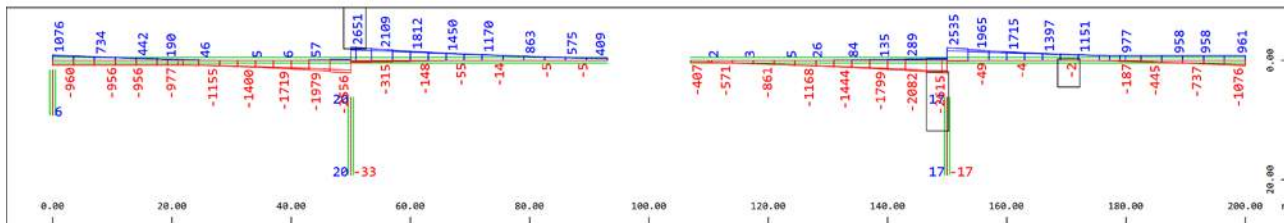
M 1 : 826

Promet - UDL N / Vz / My



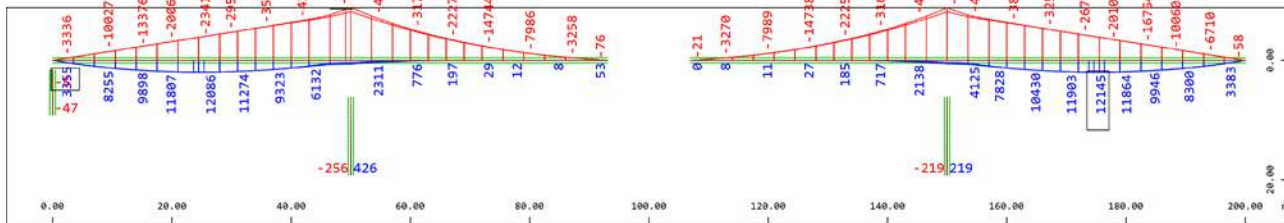
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2501 MAX-N BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=626.2)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2502 MIN-N BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-5309.) (Max=-9.36)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2501 MAX-VZ BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=2651.)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2502 MIN-VZ BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-2615.) (Max=-1.72)

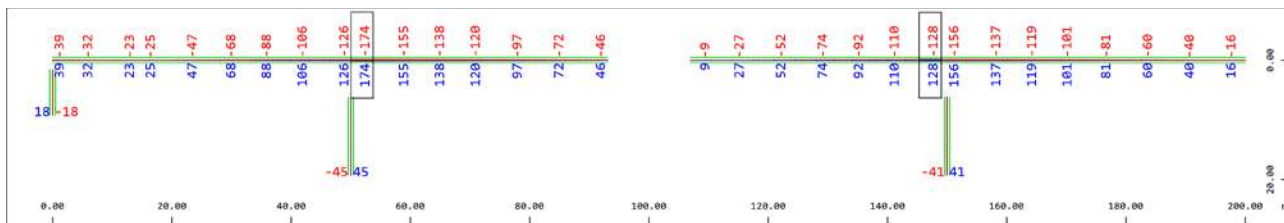
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2507 MAX-MY BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 50000. kNm (Max=12145.)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2508 MIN-MY BEAM UDL_ovoj , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-53716.) (Max= 5.2958e-13)

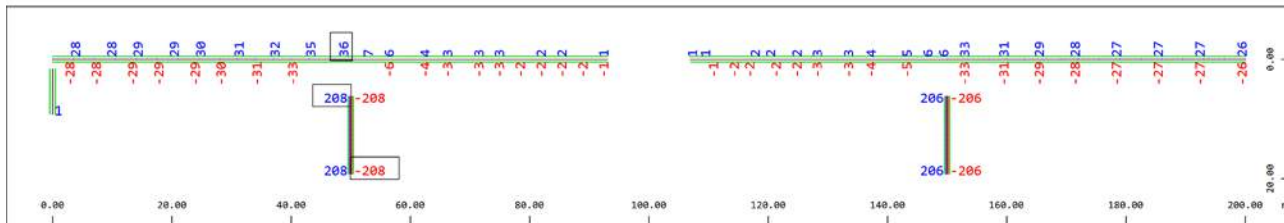
M 1 : 826

Sila zaviranja N / Vz / My



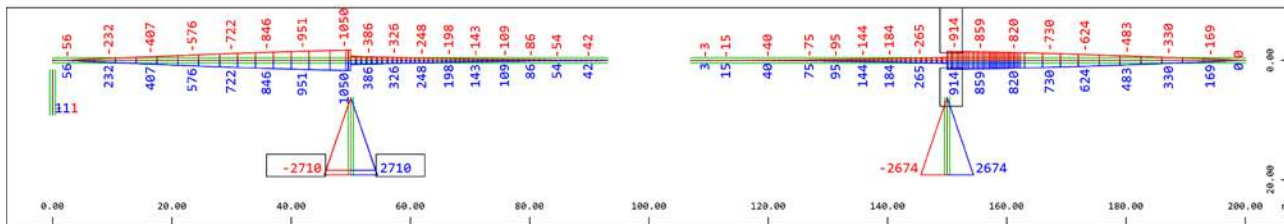
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-128.1) (Max=173.6)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-173.6) (Max=128.1)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-36.2) (Max=208.5)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-208.5) (Max=36.2)

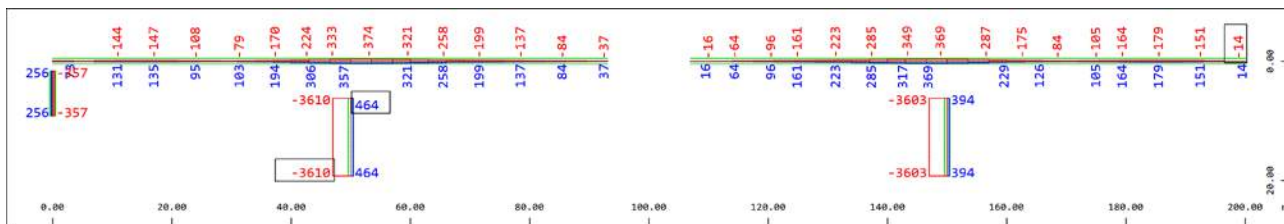
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 5000. kNm (Min=-2710.) (Max=914.1)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 5000. kNm (Min=-914.1) (Max=2710.)

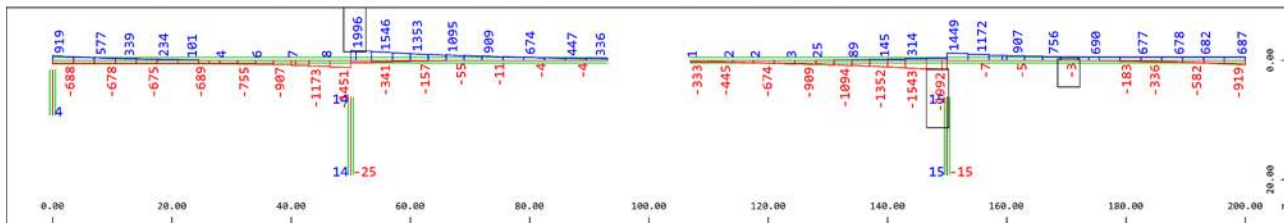
M 1 : 826

LM4 N / Vz / My



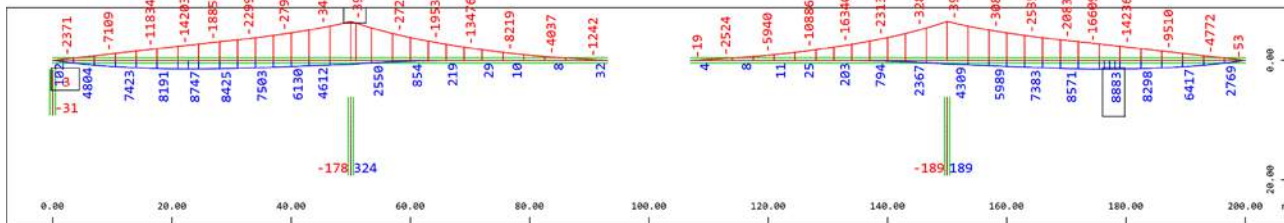
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2601 MAX-N BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=464.4)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2602 MIN-N BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-3610.) (Max=-14.1)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2605 MAX-VZ BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=1996.)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2606 MIN-VZ BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-1992.) (Max=-3.09)

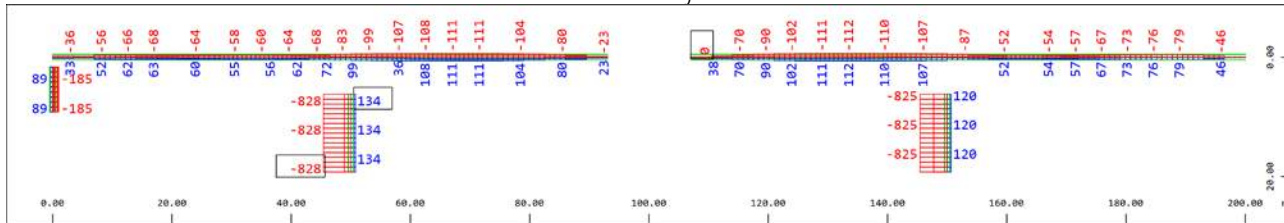
M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2607 MAX-MY BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-3.1974e-13) (Max=8883.)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2608 MIN-MY BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-39444.) (Max= 3.4106e-13)

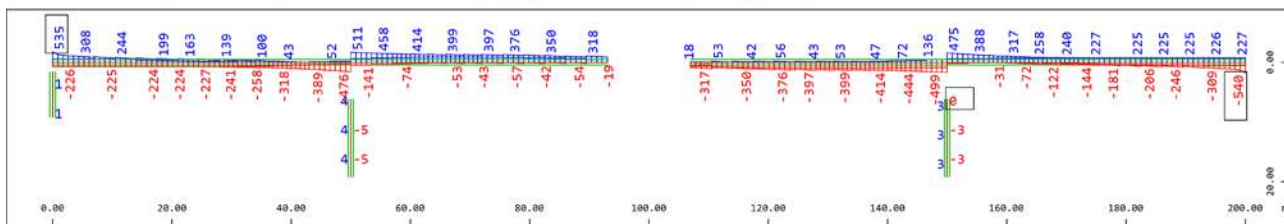
M 1 : 826

Promet – BK60 – koncentrirana obtežba N / Vz / My



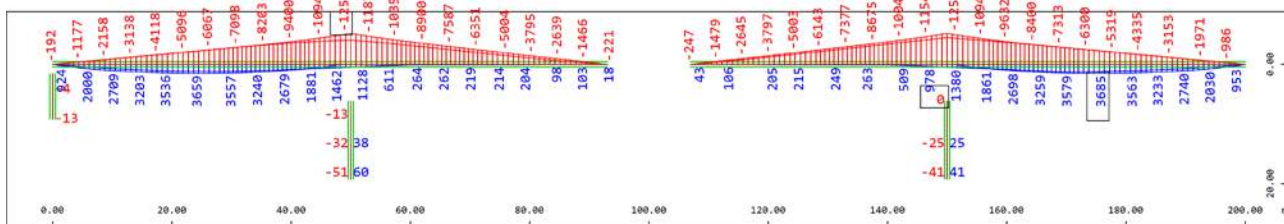
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2151 MAX-N BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 1500.0 kN (Max=134)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2152 MIN-N BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 1500.0 kN (Min=-828) (Max=0)

M 1 : 826



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2155 MAX-VZ BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 2500.0 kN (Max=535)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2156 MIN-VZ BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 2500.0 kN (Min=-540) (Max=0)

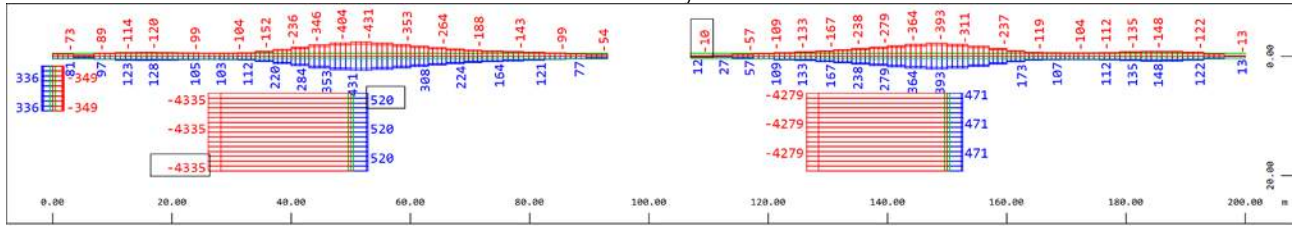
M 1 : 826



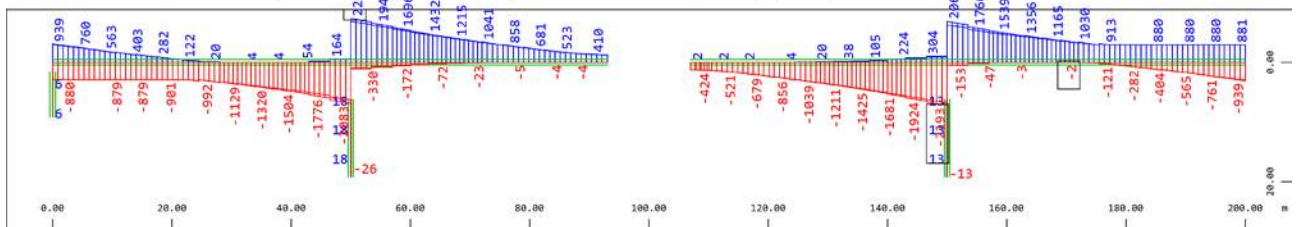
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2157 MAX-MY BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 20000 kNm (Min=0) (Max=3685)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2158 MIN-MY BEAM TS_ovoј , 1 cm 3D = 20000 kNm (Min=-12542) (Max=0)

M 1 : 826

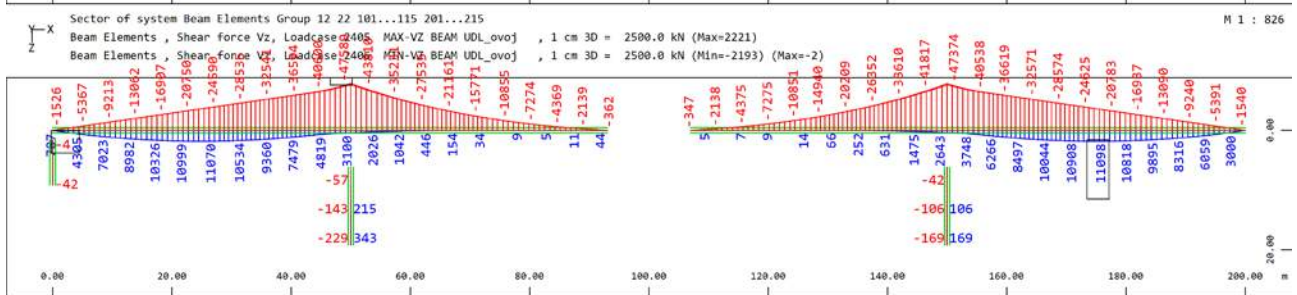
Promet – BK60 – zvezna obtežba obtežba N / Vz / My



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2401 MAX-N BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 1500.0 kN (Max=520)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2402 MIN-N BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 1500.0 kN (Min=-4335) (Max=-10) M 1 : 826

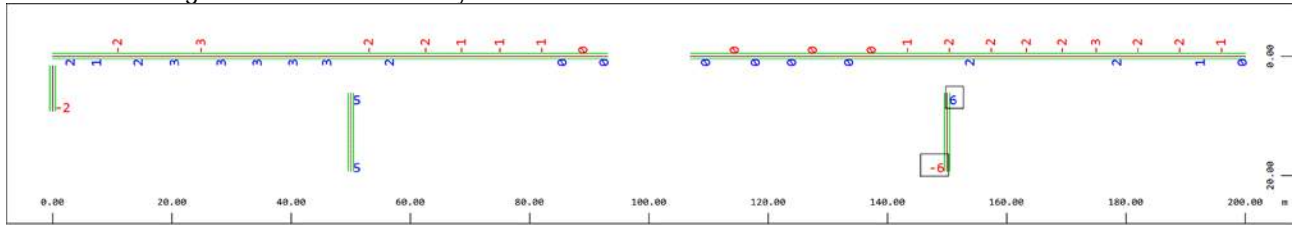


Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2401 MAX-VZ BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 2500.0 kN (Max=2221)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2402 MIN-VZ BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 2500.0 kN (Min=-2193) (Max=-2) M 1 : 826

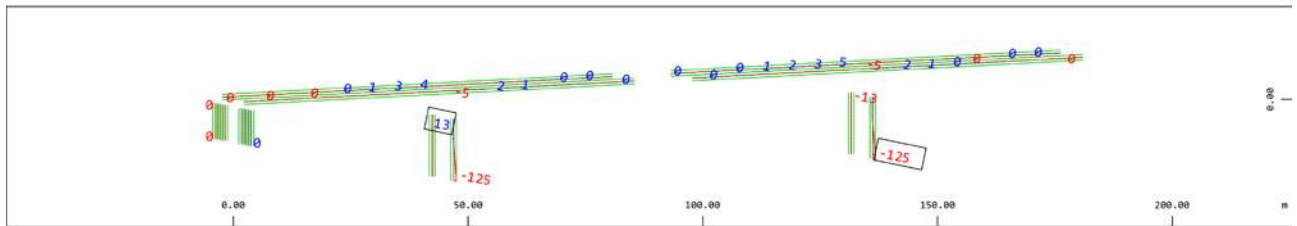


Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2407 MAX-MY BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 50000 kNm (Min= 0) (Max=11098)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2408 MIN-MY BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 50000 kNm (Min=-47589) (Max=0) M 1 : 826

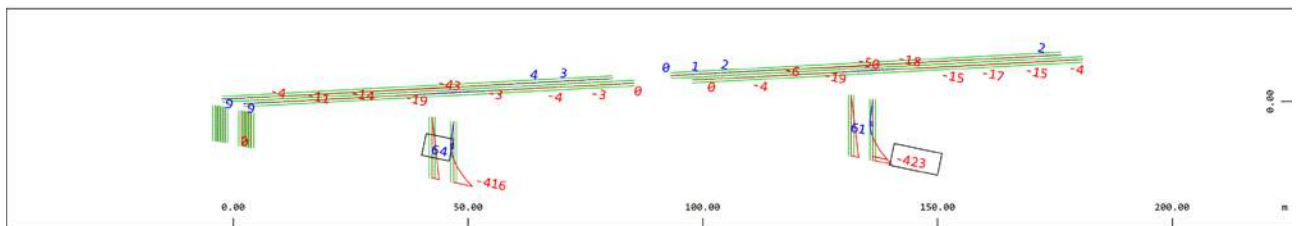
Obtežba vodnega toka N / Vz / My



Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 17 Vodni tok , 1 cm 3D = 1.2000e+05 kN (Min=-5.65) (Max=5.65) M 1 : 826



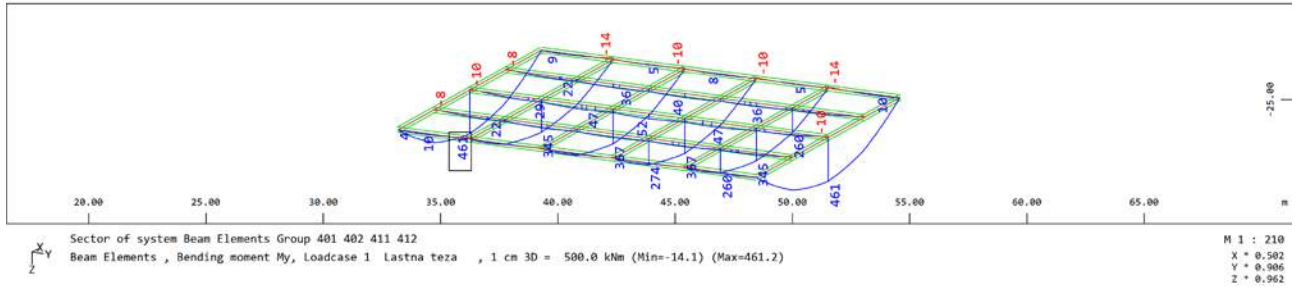
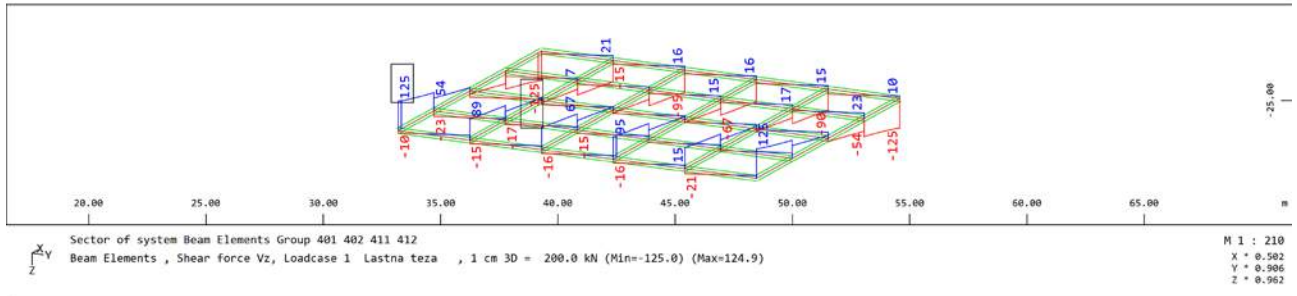
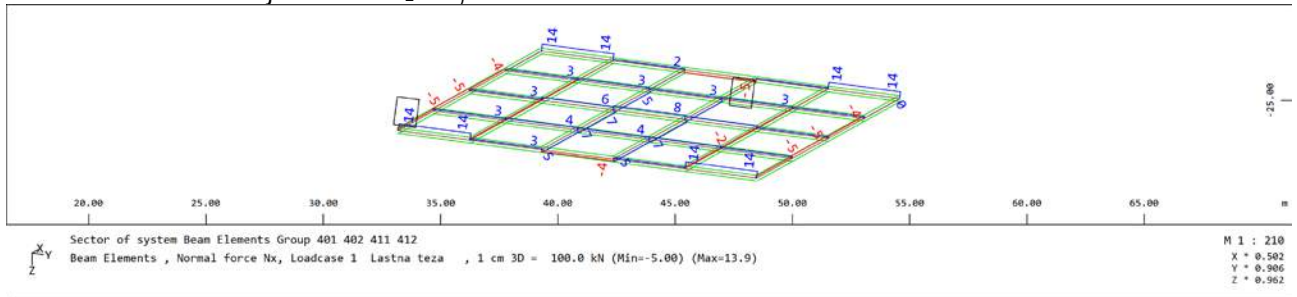
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 17 Vodni tok , 1 cm 3D = 1000. kN (Min=-125.2) (Max=13.0) M 1 : 1049
 X = 0.894
 Y = 0.468
 Z = 0.995



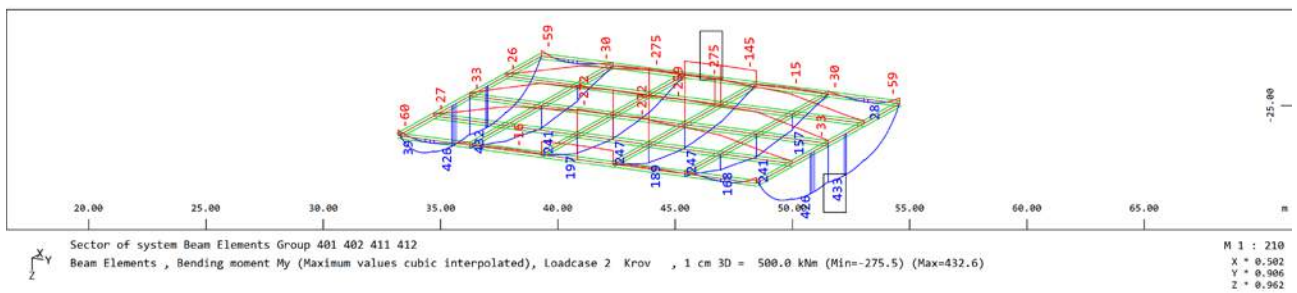
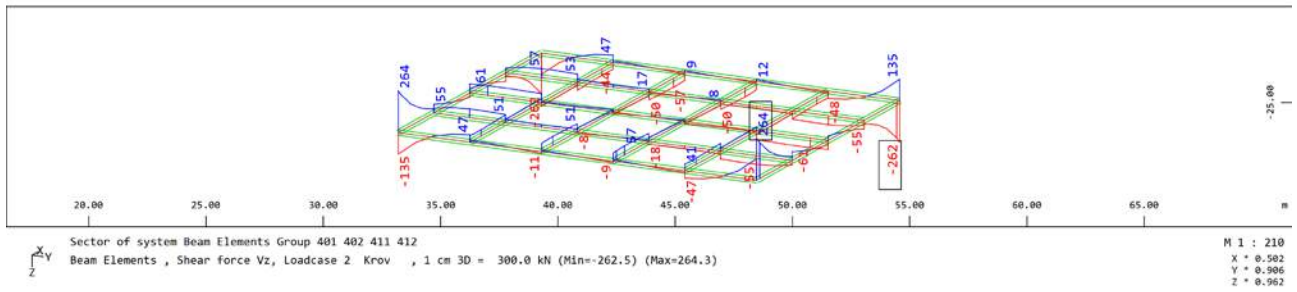
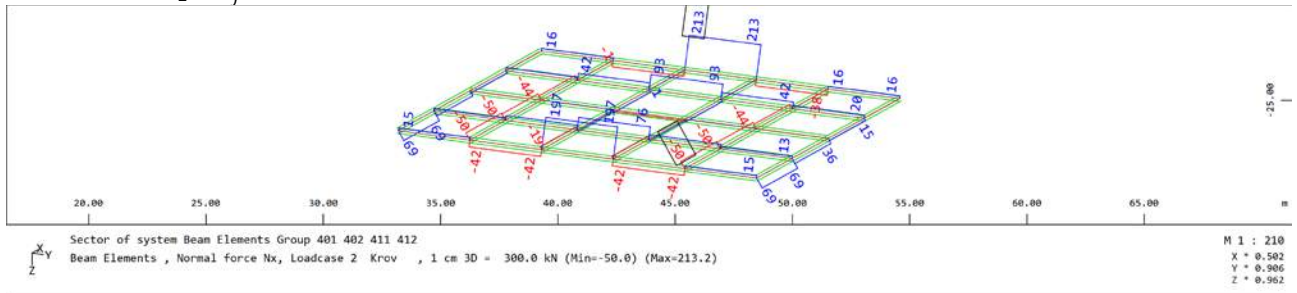
Sector of system Beam Elements Group 12 22 101...115 201...215
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 17 Vodni tok , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Min=-422.6) (Max=63.9) M 1 : 1049
 X = 0.894
 Y = 0.468
 Z = 0.995

Prekladna konstrukcija – Gerberjev nosilec

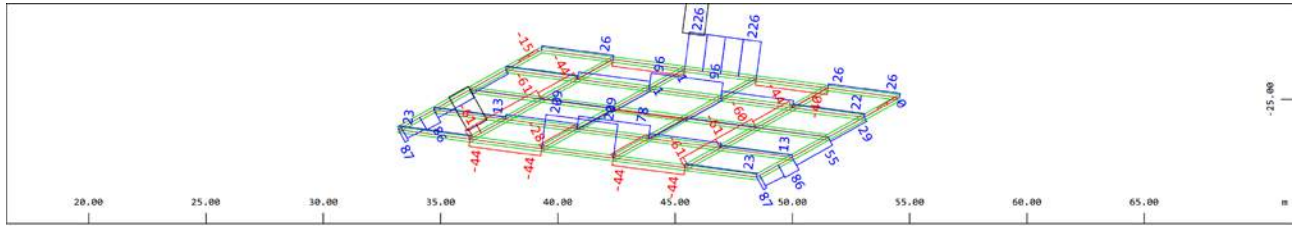
Lastna teža konstrukcije N / Vz / My



Krov N / Vz / My

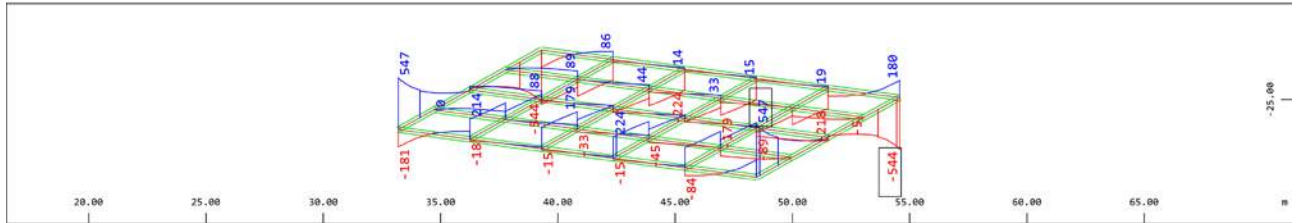


Stalne obtežbe N / Vz / My



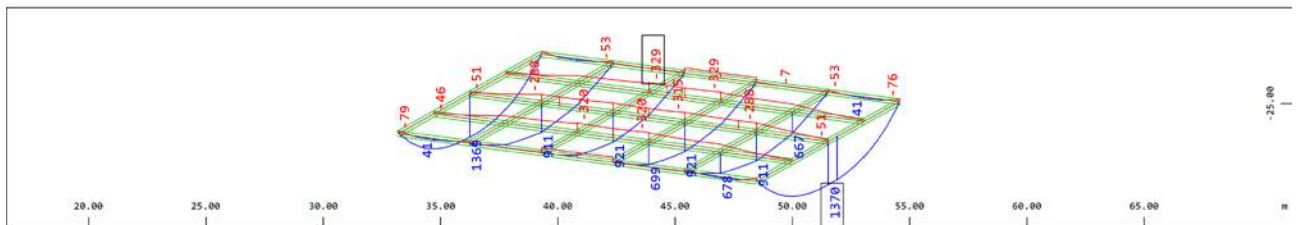
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 7901 sum_G , 1 cm 3D = 300.0 kN (Min=-60.7) (Max=225.9)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 7901 sum_G , 1 cm 3D = 500.0 kN (Min=-544.1) (Max=547.5)

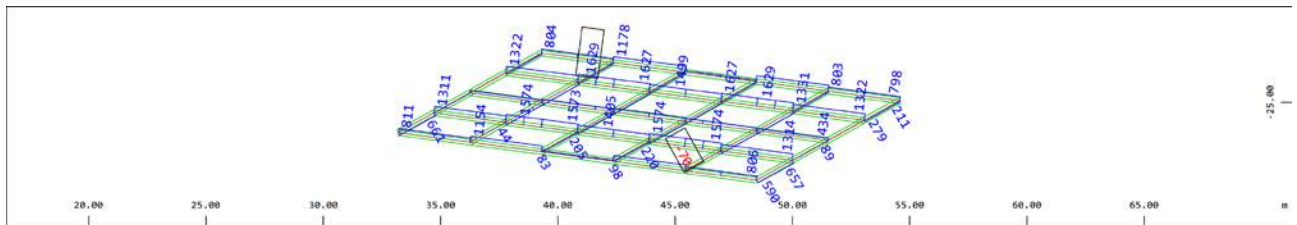
M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 7901 sum_G , 1 cm 3D = 1500. kNm (Min=-328.8) (Max=1370.)

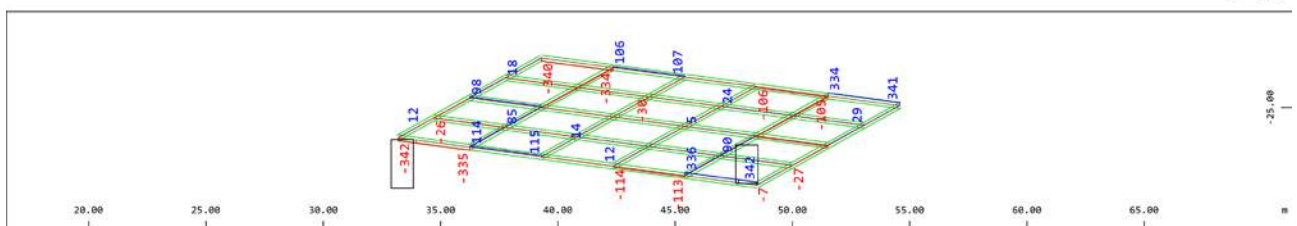
M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Reologija (do leta 2024) N / Vz / My



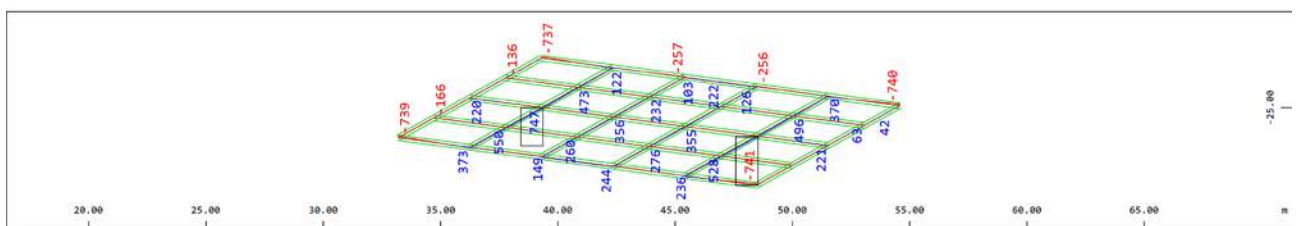
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8931 N_max , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-69.5) (Max=1629.)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8933 Vz_max , 1 cm 3D = 5000. kN (Min=-341.9) (Max=342.4)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

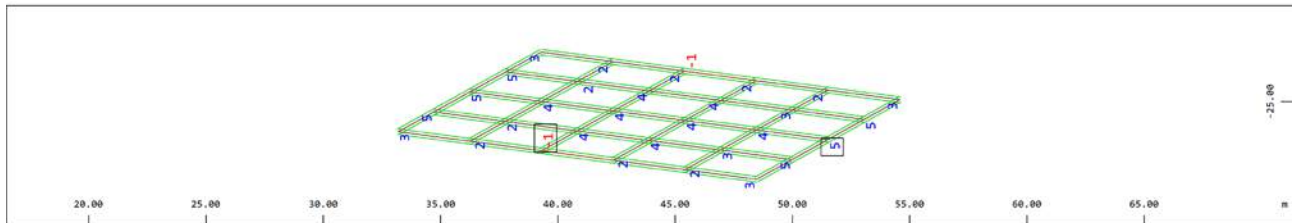
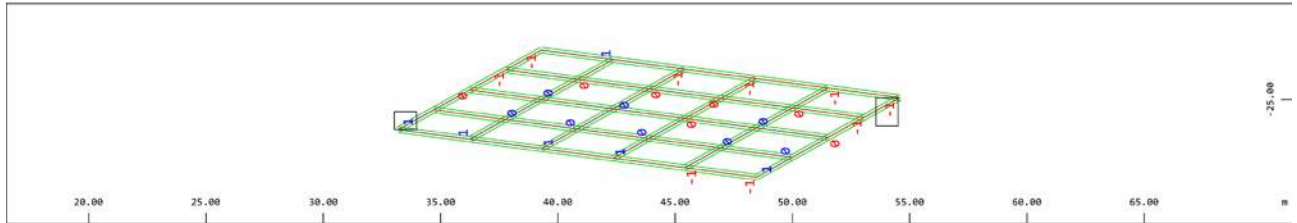
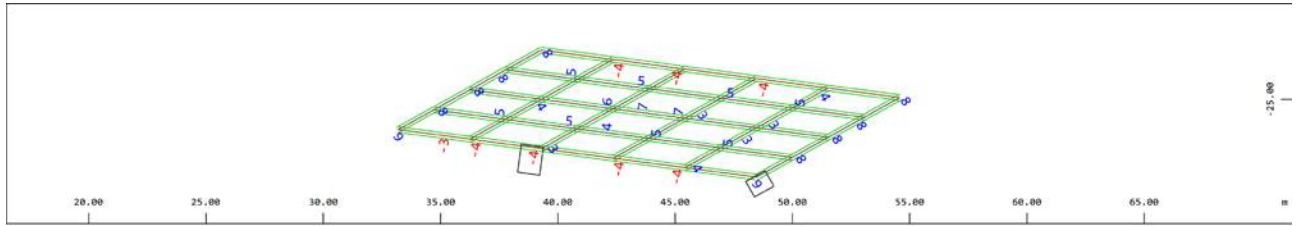


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8935 My_max , 1 cm 3D = 25000. kNm (Min=-741.2) (Max=747.4)

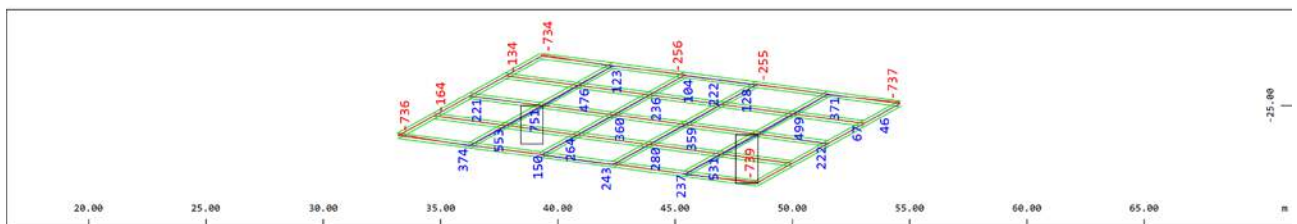
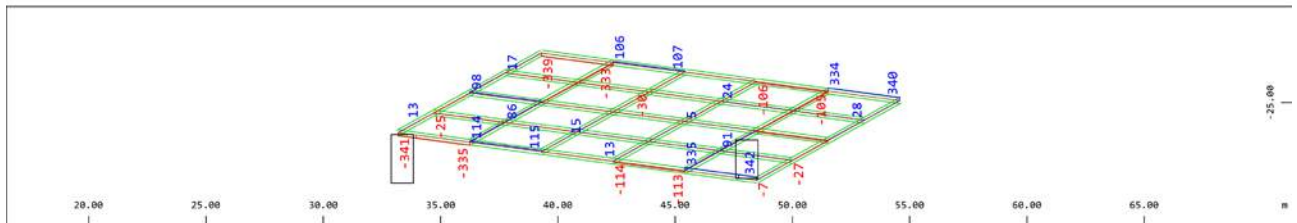
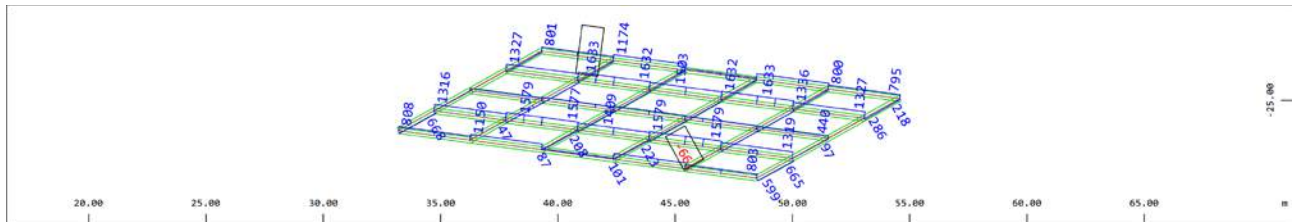
M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Reologija (od leta 2024 do 2063 – 100 let)

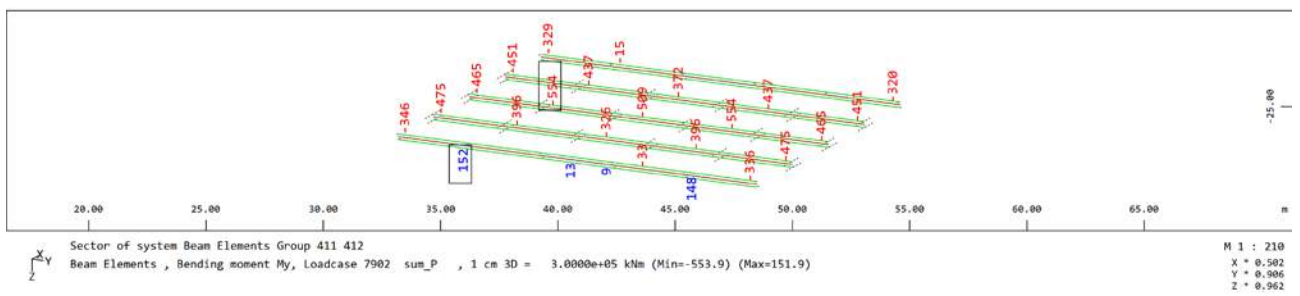
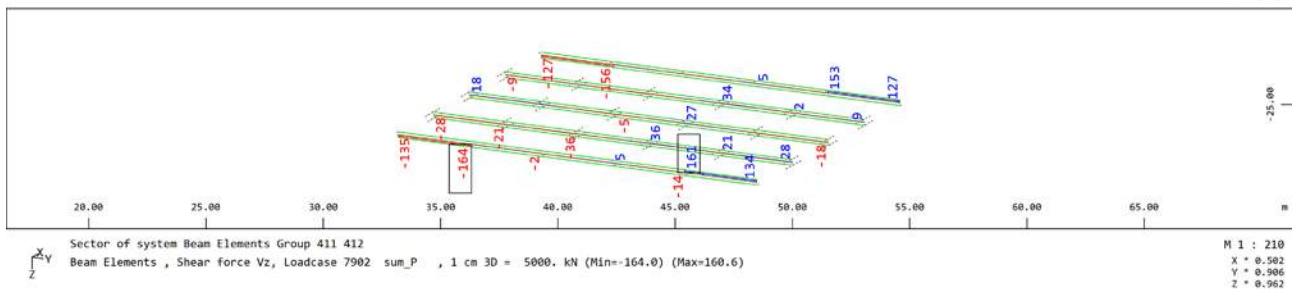
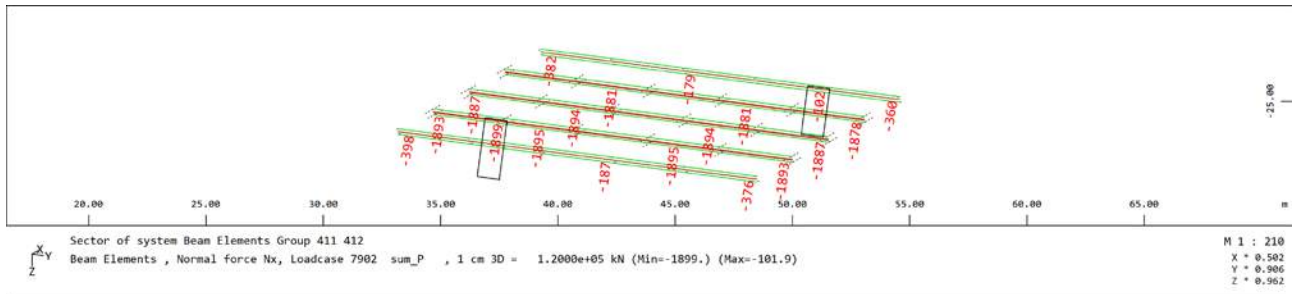
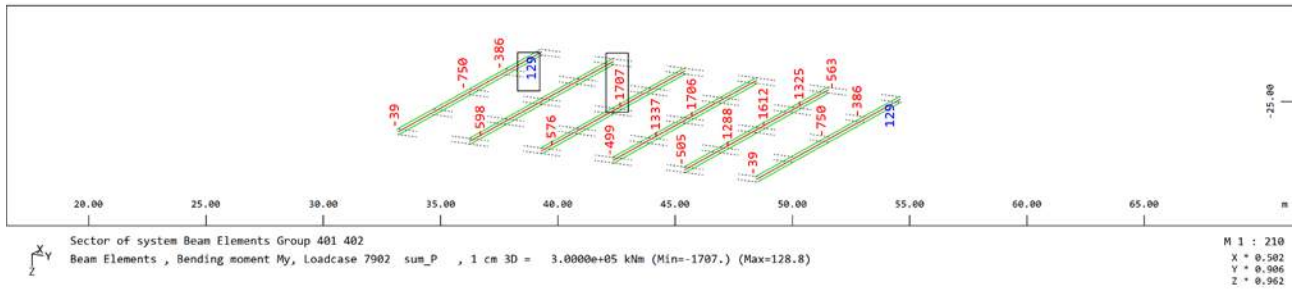
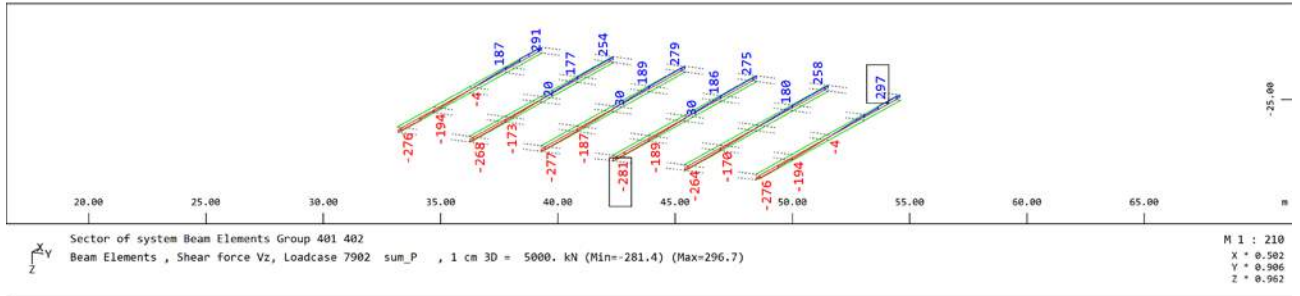
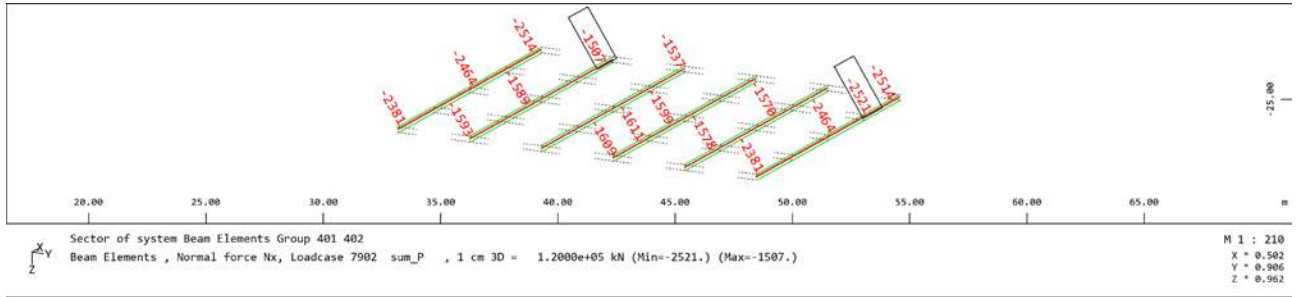
N / Vz / My



Reologija (skupna reologija) N / Vz / My

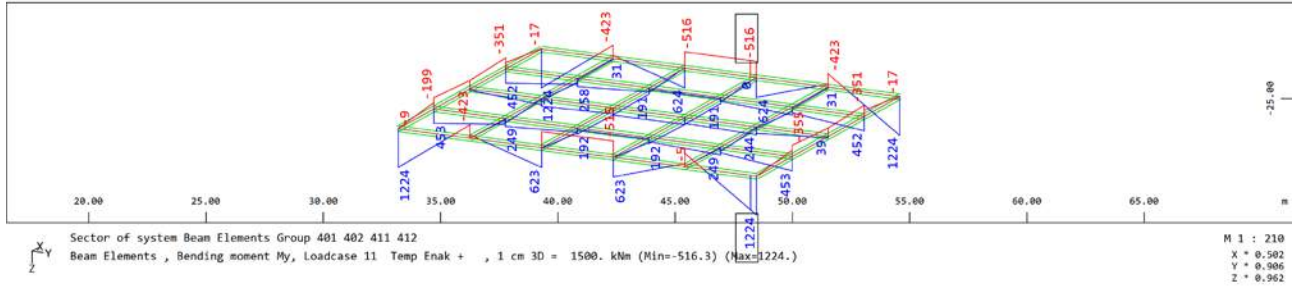
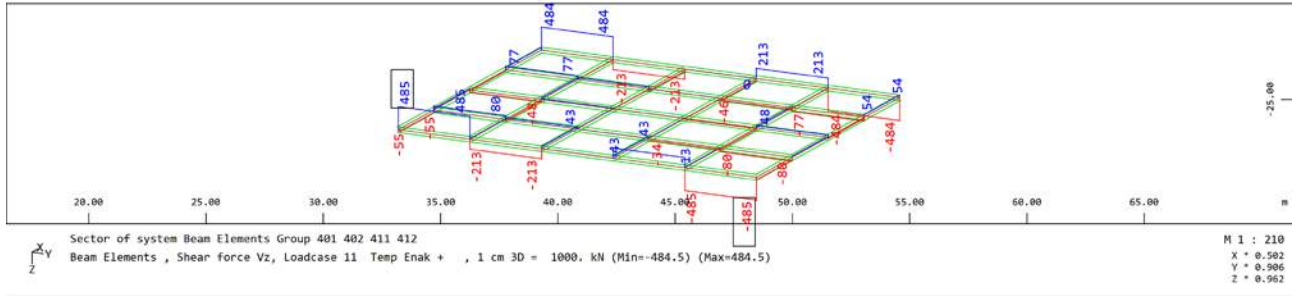
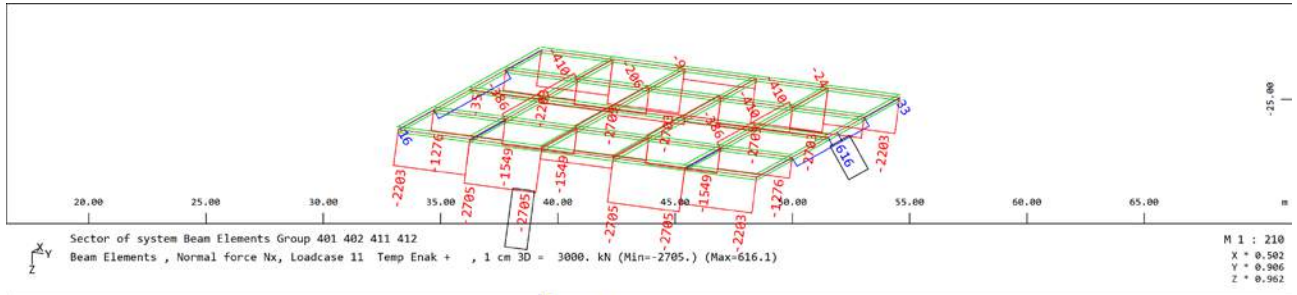


Prednapenjanje N / Vz / My



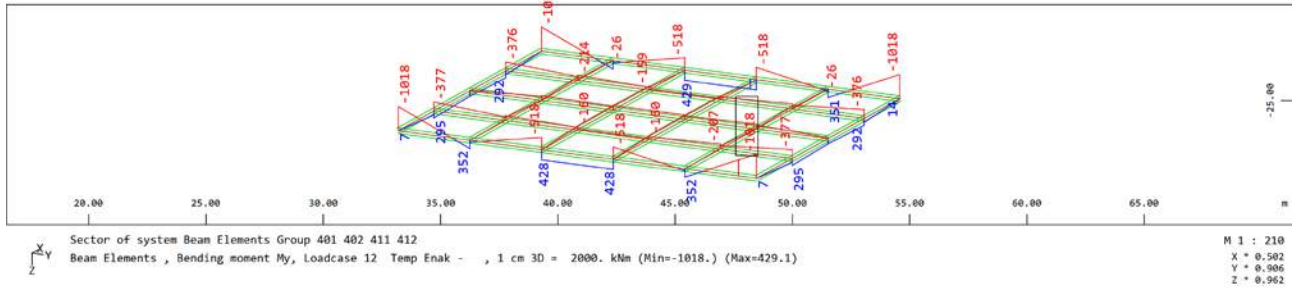
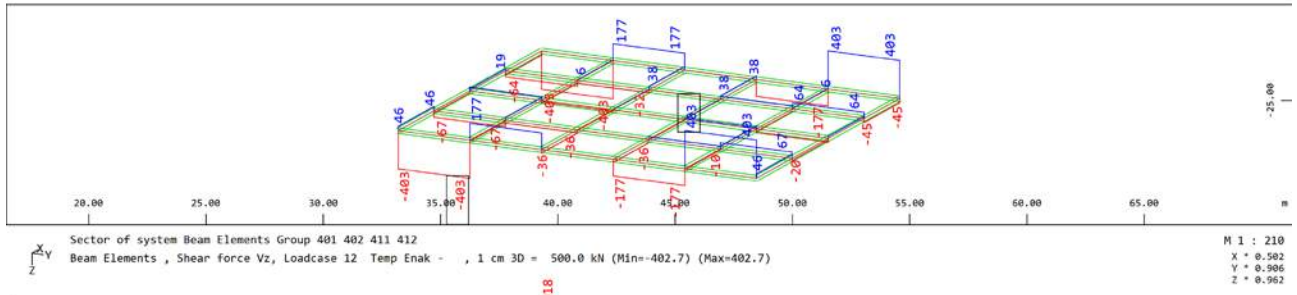
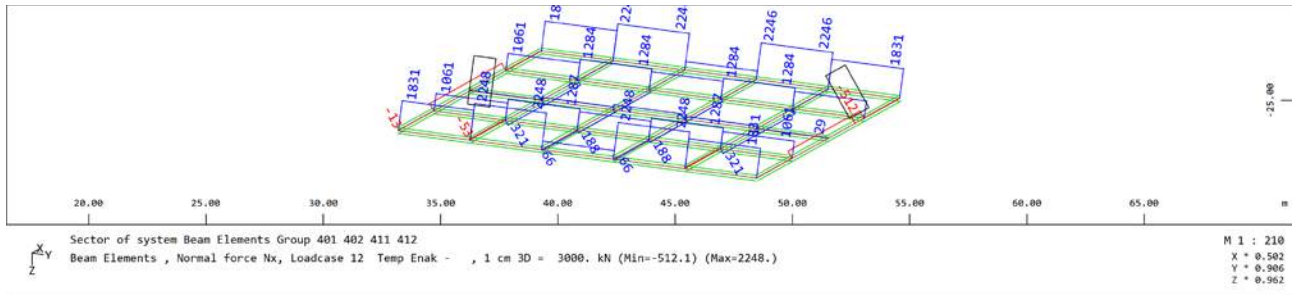
Temperatura (enak.temp.sprememba - segrevanje)

N / Vz / My



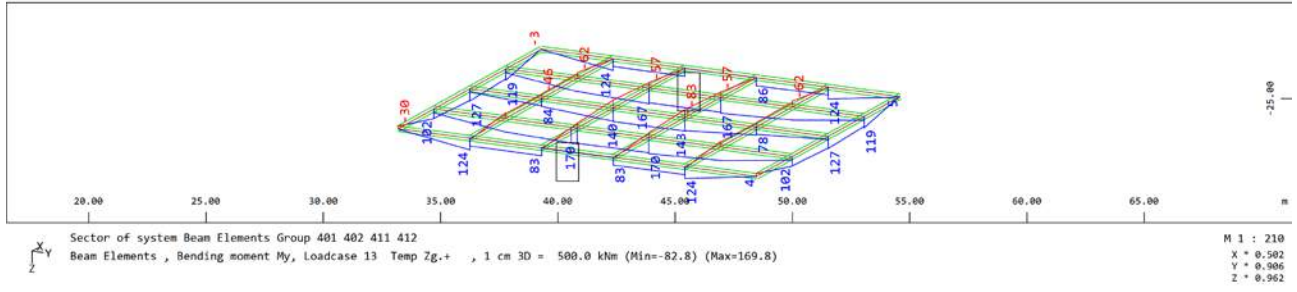
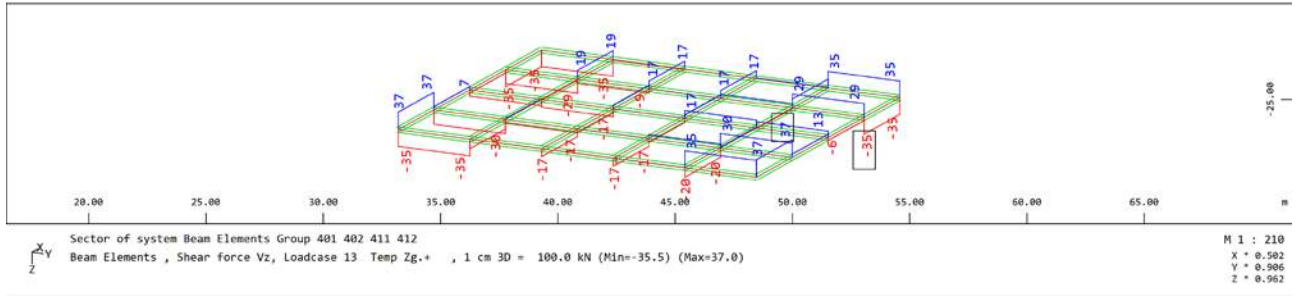
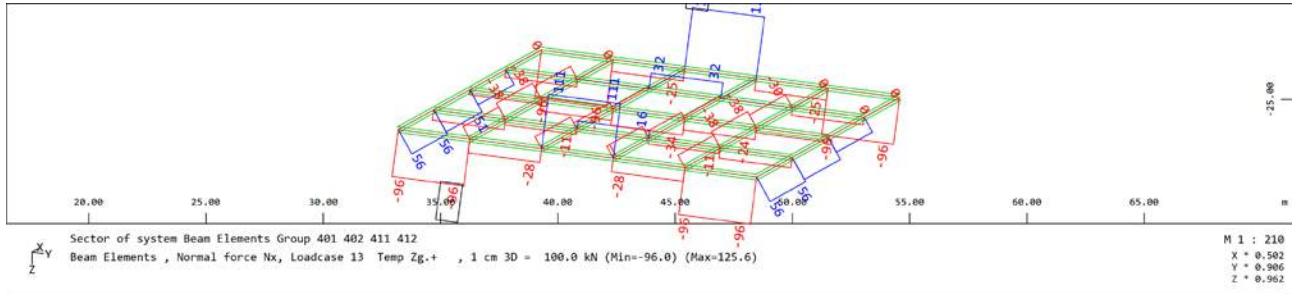
Temperatura (enak.temp.sprememba - ohlajevanje)

N / Vz / My



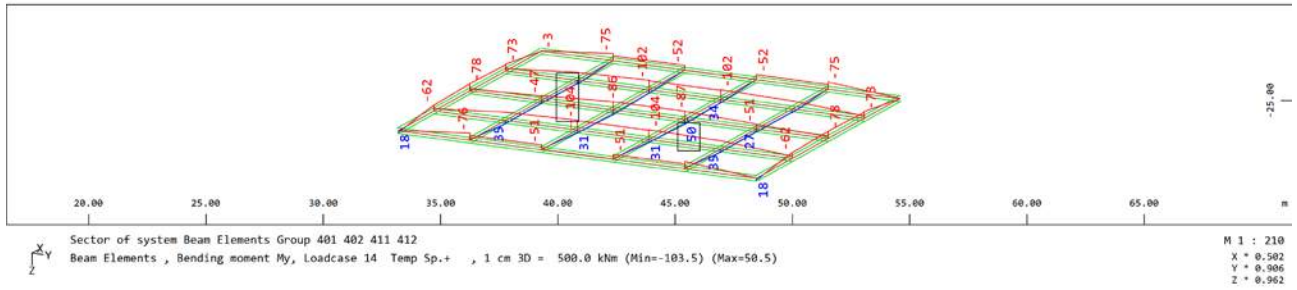
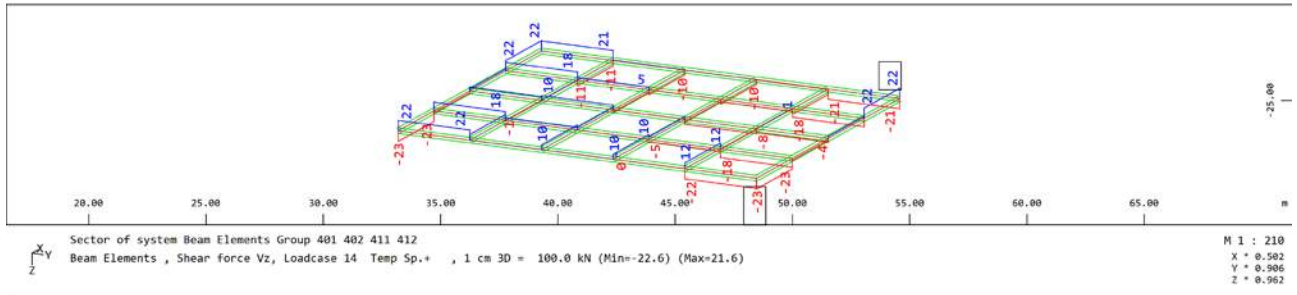
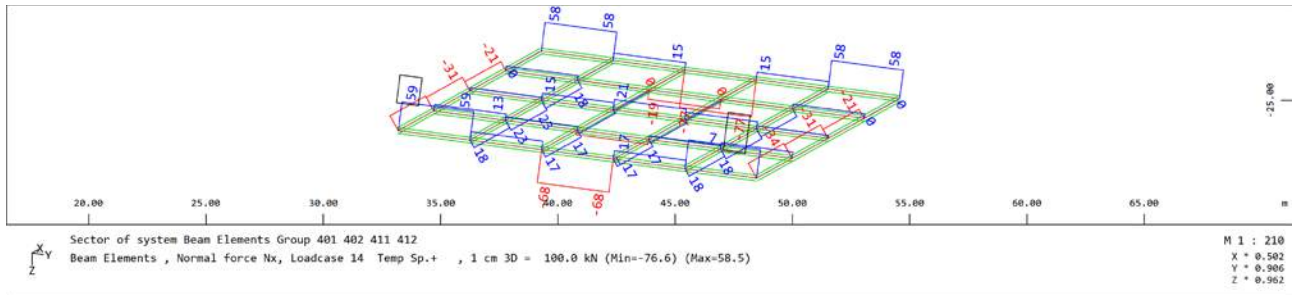
Temperatura(neenak.temp.sprememba – zg.topleje)

N / Vz / My



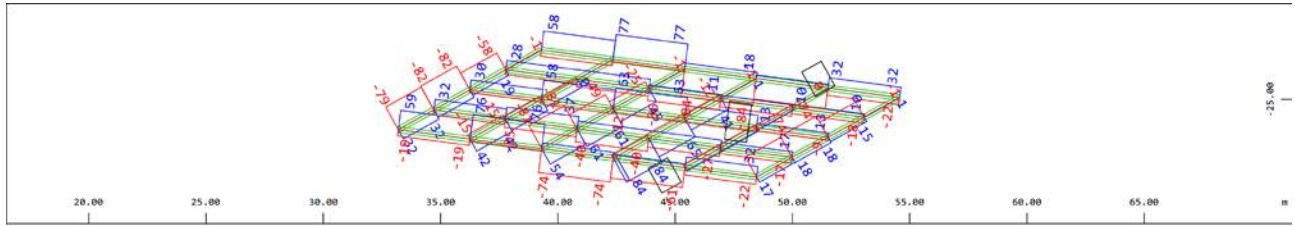
Temperatura(neenak.temp.sprememba – sp.topleje)

N / Vz / My



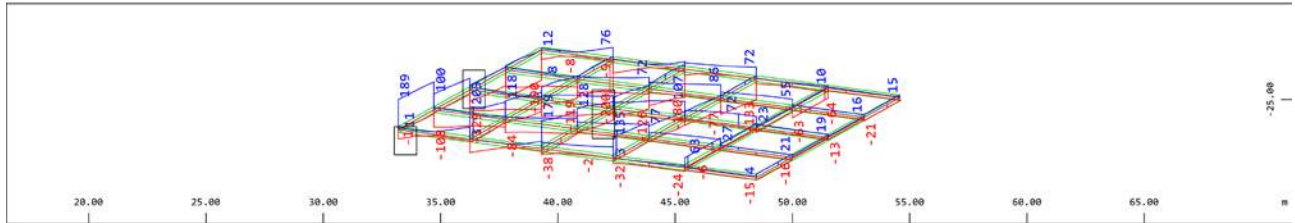
Promet – TS (LM1)

N / Vz / My



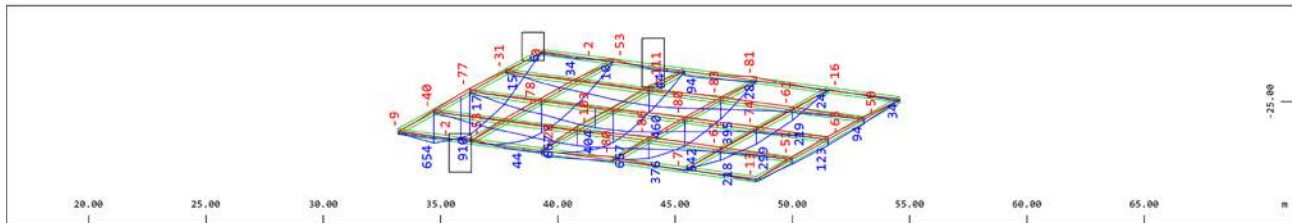
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2151 MAX-N BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 150.0 kN (Max=83.8)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2152 MIN-N BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 150.0 kN (Min=-83.7) (Max=-0.182)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2155 MAX-VZ BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 300.0 kN (Max=202.8)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2156 MIN-VZ BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 300.0 kN (Min=-199.9) (Max=-1.32)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

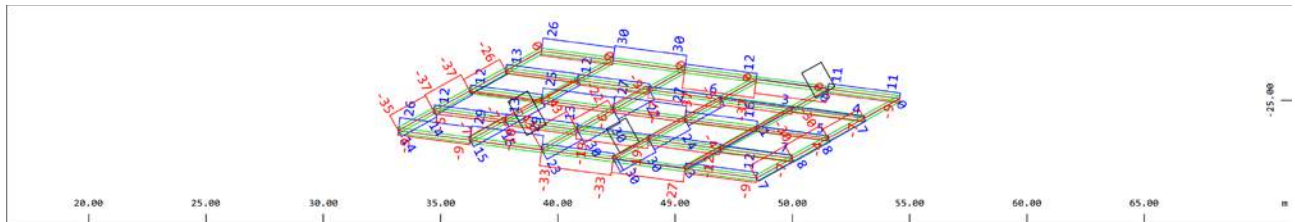


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2158 MIN-MY BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 1000.0 kNm (Min=-110.5) (Max=-0.209)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2157 MAX-MY BEAM TS_ovo] , 1 cm 3D = 1000.0 kNm (Max=910.0)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

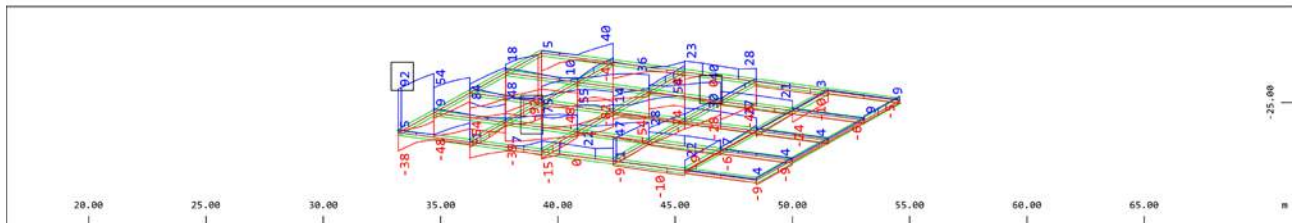
Promet – TS (40 ton)

N / Vz / My



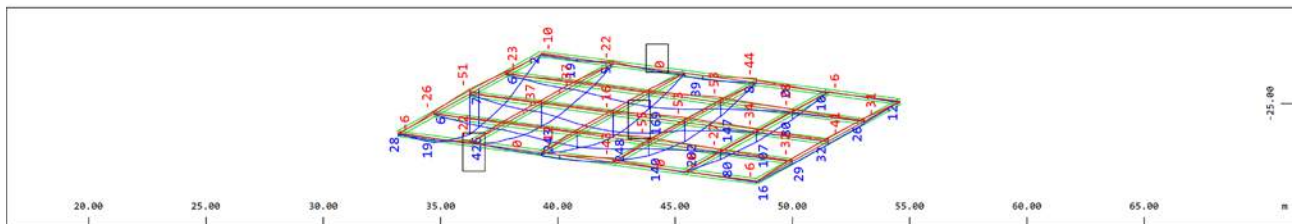
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2251 MAX-N BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=30.1)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2252 MIN-N BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-42.7) (Max=-0.0874)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2255 MAX-VZ BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=92.1)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2256 MIN-VZ BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-92.1) (Max=-0.209)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

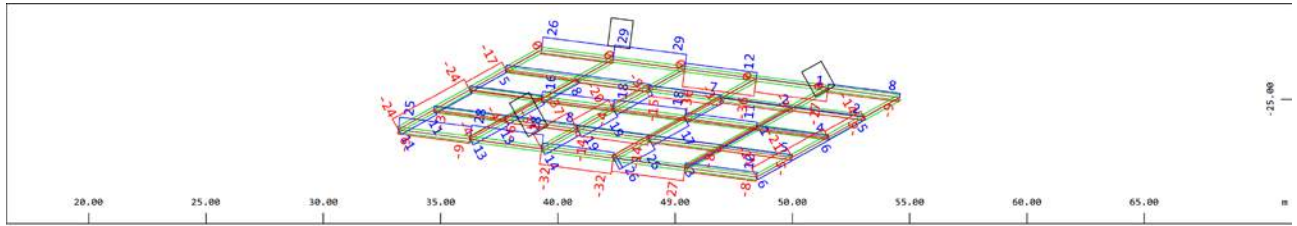


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2257 MAX-MY BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Max=425.8)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2258 MIN-MY BEAM TS 40t , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Min=-55.0) (Max=-0.0677)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

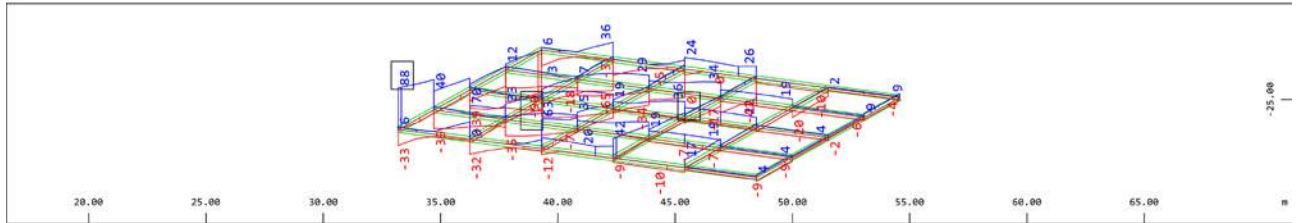
Promet – TS (LM4 sheme – povzeto po utrujanju)

N / Vz / My



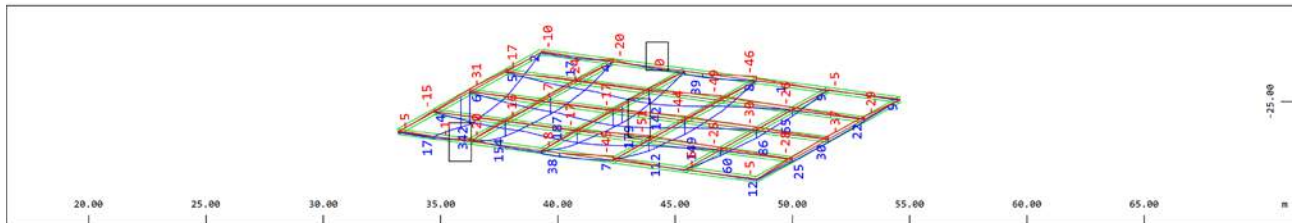
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2351 MAX-N BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=29.5)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2352 MIN-N BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-37.2) (Max=-0.0785)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2355 MAX-VZ BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=88.0)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2356 MIN-VZ BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-90.2) (Max=-0.0889)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

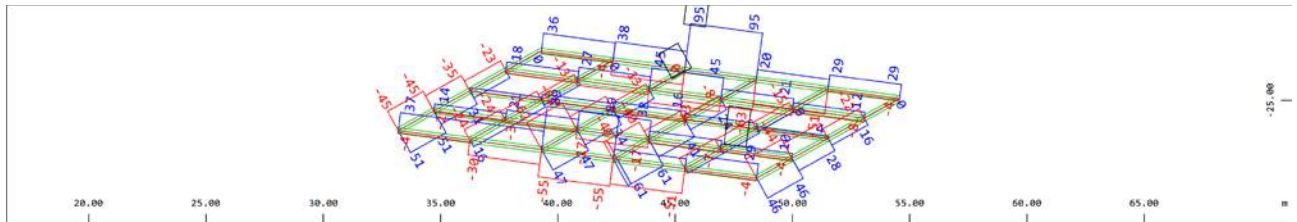


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2357 MAX-MY BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Max=341.7)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2358 MIN-MY BEAM TS LM4 , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Min=-50.9) (Max=-0.0591)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

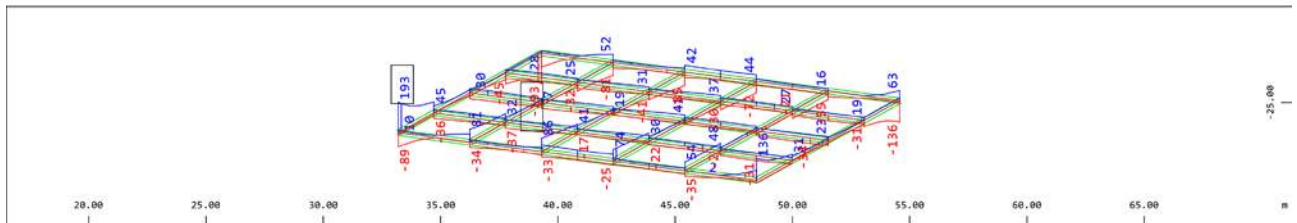
Promet - UDL

N / Vz / My



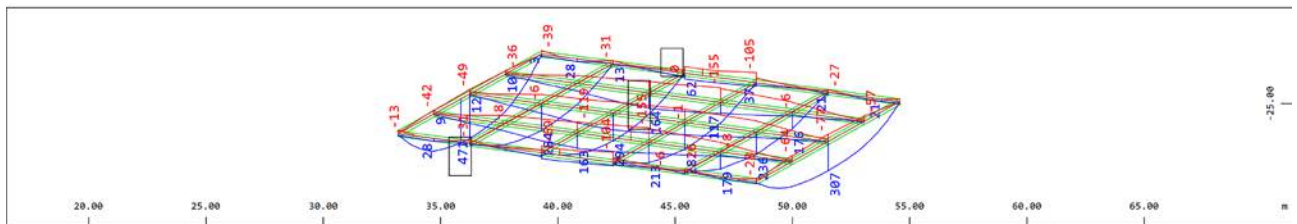
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2501 MAX-N BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=95.0)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2502 MIN-N BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-63.0) (Max=-0.210)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2505 MAX-VZ BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 300.0 kN (Max=193.5)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2506 MIN-VZ BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 300.0 kN (Min=-193.0) (Max=-0.117)

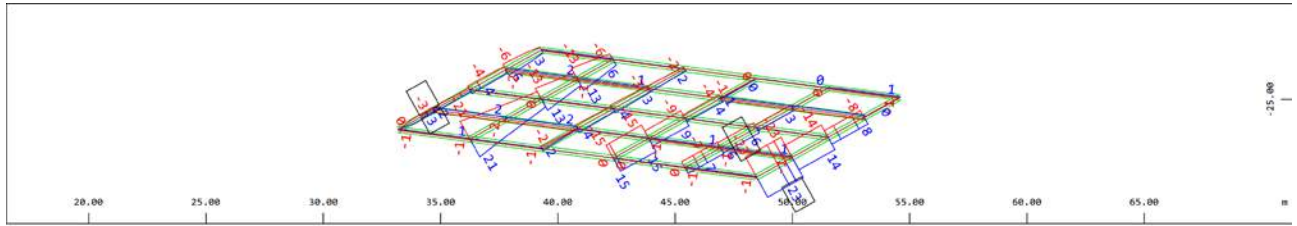
M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



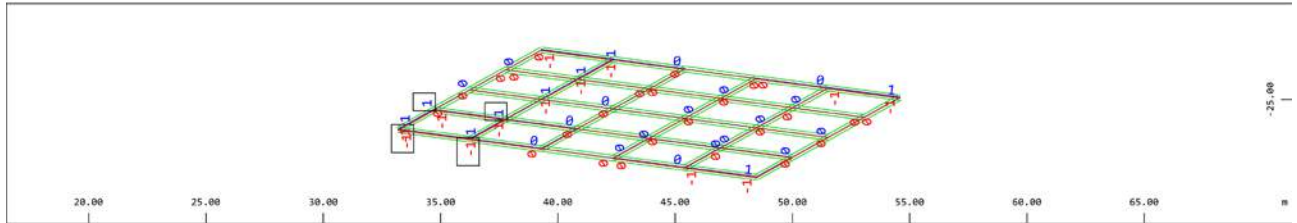
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2507 MAX-MY BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Max=471.2)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2508 MIN-MY BEAM UDL_ovojev , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Min=-155.5) (Max=-0.0814)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

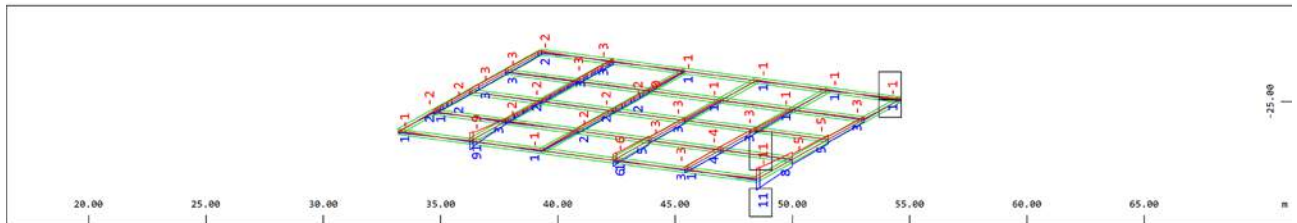
Sila zaviranja $N / V_z / M_y$



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 50.0 kN (Min=-2.94) (Max=23.3)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 50.0 kN (Min=-23.3) (Max=2.94)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

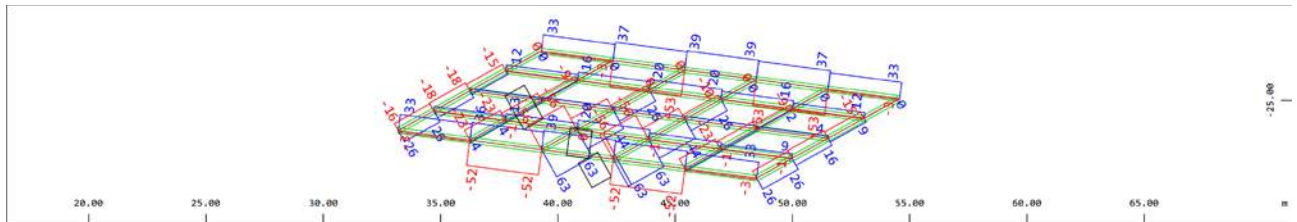


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 50.0 kN (Min=-0.689) (Max=0.670)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 50.0 kN (Min=-0.670) (Max=0.689)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

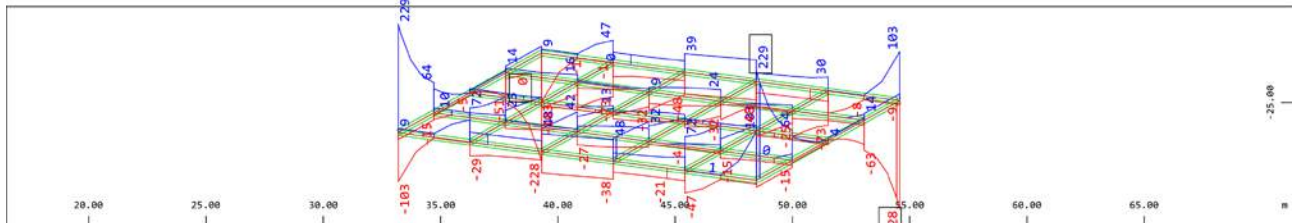


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 83 Zav.sila 3 , 1 cm 3D = 50.0 kNm (Min=-11.4) (Max=1.40)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 86 Zav.sila 6 , 1 cm 3D = 50.0 kNm (Min=-1.40) (Max=11.4)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

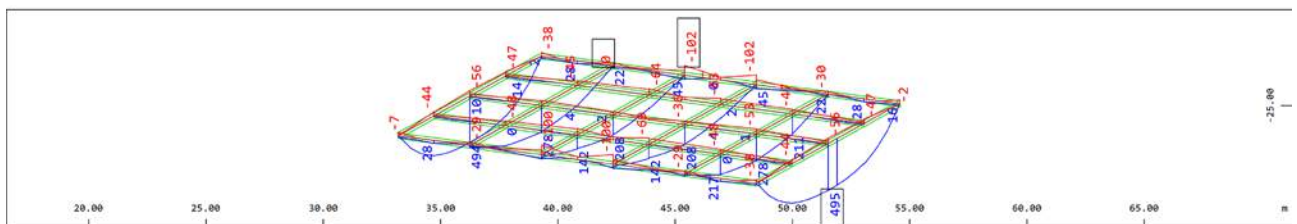
LM4 $N / V_z / M_y$



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2601 MAX-N BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=63.2)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2602 MIN-N BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-56.3) (Max=0)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

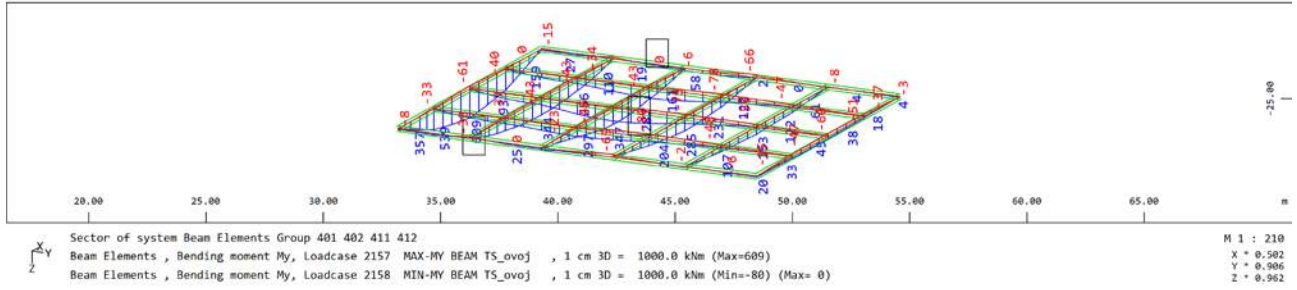
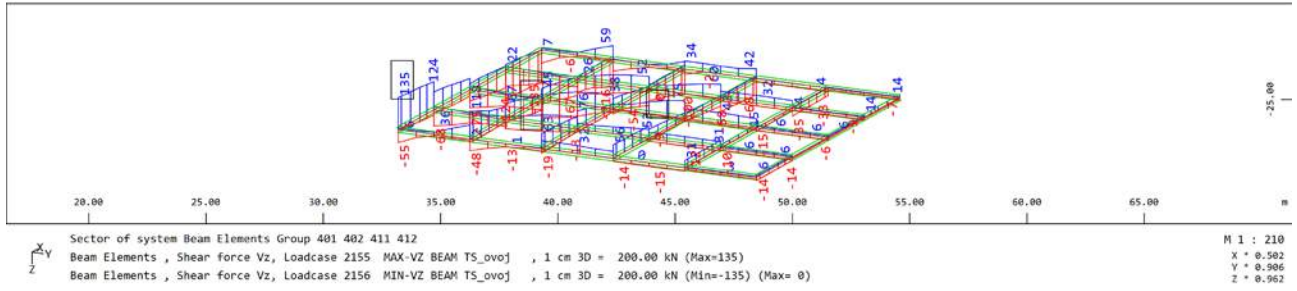
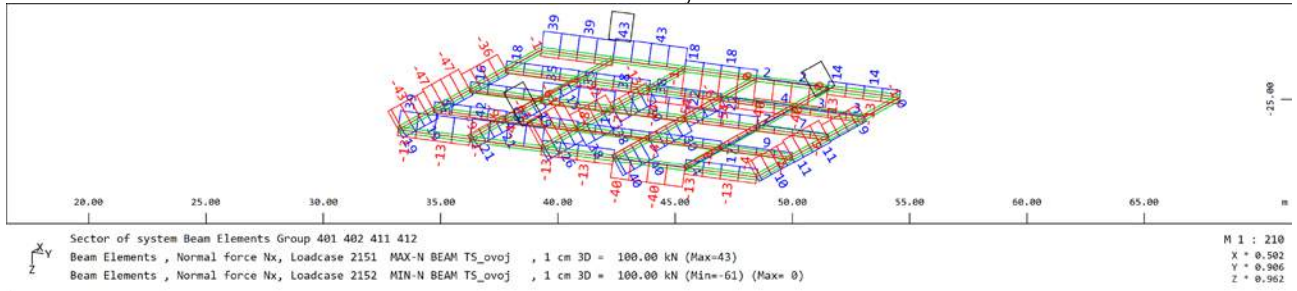


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2605 MAX-VZ BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=228.8)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 2606 MIN-VZ BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-228.0) (Max=0)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

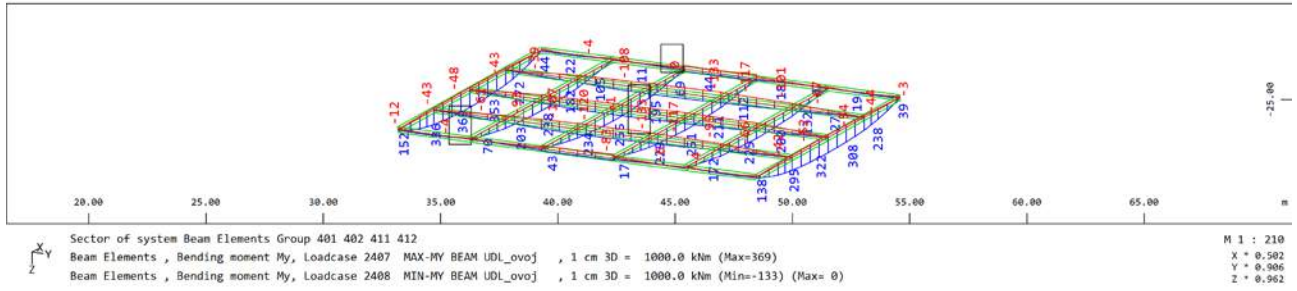
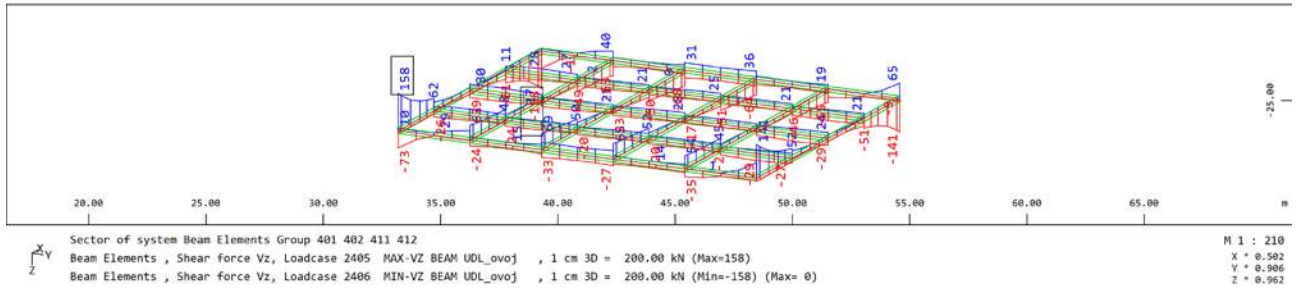
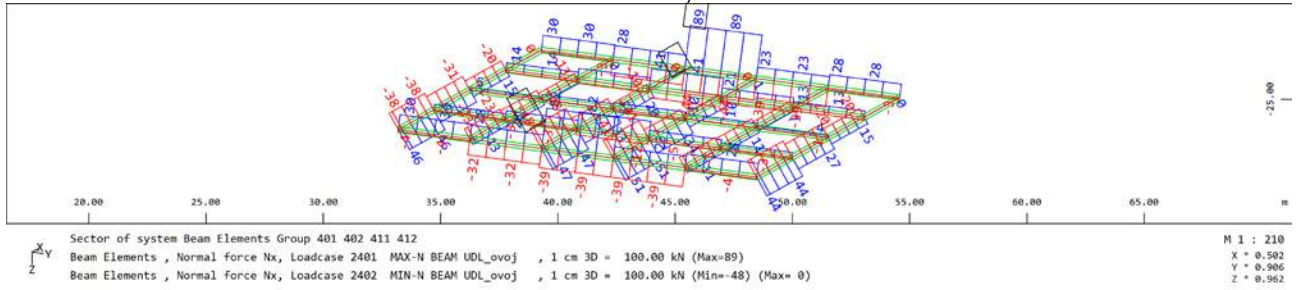


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2607 MAX-MY BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Max=494.6)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2608 MIN-MY BEAM UDL_LM4 , 1 cm 3D = 500.0 kNm (Min=-101.9) (Max=0)
 M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Promet – BK60 – koncentrirana obtežba N / Vz / My



Promet – BK60 – zvezna obtežba obtežba N / Vz / My

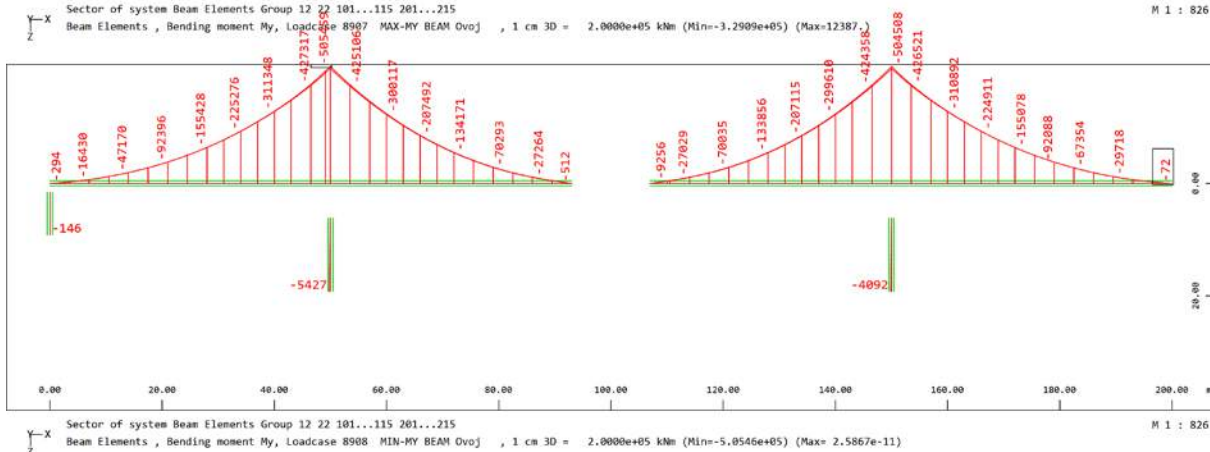
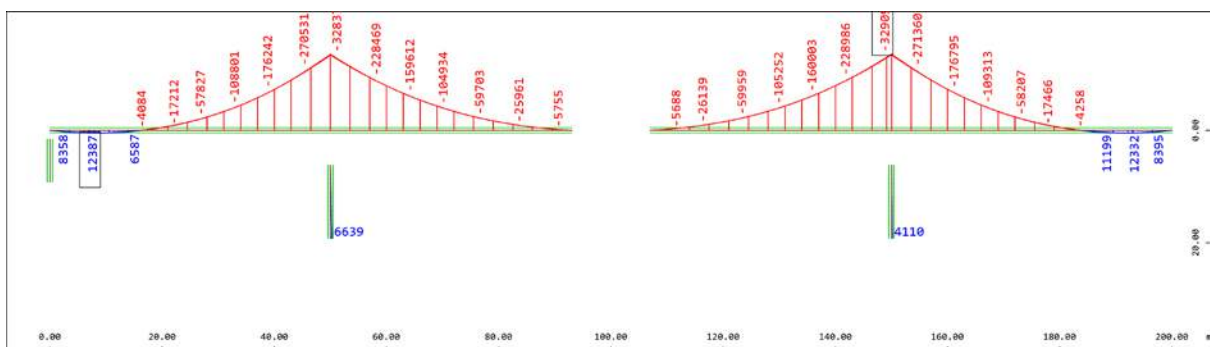
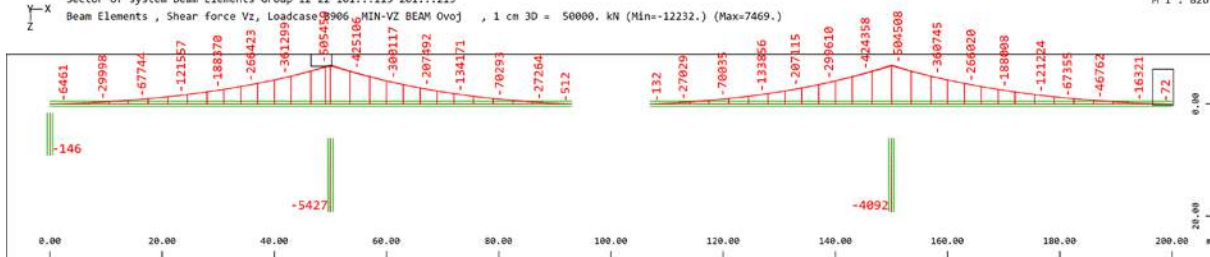
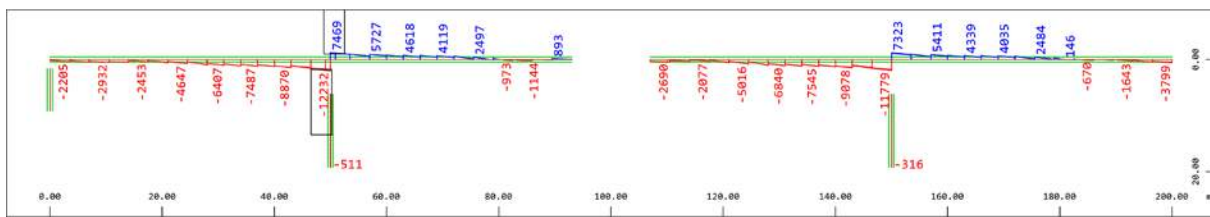
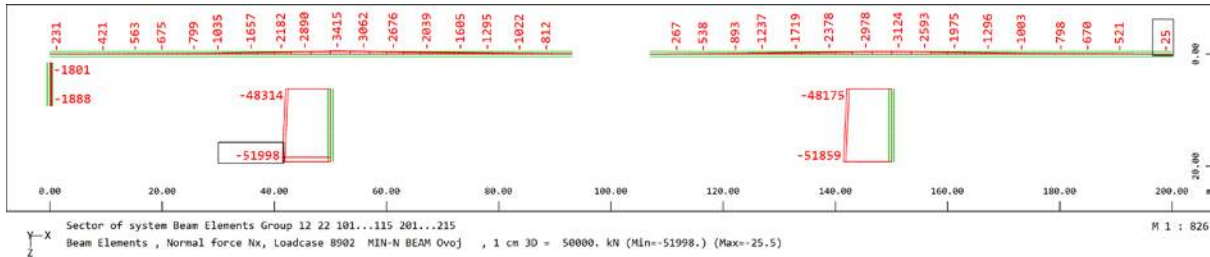


1.2. Notranje statične količine po merodajnih kombinacijah

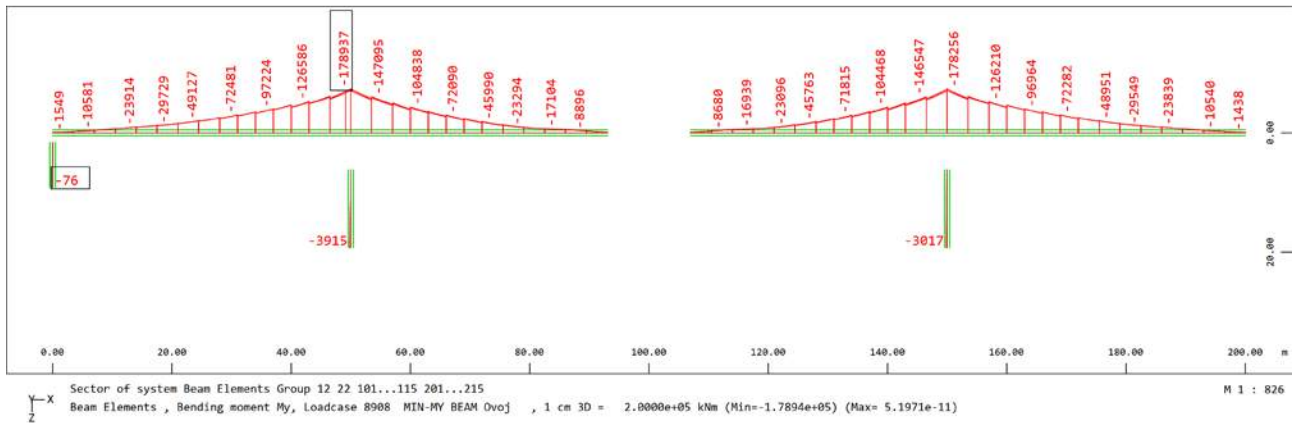
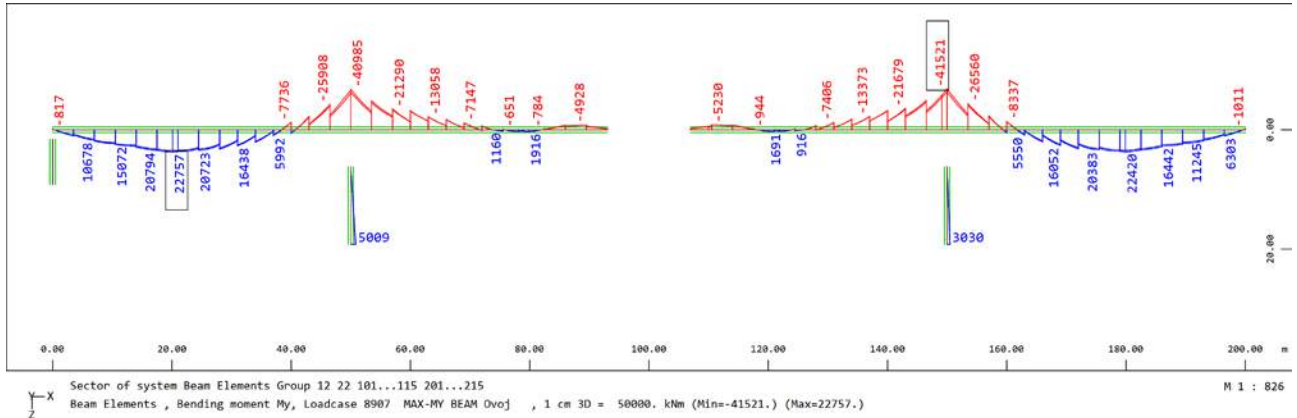
V kombinacijah je upoštevana obtežna shema LM1 v skladu s SIST EN 1991-2. V klopu dimenzioniranja posameznih delov bodo prikazane merodajne obremenitve v nadaljevanju.

Prekladna konstrukcija – konzolni del

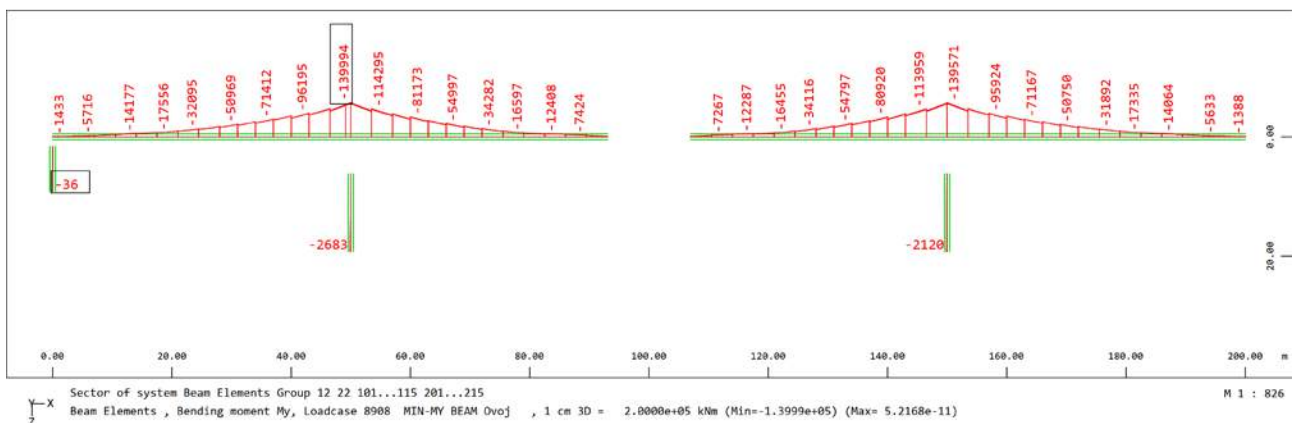
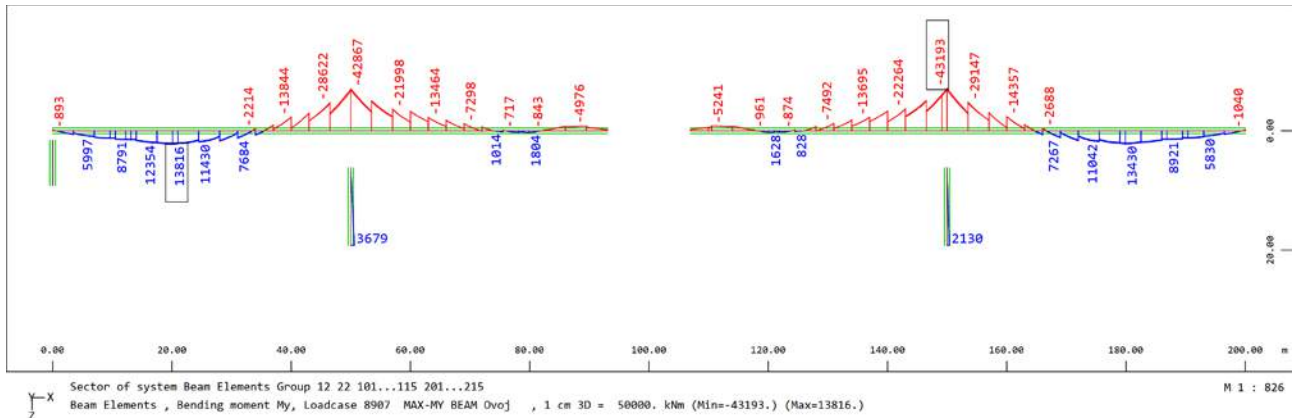
Mejno stanje nosilnosti (MSN-osnovna komb.) $N / V_z / M_y$



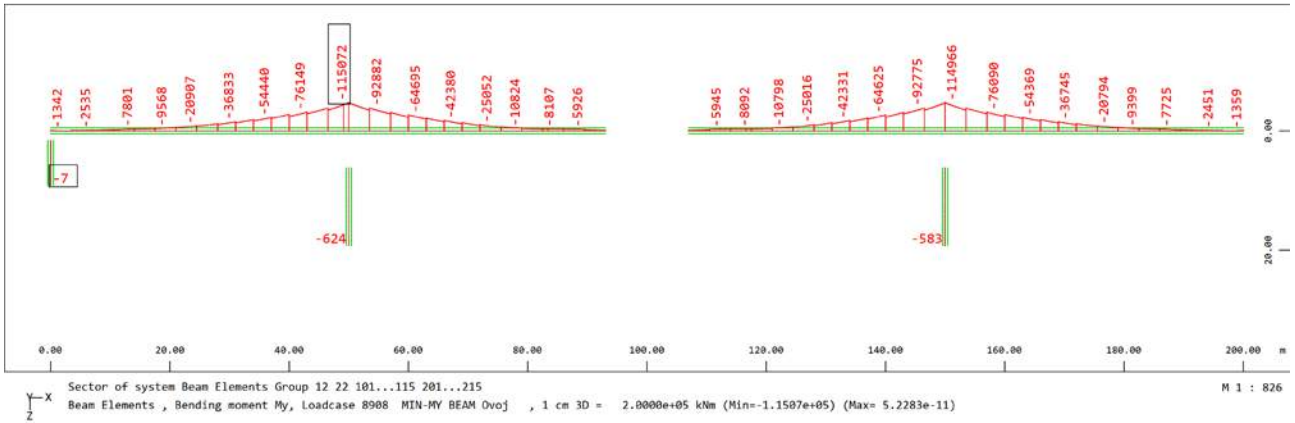
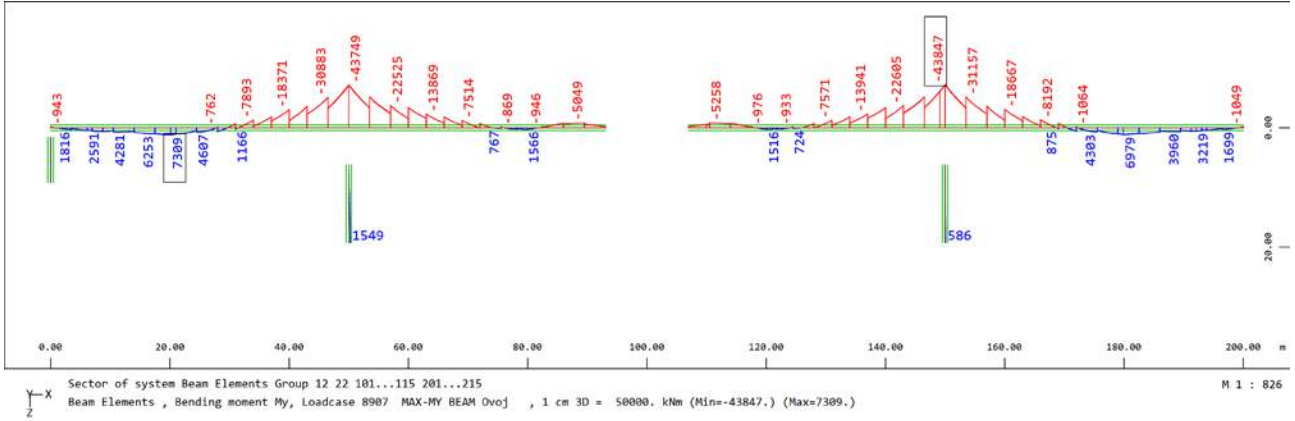
Mejno stanje uporabnosti (MSU- karakteristična komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$



Mejno stanje uporabnosti (MSU- pogosta komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$

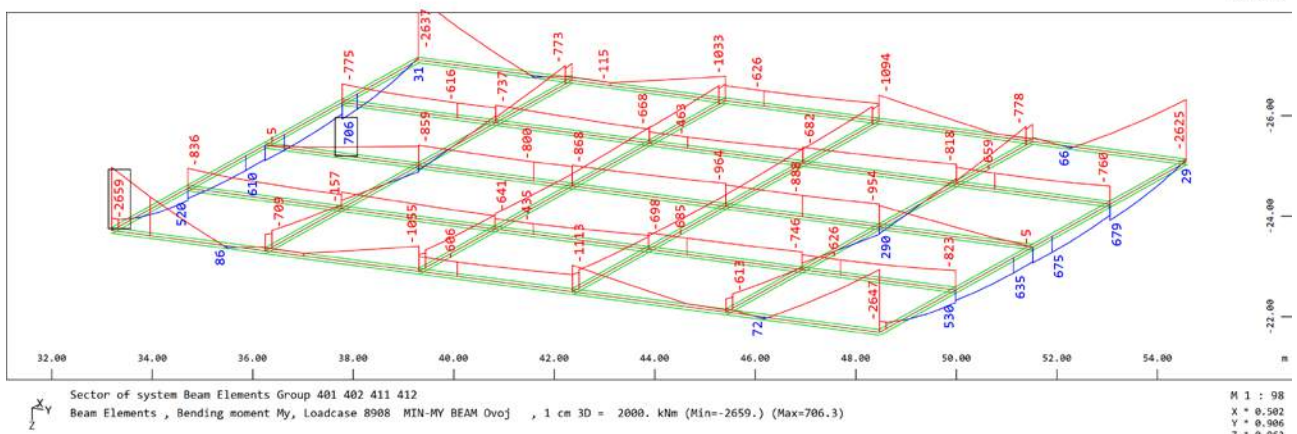
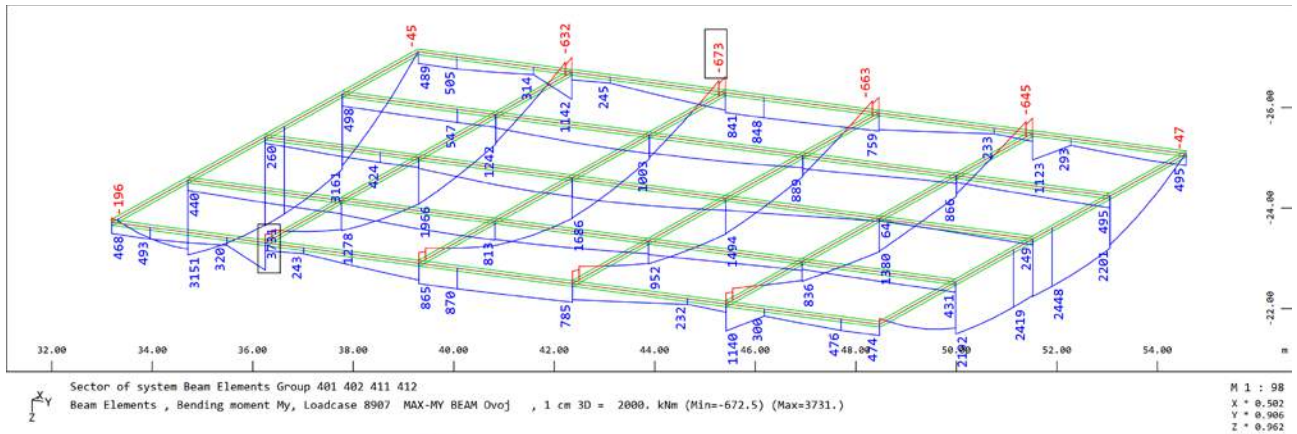
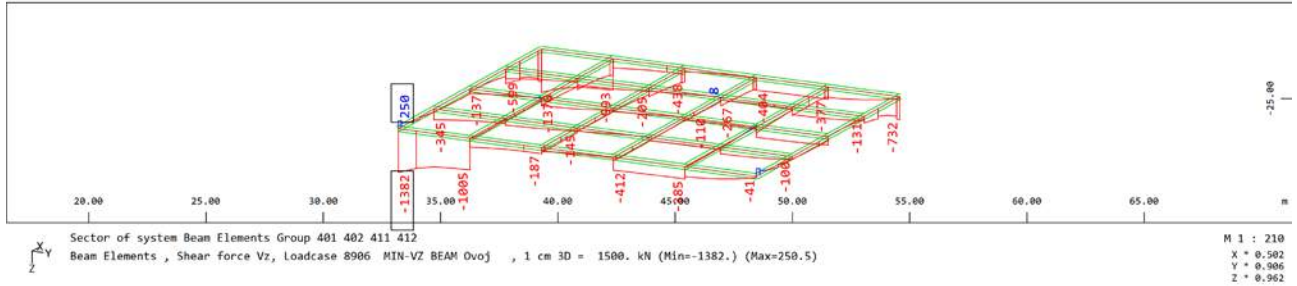
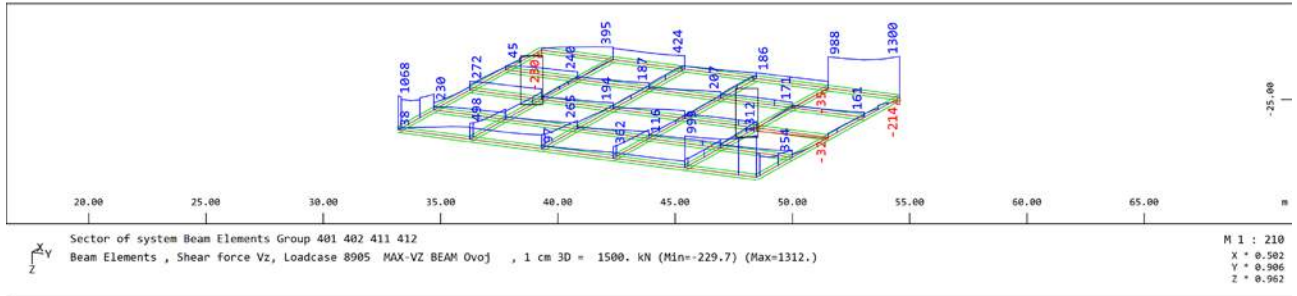
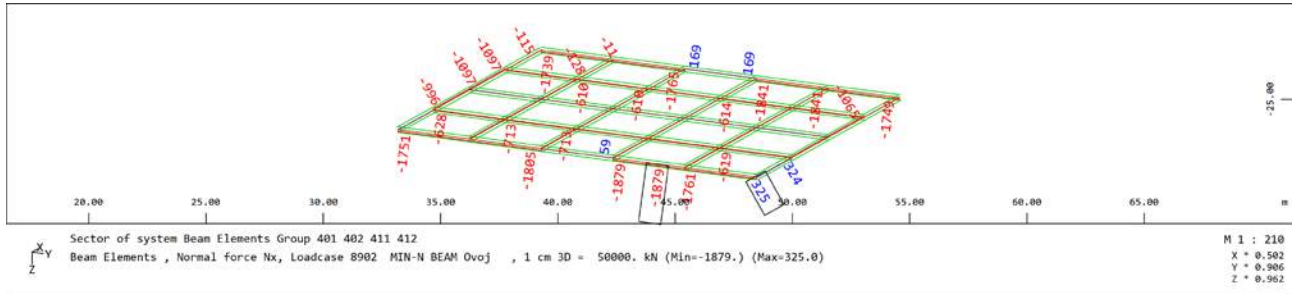


Mejno stanje uporabnosti (MSU-navidezno stalna komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$

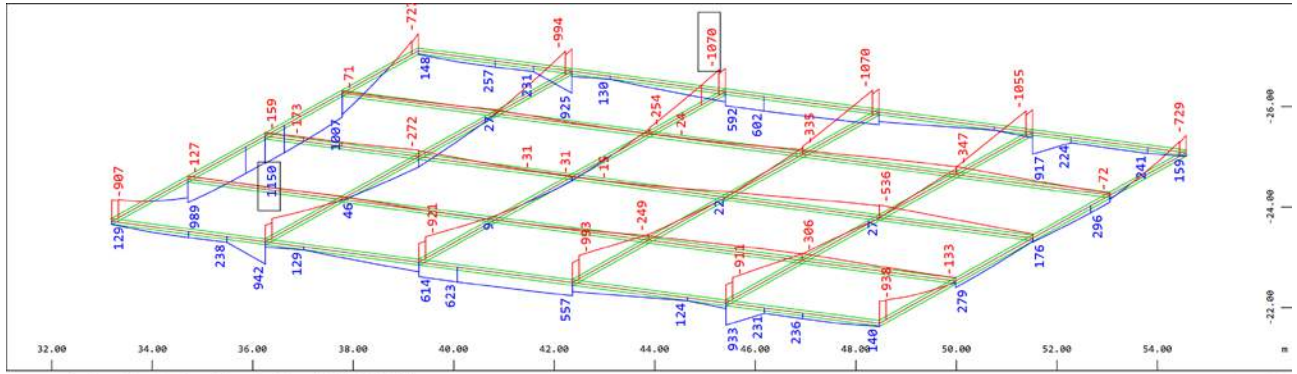


Prekladna konstrukcija – Gerberjev nosilec

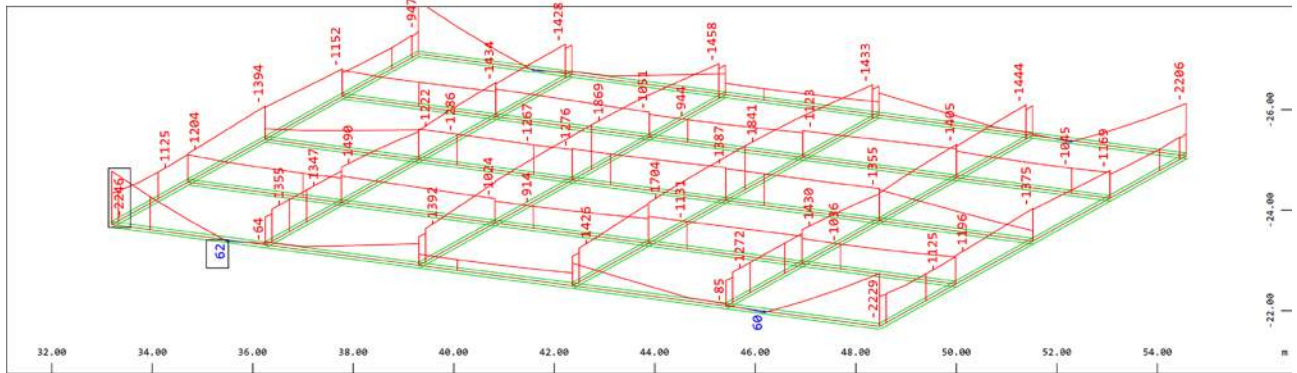
Mejno stanje nosilnosti (MSN-osnovna komb.) N / V_z / M_y



Mejno stanje uporabnosti (MSU- karakteristična komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$

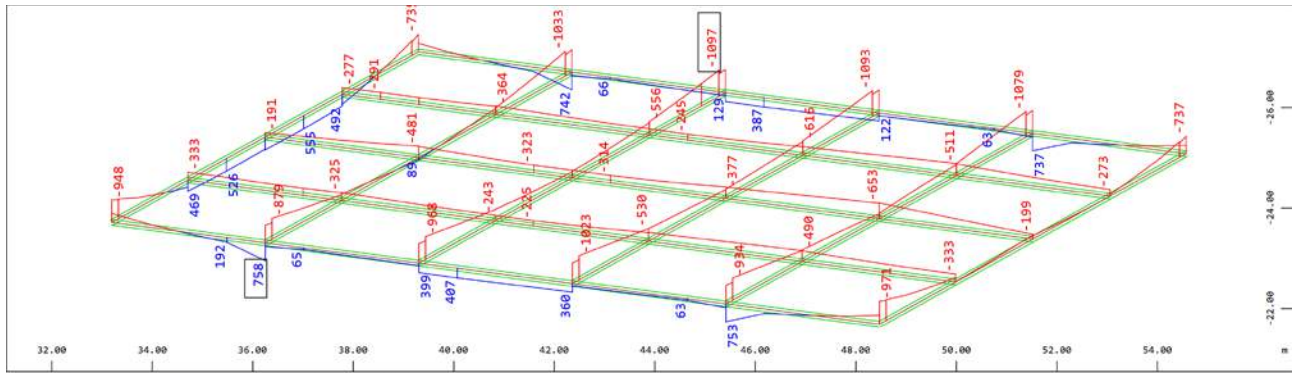


M 1 : 98
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962

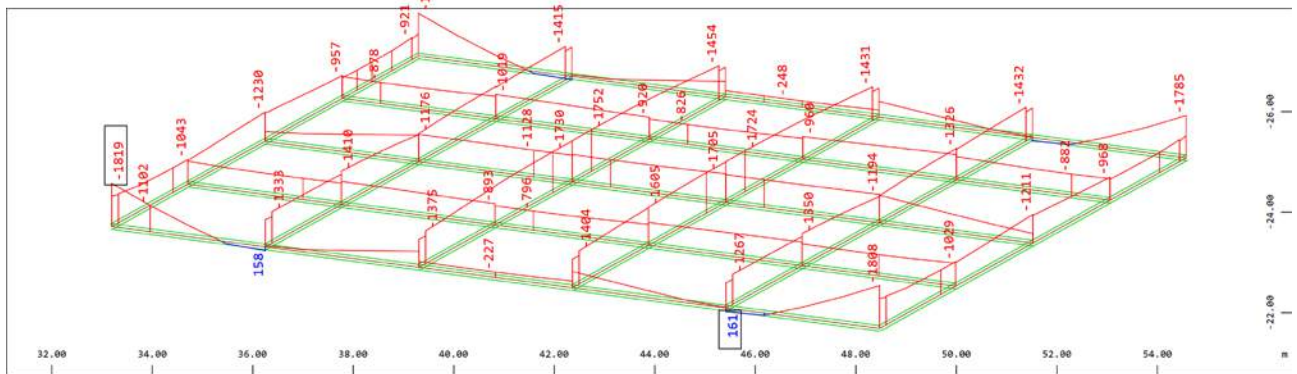


M 1 : 98
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962

Mejno stanje uporabnosti (MSU- pogosta komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$

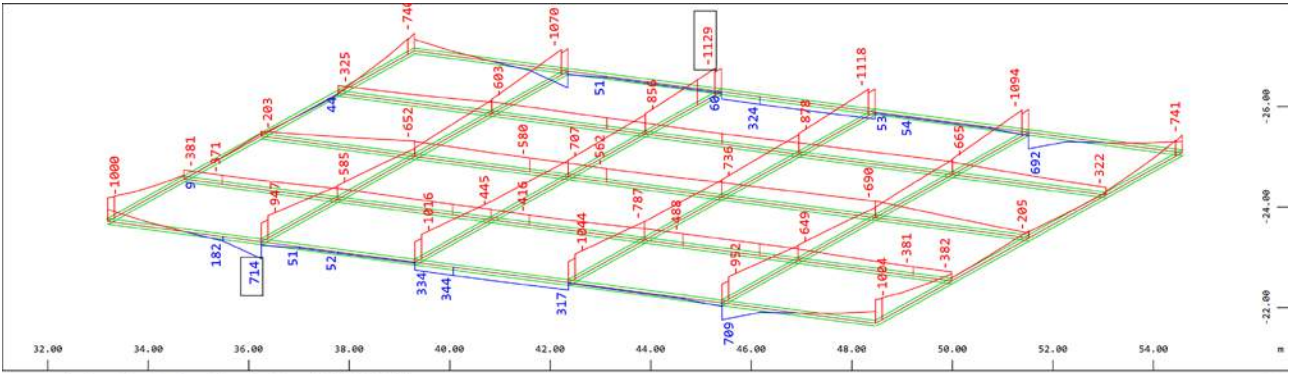


M 1 : 98
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962



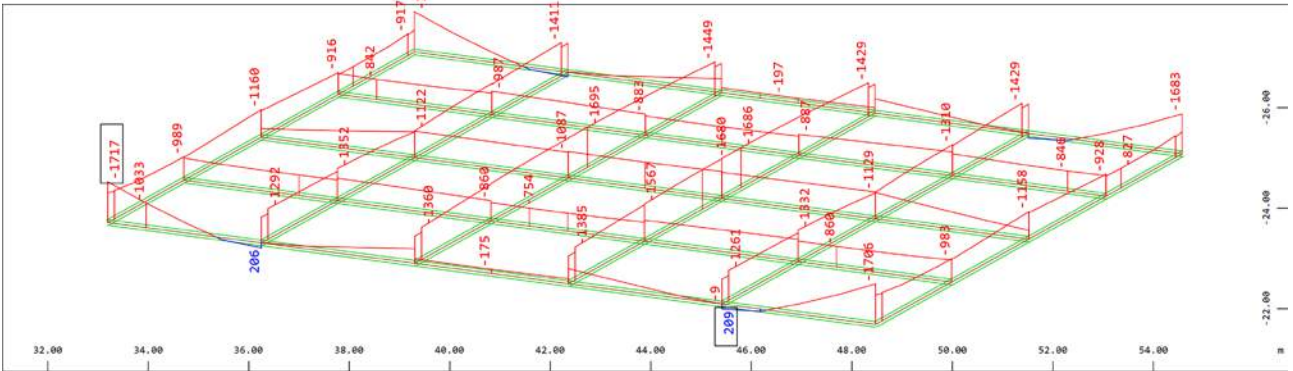
M 1 : 98
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962

Mejno stanje uporabnosti (MSU-navidezno stalna komb.) $M_{y,max} / M_{y,min}$



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8907 MAX-MY BEAM Dvoj , 1 cm 3D = 2000. kNm (Min=-1129.) (Max=714.1)

M 1 : 98
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8908 MIN-MY BEAM Dvoj , 1 cm 3D = 2000. kNm (Min=-1717.) (Max=208.7)

M 1 : 98
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

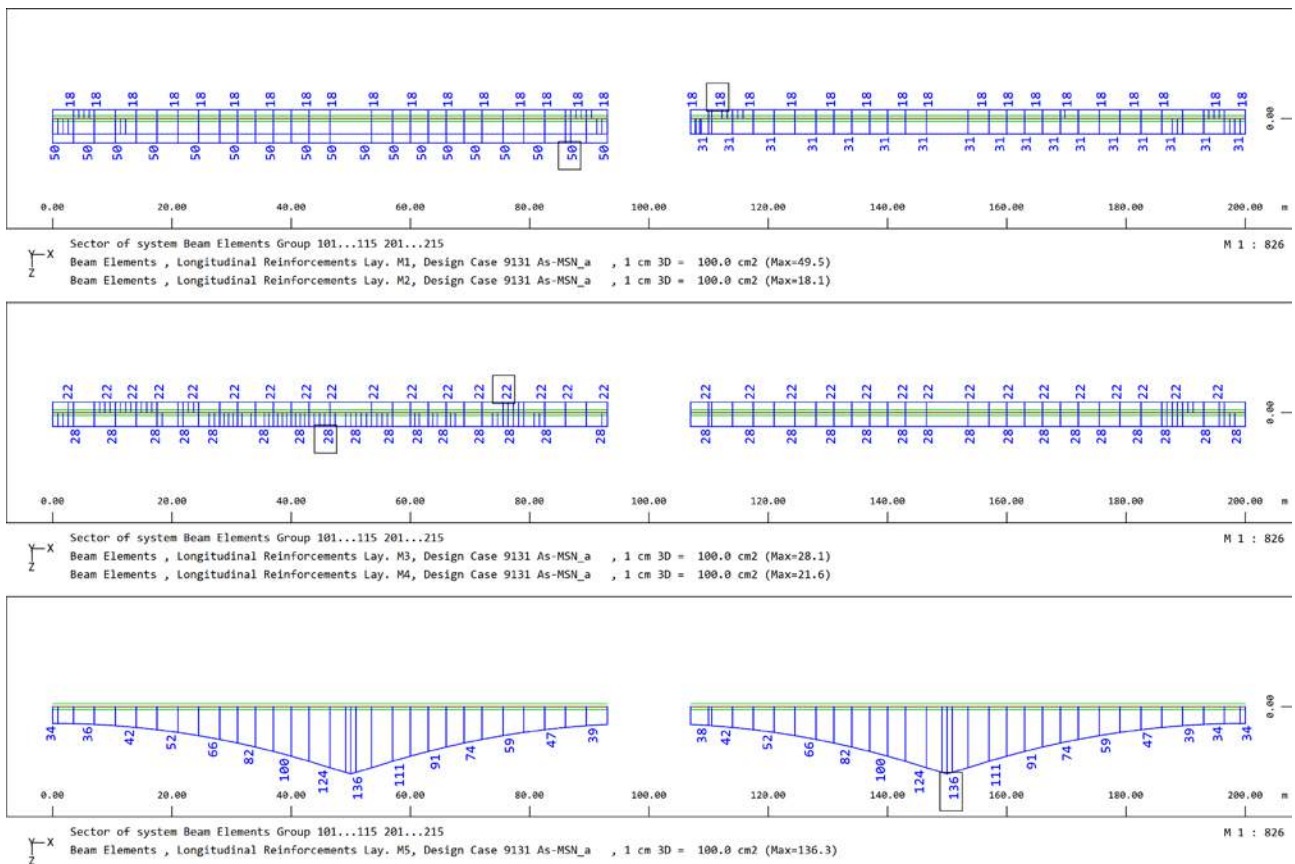
2. KONTROLA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – KONZOLNI DEL

V nadaljevanju je izvedena kontrola prekladne konstrukcije glavne premostitve reke Drave, Titovega mostu na območju konzolnega dela premostitve. Opravljena je analiza glavnih nosilcev, saj se predvideva, da s prečniki ni težav.

2.1. Kontrola po MSN

Kontrola upogiba

Kontrola konstrukcije se je lahko izvedla šele na podlagi natančnega pregleda obstoječe dokumentacije ter ustreznega upoštevanja vgrajenih armatur v konstrukciji. Na spodnji sliki so prikazane vgrajene armature v konstrukciji.



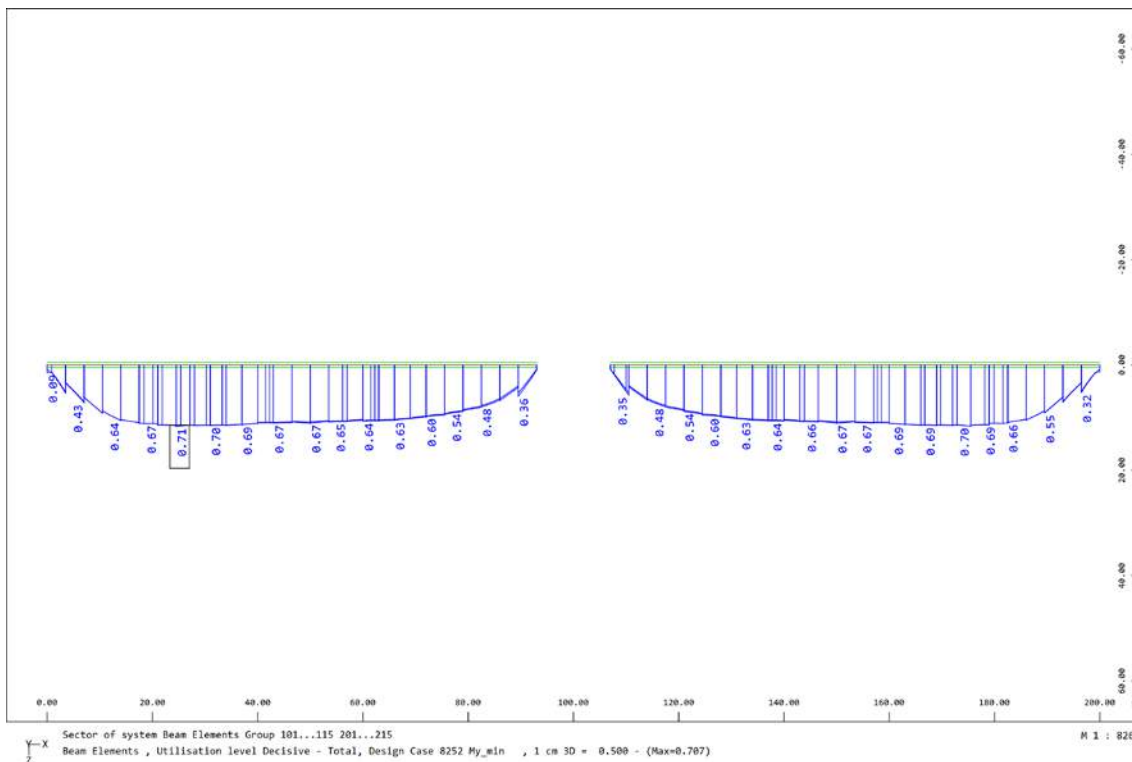
Kontrola nosilnosti na upogib se je izvedla s pomočjo programa Sofistik. Iz slik v nadaljevanju je razvidno, da prerez izkazuje ustrezno varnost na porušitev.

Kontrola nosilnosti – konzolni del

V nadaljevanju je izvedena kontrola konzolnega dela prekladne konstrukcije na upogib ob različnih predpostavkah, ki so navedene v spodnji tabeli. V kolikor je bilo pogoju zadoščeno ob strožjih/večjih obremenitvah, se nadaljne kontrole niso izvajale.

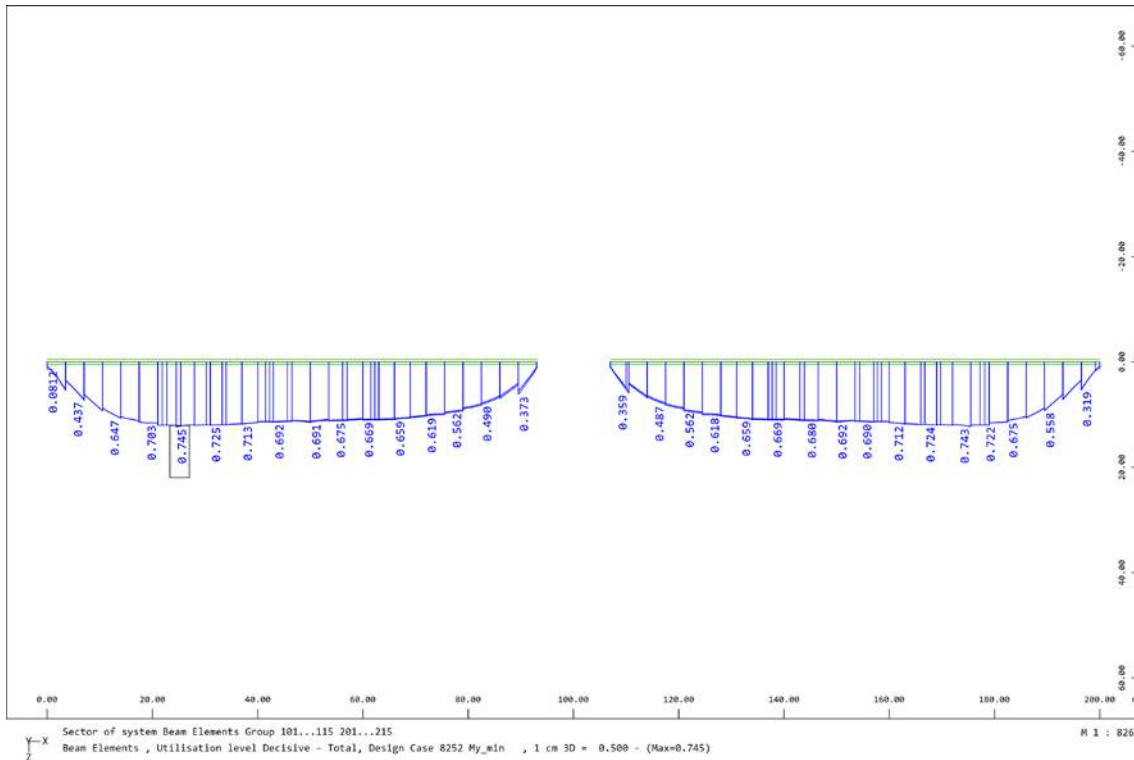
Predpostavka	Obremenitev	Prometne sheme				
		TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
a Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Upogib	0,71	✓	✓	✓	✓
b Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	0,75	✓	✓	✓	✓
c Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	0,87	✓	✓	✓	✓

- a) V spodnji kontroli je upoštevana predpostavka a), in sicer da so vsi kabli nepoškodovani ter da je sila v njih glede na računske predpostavke 100%. Nosilnost konstrukcije je zadostna že ob nereducirani prometni (maksimalni) obtežbi.



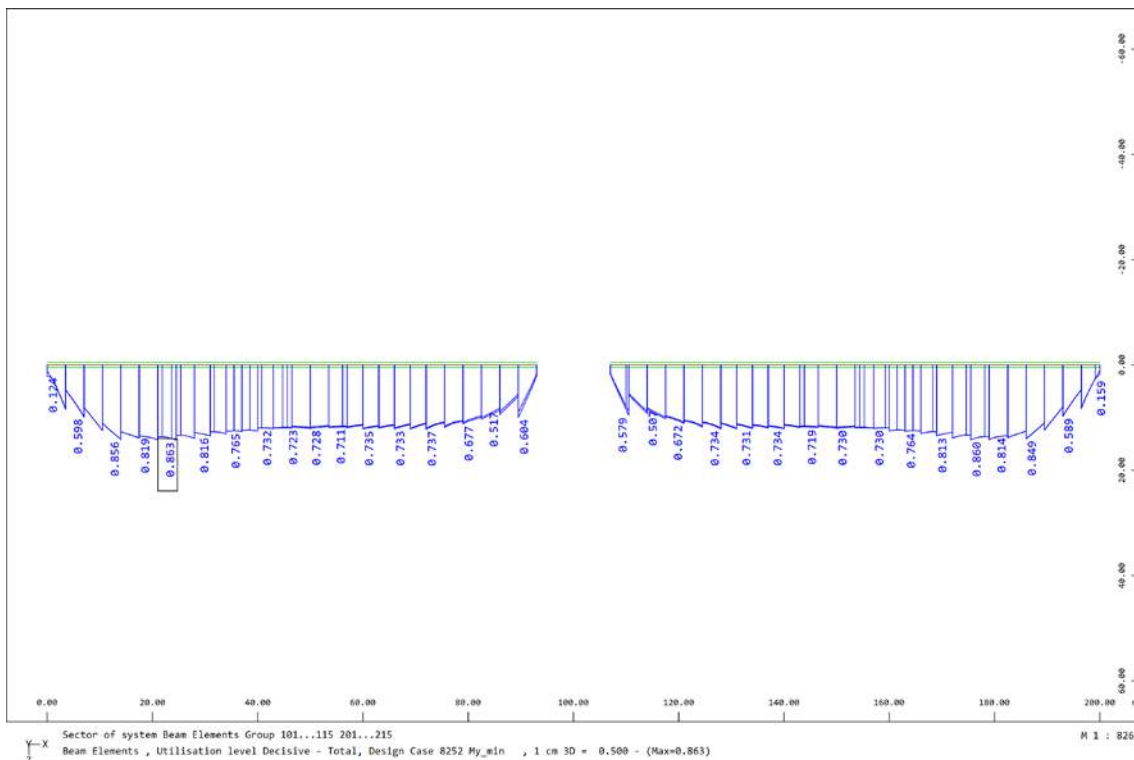
$$i_{\max} = 0,71 \leq 1,00$$

- b) V spodnji kontroli je upoštevana predpostavka b), in sicer da imajo vsi kabli zasidrani na koncu konzolnega dela silo prednapenjanja zmanjšano na 50%. Nosilnost konstrukcije je zadostna že ob nereducirani prometni (maksimalni) obtežbi.



$$i_{\max} = 0,75 \leq 1,00$$

- a) V spodnji kontroli je upoštevana predpostavka c), in sicer da je število nepoškodovanih kablov, ki so zasidrani na koncu konzol 50% vseh kablov, prav tako pa da je padec sile teh kablov polovičen. Nosilnost konstrukcije je zadostna že ob nereducirani prometni (maksimalni) obtežbi.



$$i_{\max} = 0,87 \leq 1,00$$

Maksimalna izkoriščenost znaša 0,87. Ob vrednosti podani v preiskavi vzorcev kablov iz Titovega mostu je bila določena natezna trdnost jekla za prednapenjanje 1630 MPa, kar je manj kot predvidena 1765 MPa. Ob upoštevanju maksimalni izkoriščenosti ter zmanjšanju možnega upoštevanja natezne trdnosti jekla za prednapenjanje znaša maksimalna izkoriščenost:

$$0,87 \times 1765 / 1630 = 0,94 \leq 1,0$$

V kolikor upoštevamo še zmanjšanje prereza v skladu z opombmo:

»Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 μm , pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 μm .«

$$0,87 \times 1765 / 1630 \times A_{\text{upoštevan}} / A_{\text{reduciran}} = 0,95 \leq 1,0$$

Kontrola striga

V nadaljevanju je izvedena kontrola konstrukcije na strig. Trenutne smernice za projektiranje konstrukcij na strižno obremenitev (SIST EN 1992-1) imajo definirano minimalno potrebno strižno armaturo, kar v osnovnem projektu ni upoštevano, saj takrat to ni bilo potrebno.

Kljub temu je na podlagi smernic Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) dopustno (točka 12.4.3.3.(4)), da v kolikor se konstrukcija dimenzionira na strižne obremenitve, ki upoštevajo tudi vpliv prometne obtežbe, ni potrebno zadostiti pogoju minimalne strižne armature glede na trenutne zahteve. To je bilo tudi upoštevano v našem primeru.

Kontrola tlačne diagonale se je preverila na maksimalno silo v podpori, medtem ko se je potrebna računsko armatura preverila s silo oddaljeno za statično višino od podpore v skladu s SIST EN 1992-1-1. Ob tem se je preveril še prerez v polju (določen na podlagi maksimalno izračunane armature s pomočjo programa Sofistik). Analiza je izvedena ob različnih predpostavkah, vendar je prikazana samo kontrola s shemami LM s 40 tonskim vozilo ter sheme LM4 in BK60, saj je v preostalih primerih bila nosilnost nezadostna.

Vgrajena armatura v Titovem mostu je manjša kot je trenutno potrebna minimalna armatura v skladu s SIST EN 1992-1-1. Račun je temeljil na predpostavki, da konstrukcija izkazuje ustrezno nosilnost, v kolikor je projektna obremenitev manjša od nosilnosti prereza brez strižne armature ($V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$). Projektna vrednost strižne odpornosti prereza je bila izračunana v skladu s enačbo 6.2a in 6.2b.

Standard omogoča v primeru nerazpokanosti prereza za prednapete elemente tudi aplikacijo enačbe 6.4 po SIST EN 1992-1-1 za izračun nosilnosti prereza brez armature, kar se je preverilo v primerih, kjer po enačbah 6.2 ni bila zadostna nosilnost.

Po standardu 1992-2 (točka 6.2.2.) se lahko pri izračunu nosilnosti prereza brez strižne armature upošteva tudi prerez površine jekla za prednapenjanje, kar se je v analizi primerjalo z nosilnostjo izraza 6.4 ter se je upoštevala manjša vrednost. Hkrati se je za prenos strižnih obremenitev upoštevala samo višina stojin pod utori, v katerih so kabli za prednapenjanje.

V analizah kjer je bila upoštevana manjša sila za izračune se je preveril pogoj vnosa sile prednapetja v konstrukcijo v skladu s 8.10.2 v SIST EN 1992-1-1.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) = 3,2 \cdot 0,7 \cdot 1,35_{C 30/37} = 3,02 MPa$$

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 1,25 \cdot 0,19 \cdot 2,12 cm \cdot \frac{941 MPa}{3,02 MPa} = 1,57 m$$

$$l_{pt,1} = 1,26 m \quad l_{pt,2} = 1,89 m$$

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} = 2,15 m$$

V Mejnem Stanju Nosilnosti:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{cta} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 1,35_{C 30/37} = 1,13MPa$$

$$l_{bpd} = l_{pt,2} + \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \frac{(\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})^*}{f_{bpd}} = 1,89 + 0,19 \cdot 2,12cm \cdot \frac{941MPa}{1,13MPa} = 5,25m$$

*upoštevamo polno napetost

V spodnji tabeli je pdoan povzetek rezultatov:

Predpostavka		Prometne sheme					
		Obremenitev	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS - LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
a	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Strig	x	x	✓	✓	✓
b	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Strig	x	x	✓	✓	✓
c	Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Strig	x	x	✓	✓	✓

Predpostavka a) Kabli: vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100%

Računske analize so pokazale, da konstrukcija v primeru polne obremenitve po prometni shemi LM1 ne izkazuje varnosti. Zato je v nadaljevanju izvedena kontrola v skladu s shemo, kjer se je upoštevalo 40 tonsko vozilo oziroma LM4 sheme dejanskih vozil ter shema BK60. V analizi je upoštevana efektivna stojina pod utorom namenjenim kablom ter armatura ($10\Phi 14 + 6\Phi 8 + \Phi 10 = 23,1\text{cm}^2$). Upoštevale so se tudi karakteristike betona dokazane s preizkusi C45/55.

Prez nad rečnim stebrom

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Shema za utrujanje)	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	11615	3872	629
	$V_{z,max.red.} / V_{z,min.red.}$	7710	2570	1213
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	10160	3387	11310
	$M_{T,max.red.} / M_{T,min.red.}$	6601	2200	11466

$V_{z,max.} / V_{z,min.}$
Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzđ. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c 3,61 [m ²]	Povrsina	A_k 37,86 [m ²]
Staticna visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	A_k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	$A_{s,l}$ 23,1 [cm ²]
f_t	0,0007	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -101220 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 3872 [kN]
Torsion	T_{Ed} 625 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	12775 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	3,30
$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	7 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	583,47

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,30 + 0,00 < 1,0$$

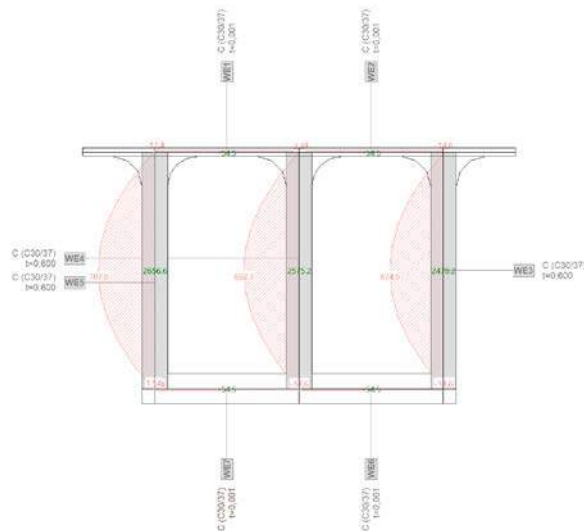
$$0,31 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzđ. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c 3,61 [m ²]	Povrsina	A_k 37,86 [m ²]
Staticna visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	A_k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	$A_{s,l}$ 23,1 [cm ²]
f_t	0,0007	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -101220 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 2570 [kN]
Torsion	T_{Ed} 1213 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0
Rezultati - Strig			
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	12775 kN	
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	4,97	
Rezultati - Torzija			
$s_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	409,50 cm	
$s_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
$A_{s,min}$	Prez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
$A_{s,max}$	Prez maksimalne armature	180,35 cm ² /m	
$A_{s,sw}$	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	712 kN/m ²	
$V_{Rd,c}$		971 kN/m ²	
$V_{Rd,max}$		3537 kN/m ²	
$t_{Ed} < t_{Rd,c}$			
Rezultati - Vzđ. arm			
$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm	
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm	
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	14 kN/m ²	
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	302,56	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
$0,73 + 0,01 < 1,0$			
$0,74 < 1,0$			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature:
 $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,74 \leq 1,0$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 2657 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3506 \text{ kN}$$

$$M_{t,max.} / M_{t,min.}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. arm
Precni prezek			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 4,92 [m]
Visina	h = 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c = 3,61 [m ²]	Povrsina	A _k = 37,86 [m ²]
Staticna visina	d = 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k = 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c = 0,85	cot Q = 2,50	=> cot Q = 2,50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{sl} = 23,1 [cm ²]
ƒ _j	0,0007	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -101220 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 3387 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 11314 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} = 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	12775 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3,77

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	133 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	32,45

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,27 + 0,03 < 1,0$$

$$0,30 < 1,0$$

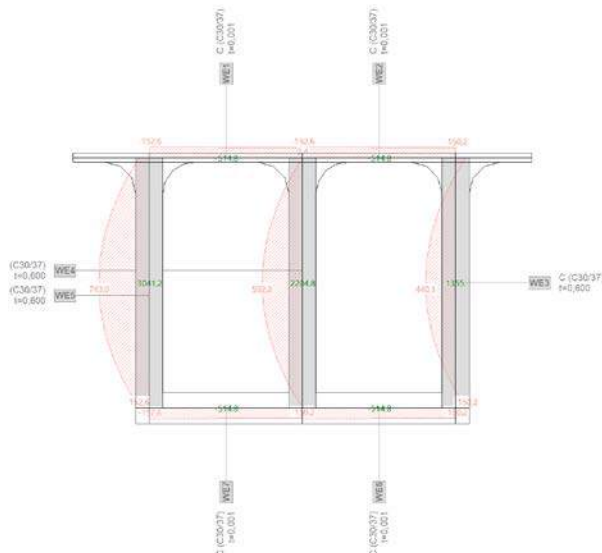
Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. arm
Precni prezek			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 4,92 [m]
Visina	h = 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c = 3,61 [m ²]	Povrsina	A _k = 37,86 [m ²]
Staticna visina	d = 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k = 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c = 0,85	cot Q = 2,50	=> cot Q = 2,50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{sl} = 23,1 [cm ²]
ƒ _j	0,0007	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -101220 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 2200 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 11462 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} = 1,0
Rezultati - Strig			
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	12775 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	5,81	
Rezultati - Torzija			
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	409,50 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
A _{s,min}	Prez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prez maksimalne armature	180,35 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (h x h)	609 kN/m ²	
V _{Rd,c,t}		971 kN/m ²	
V _{Rd,max,t}		3537 kN/m ²	
t _{Ed}	t _{Ed} < t _{Rd,c,t}		
Rezultati - Vzdl. arm			
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm	
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	135 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	32,81	
Rezultati - Vzdl. arm			
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	2,90 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
$0,63 + 0,08 < 1,0$			
$0,70 < 1,0$			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature:

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,70 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 3041 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3506 \text{ kN}$$

Prerez na koncu konzole

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	3126	1042	2634
	$V_{z,max.red.} / V_{z,min.red.}$	2394	798	2833
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	1769	590	4743
	$M_{T,max.red.} / M_{T,min.red.}$	1345	448	4671

$$V_{z,max.} / V_{z,min.}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki		Rezultati - Stig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm	
Prečni prerez					
Sirina	b	0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z	1,39 [m]
Visina	h	1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,i}$	0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c	0,94 [m ²]	Povrsina	A_k	9,94 [m ²]
Staticna visina	d	1,54 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k	16,52 [m]
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.			
Kvaliteta betona	C45/55	$\cot Q$	2,50	$\Rightarrow \cot Q$	2,50 Samod.
Koeficient a_c	0,85	Q	21,8	\Rightarrow	Q 21,8
Armatura		Kvaliteta armature S 240			
Povrsina vzdolžne arm.	A_{sl}	23,1 [cm ²]			
r_f	0,0025 Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>				
Obremenitev prereza					
Oсна sila	N_{Ed}	-15597 [kN]	Precna sila	V_{Ed}	1024 [kN]
Torsion	T_{Ed}	2634 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1,0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3152 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	3,08

$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	45078 kNm
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	221 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	17,11

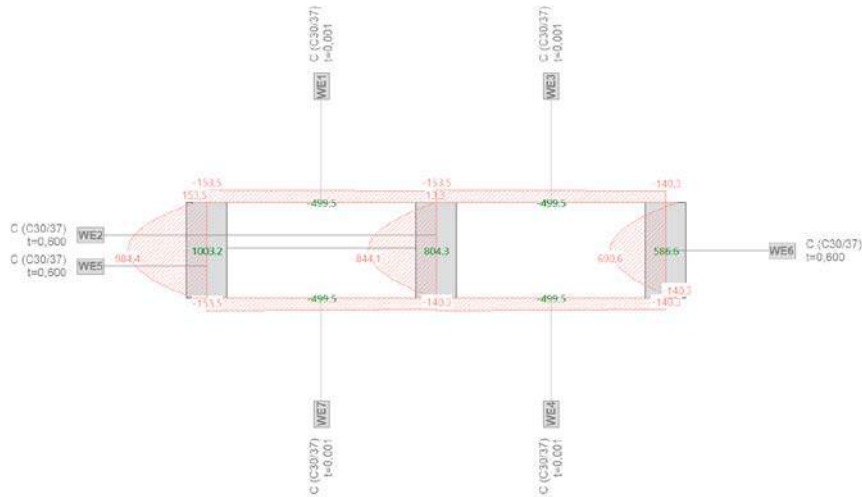
Kombinacija striga in torzije	
$V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1,0$	
0,32 + 0,06 < 1,0	
0,38 < 1,0	

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzst. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzst. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzst. am																
Prerazi prereza Širina b 0,5 [m] Roccica notranjih sil z 1,39 [m] Visina h 1,6 [m] Debelina stene t _{ed,j} 0,6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 0,94 [m ²] Ploščina A _k 9,94 [m ²] Statična visina d 1,54 [m] Obseg ploskve u _g 16,52 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0,85 Kof. med betonsko tlačno diagonalo in ojač. elem. cot Q 2,50 cot Q 2,50 Samed. Q 21,8				Armatura Kvaliteta armature S 240 Ploščina vzdolžne arm. A _{sd} 23,1 [cm ²] r _l = 0,0025 Prednapeti element				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -15597 [kN] Precna sila V _{Ed} 792 [kN] Torsion T _{Ed} 2833 [kNm] Kof. varnosti β _{Ed} 1,0				Rezultati V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 1051 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 3152 kN t _{sd} Trdost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3,95 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 115,60 cm t _{w,min} Minimalni odstotek amiranja 0,22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13,42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 157,49 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13,42 cm ² /m				Rezultati T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 21127 kNm T _{Rd,max} Projektirna odpornost torzijskega momenta 45079 kNm t _{lj} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 238 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 15,91 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60,00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 2,73 cm ² /m				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$ $0,76 + 0,13 < 1,0$ $0,89 < 1,0$			

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,89 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 1003 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 1051 \text{ kN}$$

$M_{T,max} / M_{T,min}$.

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,j}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve u_k 16,52 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a_c	0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl} 23,1 [cm ²]	
$f_t = 0,0025$		Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -15597 [kN]	Precna sila V_{Ed} 590 [kN]	
Torsion	T_{Ed} 474,5 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd} 1,0	

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3152 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	5,34

$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	45078 kNm
$t_{t,j}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	398 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	9,50

Kombinacija striga in torzije

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

0,56 + 0,22 < 1,0

0,79 < 1,0

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,j}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve u_k 16,52 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a_c	0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl} 23,1 [cm ²]	
$f_t = 0,0025$		Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -15597 [kN]	Precna sila V_{Ed} 441 [kN]	
Torsion	T_{Ed} 4671 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd} 1,0	
Rezultati - Strig			
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3152 kN	
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	7,04	
$s_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
$f_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
$A_{s,min}$	Prezrez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
$A_{s,max}$	Prezrez maksimalne armature	157,49 cm ² /m	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	467 kN/m ²	
$V_{Rd,c,t}$		1095 kN/m ²	
$V_{Rd,max}$		3283 kN/m ²	
$t_{Ed} < t_{Rd,c,t}$			
Rezultati - Torzija			
$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	45078 kNm	
$t_{t,j}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	392 kN/m ²	
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	9,65	
$s_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	4,51 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
0,43 + 0,22 < 1,0			
0,65 < 1,0			

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,65 \leq 1,0$$

Prerez v polju (maks.armatura določena s Sofistikom)

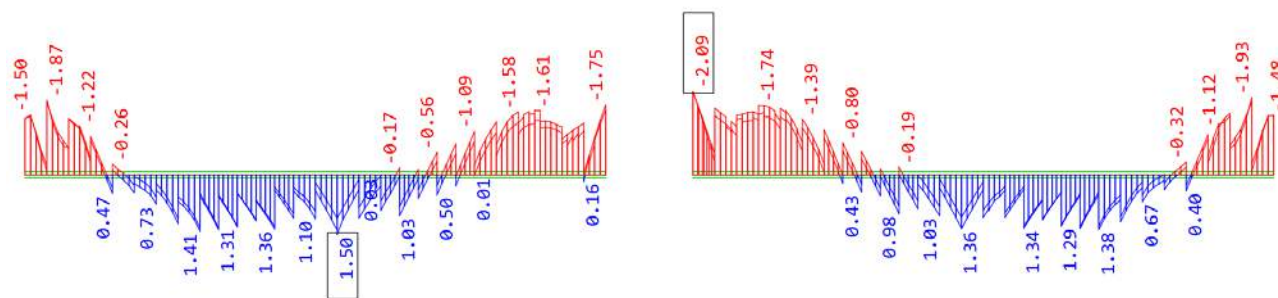
V nadaljevanju je izvedena kontrola striga za prereze v vmesnih poljih.

Merodajne kombinacije:

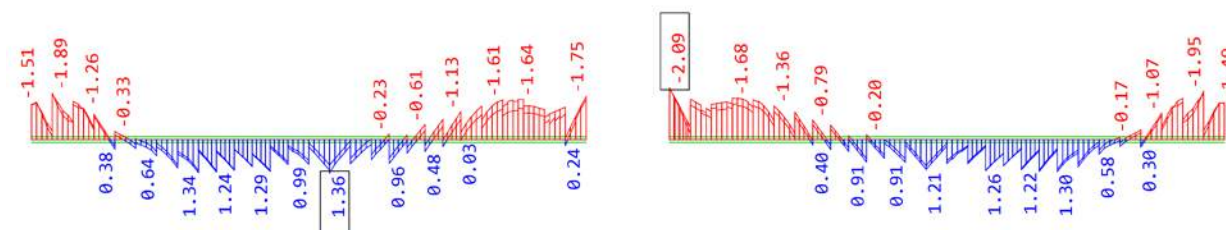
Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	6030	2010	4105
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	5562	1854	7836
BK60	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	6057	2019	3345
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	5517	1839	7424

Maksimalne natezne napetosti znašajo:

LM 1 – 40t / TS – LM4:



BK60:



$\sigma_{max} = 1,50 \text{ MPa} \leq f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,80 \text{ MPa} \rightarrow$ Strižna odpornost prereza se lahko izračuna z enačbo 6.4

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Konzervativno upoštevamo, da je višina prereza 265 cm (pod utorom za kable), ter dobimo:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,93048 \text{ m}^4$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{8} = 0,52668 \text{ m}^3$$

$$f_{ctd} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\alpha_l = 1,0$$

$$V_{Rd,c} = 10600 \text{ cm}^2 \cdot 0,363 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3847 \text{ kN}$$

$$V_{z,max.} / V_{z,min.}$$

LM 1 – 40t / TS – LM4:

Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am				
Prečni prerez Širina b [m] 0,6 Ravnica notranjih sil z [m] 2,39 [m] Visina h [m] 3 Debelina stene t _{st} [m] 0,6 [m] Ploščina bet. prereza A _c [m ²] 1,8 [m ²] Ploščina A _k [m ²] 17,78 [m ²] Stativna visina d [m] 2,65 [m] Obseg ploskve A _k u _k [m] 18,83 [m]				Beton Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. Kvaliteta betona C45/55 cot Q 2,50 cot Q 2,50 Samot. Koeficient a _c 0,85 Q 21,8 => Q 21,8 ✓				Armatura Kvaliteta armature S240 Ploščina vzdolžne arm. A _{st} [cm ²] 23,1 [cm ²] f _{yk} = 0,0015 Prednapeti element ✓				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -60323 [kN] Precna sila V _{Ed} 2019 [kN] Torziona T _{Ed} 3345 [kNm] Koef. varnosti g _{Ed} 1,0			
Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strižne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN f _{td} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3,07				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198,75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0,22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13,42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180,35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 16,28 cm ² /m				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strižne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{td} Stržna napetost v steni prereza zaradi torzije 134 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 32,20							
V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1122 kN/m ² V _{Rd,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60,00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 1,80 cm ² /m				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1,0$ $0,33 + 0,03 < 1,0$ $0,36 < 1,0$							

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,61 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Širj	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am				
Prečni prerez Širina b [m] 0,6 Ravnica notranjih sil z [m] 2,39 [m] Visina h [m] 3 Debelina stene t _{st} [m] 0,6 [m] Ploščina bet. prereza A _c [m ²] 1,8 [m ²] Ploščina A _k [m ²] 17,78 [m ²] Stativna visina d [m] 2,65 [m] Obseg ploskve A _k u _k [m] 18,83 [m]				Beton Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. Kvaliteta betona C45/55 cot Q 2,50 cot Q 2,50 Samot. Koeficient a _c 0,85 Q 21,8 => Q 21,8 ✓				Armatura Kvaliteta armature S240 Ploščina vzdolžne arm. A _{st} [cm ²] 240 [cm ²] f _{yk} = 0,0151 Prednapeti element ✓				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -60323 [kN] Precna sila V _{Ed} 2019 [kN] Torziona T _{Ed} 3345 [kNm] Koef. varnosti g _{Ed} 1,0			
Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strižne armature 2209 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN f _{td} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3,07				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198,75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0,22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13,42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180,35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13,42 cm ² /m				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strižne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{td} Stržna napetost v steni prereza zaradi torzije 134 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 32,20							
V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1122 kN/m ² V _{Rd,ct} 1227 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60,00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 1,80 cm ² /m				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$ $0,51 + 0,08 < 1,0$ $0,59 < 1,0$							

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,99 \leq 1,00$$

BK60:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
Prečni prerez			
Širina	b = 0.6 [m]	Ročica notranjih sil	z = 2.39 [m]
Visina	h = 3 [m]	Debelina stene	t _{st} = 0.6 [m]
Površina bet. prereza	A _c = 1.8 [m ²]	Površina	A _k = 17.78 [m ²]
Statična visina	d = 2.65 [m]	Obseg ploskove Ak	u _k = 18.83 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in ojačo elem.	
Koeficient	a _c = 0.85	cot Q = 2.50	⇒ cot Q = 2.50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{st} = 23.1 [cm ²]
f _{yk}	0.0015	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Osnova sila	N _{Ed} = -60323 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 2010 [kN]
Torzion	T _{Ed} = 4100 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Ed} = 1.0

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strizne armature	1754 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	6206 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3.09	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	198.75 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0.22 %	
A _{s,min}	Prezrez minimalne armature	13.42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prezrez maksimalne armature	180.35 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	16.13 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	1117 kN/m ²	
V _{Rd,ct}		974 kN/m ²	
V _{Rd,max}		3448 kN/m ²	
V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}			

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strizne armature	44089 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	107722 kNm	
t _{Rd}	Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije	165 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	26.24	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60.00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	2.21 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1.0			
0.32 + 0.04 < 1.0			
0.36 < 1.0			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,62 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
Prečni prerez			
Širina	b = 0.6 [m]	Ročica notranjih sil	z = 2.39 [m]
Visina	h = 3 [m]	Debelina stene	t _{st} = 0.6 [m]
Površina bet. prereza	A _c = 1.8 [m ²]	Površina	A _k = 17.78 [m ²]
Statična visina	d = 2.65 [m]	Obseg ploskove Ak	u _k = 18.83 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in ojačo elem.	
Koeficient	a _c = 0.85	cot Q = 2.50	⇒ cot Q = 2.50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{st} = 240 [cm ²]
f _{yk}	0.0151	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Osnova sila	N _{Ed} = -60323 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 2010 [kN]
Torzion	T _{Ed} = 4100 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Ed} = 1.0

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strizne armature	2209 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	6206 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3.09	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	198.75 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0.22 %	
A _{s,min}	Prezrez minimalne armature	13.42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prezrez maksimalne armature	180.35 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	13.42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	1117 kN/m ²	
V _{Rd,ct}		1227 kN/m ²	
V _{Rd,max}		3448 kN/m ²	
t _{Ed} < t _{Rd,ct}			

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vztl. arm
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strizne armature	44089 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	107722 kNm	
t _{Rd}	Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije	165 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	26.24	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60.00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	2.21 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1.0			
0.32 + 0.04 < 1.0			
0.36 < 1.0			

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,00 \leq 1,00$$

$M_{t,max} / M_{t,min}$.

LM 1 – 40t / TS – LM4:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm												
Prečni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Ploščina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18.83 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.50 cot Q 2.50 Samod. Q 21.8 => Q 21.8				Armatura Kvaliteta armature S 240 Površina vzdolžne arm. A _{sd} 23.1 [cm ²] f _{yk} = 0.0015 Prednapeti element				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -60323 [kN] Precna sila V _{Ed} 1854 [kN] Torsion T _{Ed} 7835 [kNm] Koef. varnosti g _{Ed} 1.0				Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN t _{Rd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3.35 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180.35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 14.87 cm ² /m V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1030 kN/m ² V _{Rd,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{Lj} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 315 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 13.75 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4.23 cm ² /m Kombinacija striga in torzije V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1.0 0.30 + 0.07 < 1.0 0.37 < 1.0			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,66 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm												
Prečni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Ploščina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18.83 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.50 cot Q 2.50 Samod. Q 21.8 => Q 21.8				Armatura Kvaliteta armature S 240 Površina vzdolžne arm. A _{sd} 240 [cm ²] f _{yk} = 0.0151 Prednapeti element				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -60323 [kN] Precna sila V _{Ed} 1854 [kN] Torsion T _{Ed} 7835 [kNm] Koef. varnosti g _{Ed} 1.0				Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 2289 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN t _{Rd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3.35 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180.35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13.42 cm ² /m V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1030 kN/m ² V _{Rd,ct} 1227 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² t _{Ed} < t _{Rd,ct}				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{Lj} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 315 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 13.75 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4.23 cm ² /m Kombinacija striga in torzije V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1.0 0.30 + 0.07 < 1.0 0.37 < 1.0			

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,01 \approx 1,00$$

BK60:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vztl. arm												
Prečni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Ploščina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18.83 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.50 cot Q 2.50 Samod. Q 21.8 => Q 21.8				Armatura Kvaliteta armature S 240 Površina vzdolžne arm. A _{sd} 23.1 [cm ²] f _{yk} = 0.0015 Prednapeti element				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -60323 [kN] Precna sila V _{Ed} 1839 [kN] Torsion T _{Ed} 7424 [kNm] Koef. varnosti g _{Ed} 1.0				Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN t _{Rd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3.37 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180.35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 14.75 cm ² /m V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1022 kN/m ² V _{Rd,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{Lj} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 298 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 14.51 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4.00 cm ² /m Kombinacija striga in torzije V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1.0 0.30 + 0.07 < 1.0 0.37 < 1.0			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

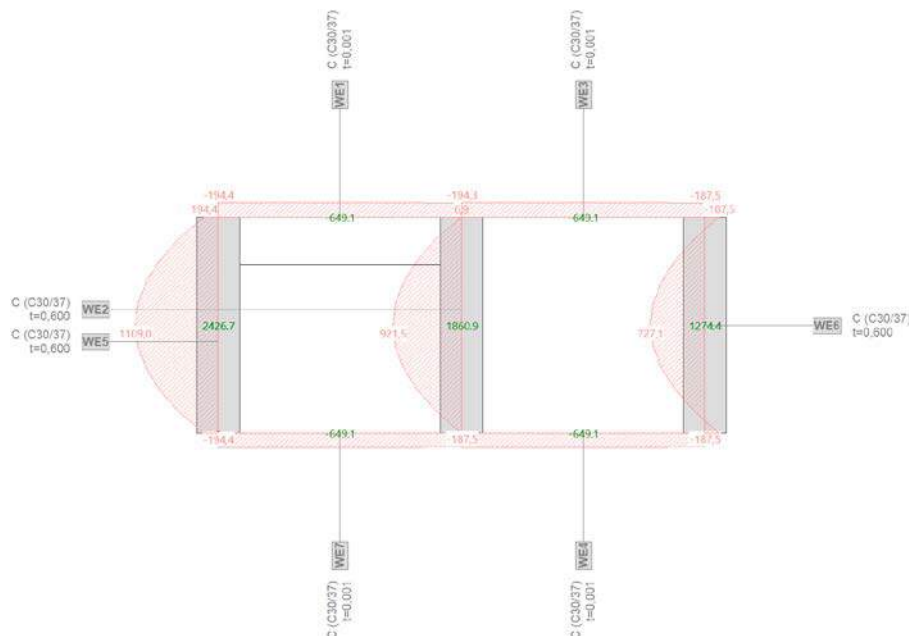
$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,65 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vol. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vol. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vol. arm
Pravični prerez Širina b 0,5 [m] Ravnica notranjih sil z 2,39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ef} 0,6 [m] Površina bet. prereza A _c 1,8 [m ²] Površina A _k 17,78 [m ²] Statična visina d 2,85 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18,83 [m]				Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 2209 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN t _{td} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3,37				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 107722 kNm t _{td} Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije 298 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 14,51			
Beton Kvaliteta betona C45/55 Koefficient α _c 0,85 Kot med betonsko ravnico diagonalo in ojačo elem. cot Q 2,50 cot Q 2,50 Samod. Q 21,8 => Q 21,8				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198,75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0,22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13,42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 180,35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13,42 cm ² /m				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60,00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4,00 cm ² /m			
Armatura Kvaliteta armature S 240 Površina vzdolžne arm. A _d 240 [cm ²] f _t = 0,0151 Prednapeti element				Podatki V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1022 kN/m ² V _{Rd,ct} 1227 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² t _{Ed} < t _{Rd,ct}				Kombinacija striga in torzije V _{Ed} / V _{Rd,max} + T _{Ed} / T _{Rd,max} ≤ 1,0 0,30 + 0,07 < 1,0 0,37 < 1,0			
Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -50323 [kN] Precna sila V _{Ed} 1839 [kN] Torziona T _{Ed} 7424 [kNm] Keef. varnosti γ _{Rd} 1,0											

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,00 \leq 1,00$$

Maksimalno izkoriščen prerez preverimo še s programom Fagus.



$$V_{Ed,max} = 2427 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3847 \text{ kN}$$

V primeru upoštevanja enačbe 6.2 in samo kablov za prednapenjanje je izkoriščenost presežena. Glede na nepoškodovanost konstrukcije ocenjujemo, da je nosilnost zadostna.

Predpostavka b) Kabli: vsi kabli (zasidrani na konzolah) sila 50%

Prezrez nad rečnim stebrom

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V _z [kN]	V _{z,nosilec} [kN]	M _t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	V _{z,max.} / V _{z,min.}	11468	3822	547
	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	7337	2446	2810
	M _{T,max.} / M _{T,min.}	9993	3331	11392
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	6424	2142	11565

V_{z,max.} / V_{z,min.}

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm
Precni prerez			
Sirina b	0,6 [m]	Rocica notranjih sil z	4,92 [m]
Visina h	6,02 [m]	Debelina stene t _{ef,i}	0,6 [m]
Povrsina bet. prereza A _c	3,61 [m ²]	Povrsina A _k	37,86 [m ²]
Staticna visina d	5,46 [m]	Obseg ploskve A _k	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0,85	cot Q	2,50 => cot Q 2,50 Samod. Q 21,8
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl}	23,1 [cm ²]
f _i = 0,0007		Prednapeti element	<input checked="" type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-80550 [kN]	Precna sila V _{Ed}	3822 [kN]
Torsion T _{Ed}	547 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3992 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	1,04

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	114671 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	6 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	209,64

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,96 + 0,00 < 1,0$$

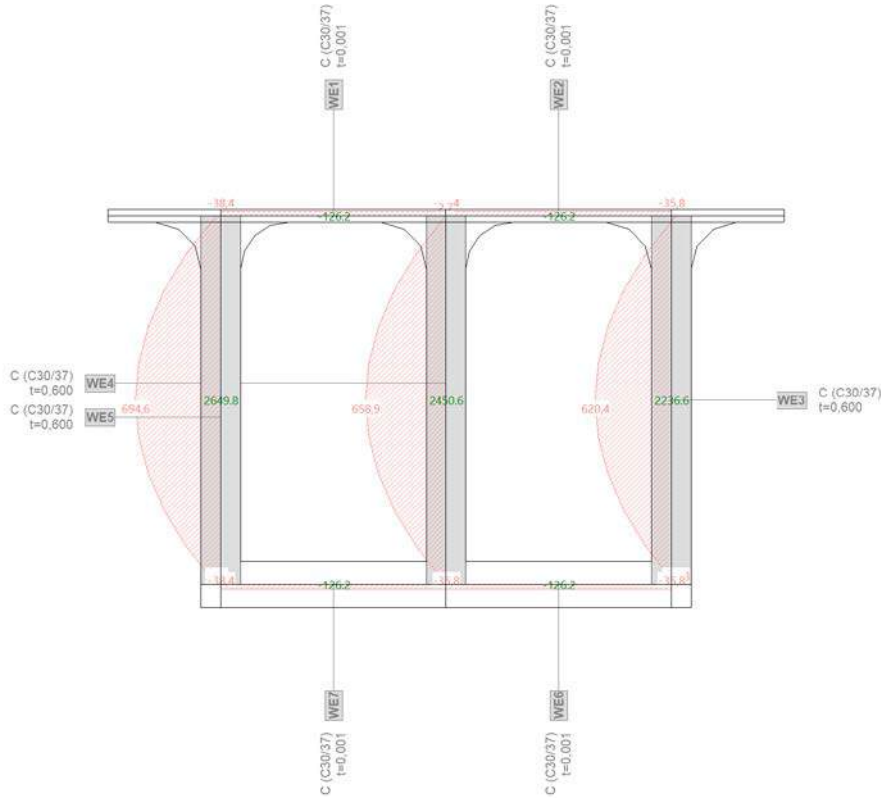
$$0,96 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm
Precni prerez			
Sirina b	0,6 [m]	Rocica notranjih sil z	4,92 [m]
Visina h	6,02 [m]	Debelina stene t _{ef,i}	0,6 [m]
Povrsina bet. prereza A _c	3,61 [m ²]	Povrsina A _k	37,86 [m ²]
Staticna visina d	5,46 [m]	Obseg ploskve A _k	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0,85	cot Q	2,50 => cot Q 2,50 Samod. Q 21,8
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl}	23,1 [cm ²]
f _i = 0,0007		Prednapeti element	<input checked="" type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-74389 [kN]	Precna sila V _{Ed}	2446 [kN]
Torsion T _{Ed}	2810 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1,0
Rezultat - Strig			
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	6129 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	2,51	
s _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	409,50 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
A _{s,min}	Prezrez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prezrez maksimalne armature	86,53 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b × h)	677 kN/m ²	
V _{Rd,c,t}		971 kN/m ²	
V _{Rd,max,t}		1697 kN/m ²	
t _{Ed} < t _{Rd,c,t}			
Rezultat - Torzija			
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	176077 kNm	
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	33 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	62,66	
s _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	0,71 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
$0,70 + 0,02 < 1,0$			
$0,72 < 1,0$			

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,72 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 2650 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3506 \text{ kN}$$

$$M_{T,max} / M_{T,min}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 4,92 [m]
Visina	h = 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ed,i} = 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c = 3,61 [m ²]	Povrsina	A _k = 37,86 [m ²]
Staticna visina	d = 5,46 [m]	Obseg ploskve Ak	u _k = 24,73 [m]
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Kvaliteta betona	C45/55	cot Q	2,50 => cot Q 2,50 Samod.
Koeficient a _c	0,85	Q	21,8 => Q 21,8
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{sl} = 23,1 [cm ²]
r _f	0,0007	Prednapeti element	<input checked="" type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -80550 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 3331 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 11392 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} = 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	3506 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3992 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	1,20

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	114671 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	134 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	10,07

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,83 + 0,10 < 1,0$$

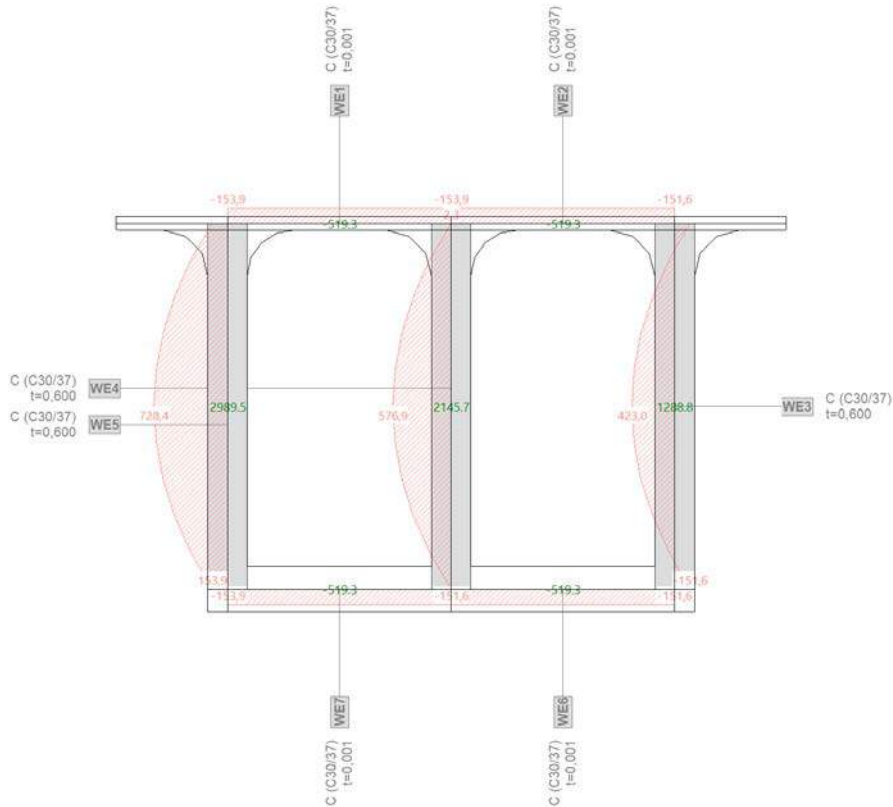
$$0,93 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzdl. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzdl. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzdl. am
Prečni prerez Širina b 0,6 [m] Ravnica notranjih sil z 4,92 [m] Visina h 6,02 [m] Debelina stene t _{st} 0,6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 3,61 [m ²] Ploščina A _k 27,95 [m ²] Statistična vsina d 5,45 [m] Obseg ploščke A _k u _k 24,73 [m]				Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez slizne armature 3506 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6129 kN t _{sd} Trdnost betona valed delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 2,86				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez slizne armature 150210 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 176077 kNm t _{td} Sluzna napetost v steni prereza zaradi torzije 136 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 15,23			
Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0,85 Kot med betonako tlačno diagonalo in ojačo elem. cot Q 2,90 => cot Q 2,90 Sprejeto Q 21,8 => Q 21,8				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 499,50 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armeranja 0,22 % A _{s,min} Prez minimalne armature 13,42 cm ² /m A _{s,max} Prez maksimalne armature 86,53 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13,42 cm ² /m				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60,00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 2,93 cm ² /m			
Armatura Kvaliteta armature S 240 Ploščina vzdolžne arm. A _{sl} 23,1 [cm ²] f _{yk} 0,0007 Prednapeti element				Podatki V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 593 kN/m ² V _{Rd,ct} 971 kN/m ² V _{Rd,max} 1697 kN/m ² t _{Ed} < t _{Rd,ct}				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$ 0,61 + 0,08 < 1,0 0,69 < 1,0			
Obremenitev prereza Osnova N _{Ed} -7430,6 [kN] Precna sila V _{Ed} 2142 [kN] Torsion T _{Ed} 11565 [kNm] Koef. varnosti γ _{Rd} 1,0											

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,69 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 2990 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3506 \text{ kN}$$

Prerez na koncu konzole

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	2896	966	2703
	$V_{z,max.red.} / V_{z,min.red.}$	2399	799	3016
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	1538	513	4812
	$M_{T,max.red.} / M_{T,min.red.}$	1171	390	4776

$V_{z,max.} / V_{z,min.}$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm.
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 1,39 [m]
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c 0,94 [m ²]	Povrsina	A_k 9,94 [m ²]
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\Rightarrow \cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A_{s1} 23,1 [cm ²]
f_{ctd}	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -8513 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 966 [kN]
Torsion	T_{Ed} 2703 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4511 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	4,67

$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	64524 kNm
t_{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	227 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	23,87

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,21 + 0,04 < 1,0$$

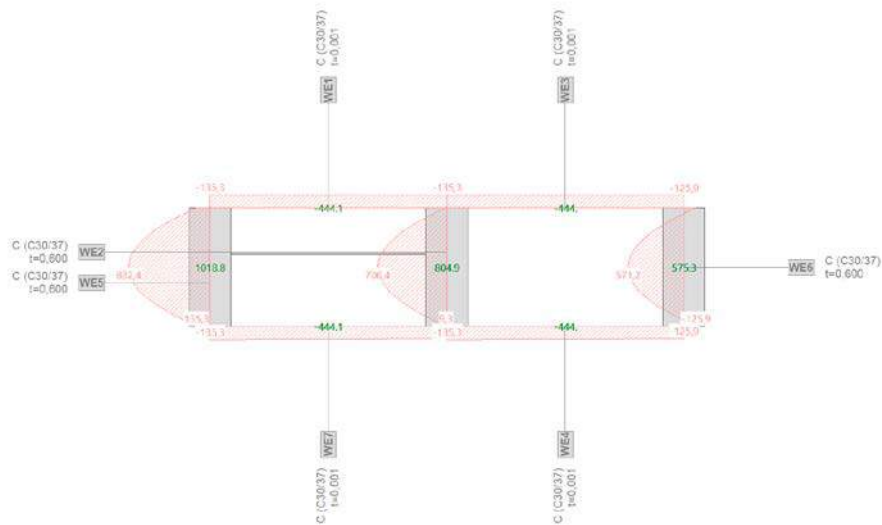
$$0,26 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm.		
Precni prerez					
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 1,39 [m]		
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]		
Povrsina bet. prereza	A_c 0,94 [m ²]	Povrsina	A_k 9,94 [m ²]		
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve	u_k 16,52 [m]		
Beton					
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.			
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\Rightarrow \cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>		
Armatura					
Kvaliteta armature	S 500	Povrsina vzdolžne arm.	A_{s1} 23,1 [cm ²]		
f_{ctd}	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>			
Obremenitev prereza					
Oсна sila	N_{Ed} -8513 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 799 [kN]		
Torsion	T_{Ed} 1016 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0		
Rezultati - Strig					
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	$T_{Rd,c}$ Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4511 kN	$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	64524 kNm
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	t_{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	253 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	5,65	$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	21,39
Rezultati - Torzija					
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm
$f_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0,11 %	$A_{s,w}$	Računska potrebna armatura	1,40 cm ² /m
$A_{s,min}$	Prez minimalne armature	6,44 cm ² /m			
$A_{s,max}$	Prez maksimalne armature	108,21 cm ² /m			
$A_{s,w}$	Računska potrebna armatura	6,44 cm ² /m			
Rezultati - Vzd. arm.					
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	832 kN/m ²			
$V_{Rd,c}$		1051 kN/m ²			
$V_{Rd,max}$		4699 kN/m ²			
$t_{Ed} < t_{Rd,c}$					
Kombinacija striga in torzije					
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$					
$0,76 + 0,14 < 1,0$					
$0,90 < 1,0$					

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,90 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 1019 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 1051 \text{ kN}$$

$$M_{T,max} / M_{T,min}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm.
Prečni prerez			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 1,39 [m]
Visina	h = 1,6 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c = 0,94 [m ²]	Površina	A _k = 9,94 [m ²]
Statična visina	d = 1,54 [m]	Obseg ploskve Ak	u _k = 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c = 0,85	cot Q = 2,50	=> cot Q = 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} = 23,1 [cm ²]
γ ₁	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -8512 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 513 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 4814 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} = 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4511 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} /V _{Ed}	Relativna varnost	8,79

T _{Rd,c}	Torzjska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	64524 kNm
t _{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	403 kN/m ²
T _{Rd,max} /T _{Ed}	Relativna varnost	13,41

Kombinacija striga in torzije	
$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} \leq 1,0$	
0,49 + 0,23 < 1,0	
0,72 < 1,0	

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm.
Prečni prerez			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 1,39 [m]
Visina	h = 1,6 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c = 0,94 [m ²]	Površina	A _k = 9,94 [m ²]
Statična visina	d = 1,54 [m]	Obseg ploskve Ak	u _k = 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c = 0,85	cot Q = 2,50	=> cot Q = 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 500	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} = 23,1 [cm ²]
γ ₁	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -8513 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 390 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 1776 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} = 1,0
Rezultati - Strig			
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4511 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} /V _{Ed}	Relativna varnost	11,57	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,11 %	
A _{s,min}	Prerez minimalne armature	6,44 cm ² /m	
A _{s,max}	Prerez maksimalne armature	108,21 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	6,44 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	406 kN/m ²	
V _{Rd,c}		1095 kN/m ²	
V _{Rd,max}		4659 kN/m ²	
t _{Ed}	t _{Ed} < t _{Rd,c}		
Rezultati - Torzija			
T _{Rd,c}	Torzjska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	64524 kNm	
t _{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	406 kN/m ²	
T _{Rd,max} /T _{Ed}	Relativna varnost	13,51	
Rezultati - Vzd. arm.			
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	2,21 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} \leq 1,0$			
0,37 + 0,23 < 1,0			
0,60 < 1,0			

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,60 \leq 1,0$$

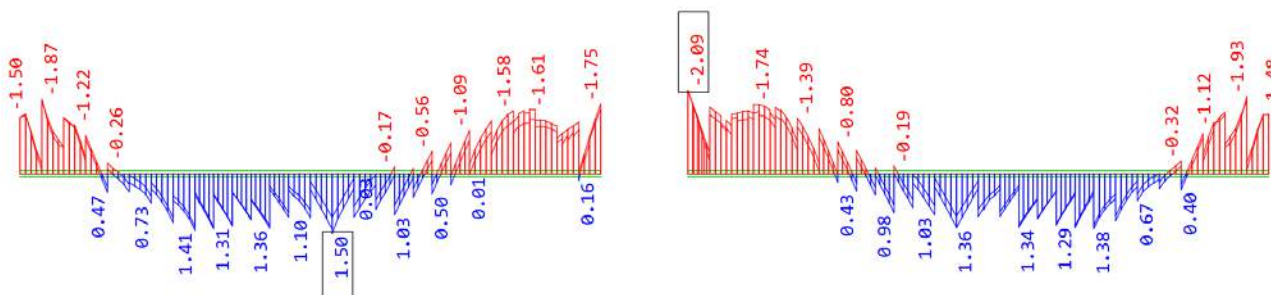
Prerez v polju (maks.armatura določena s Sofistikom)

Merodajne kombinacije:

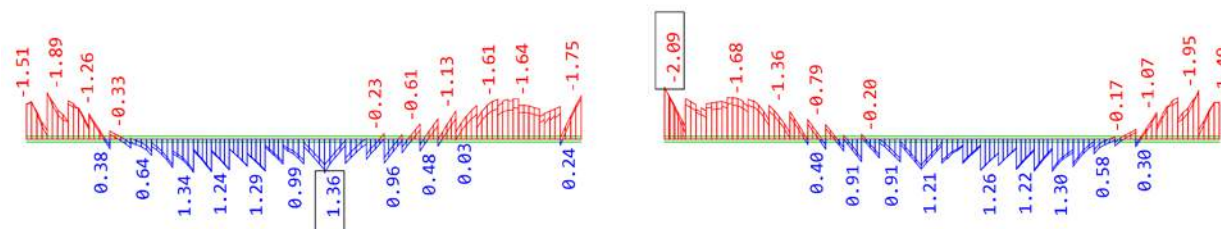
Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	6161	2054	4350
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	4038	1346	8773
BK60	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	6182	2061	3256
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	5640	1880	7956

Maksimalne natezne napetosti znašajo:

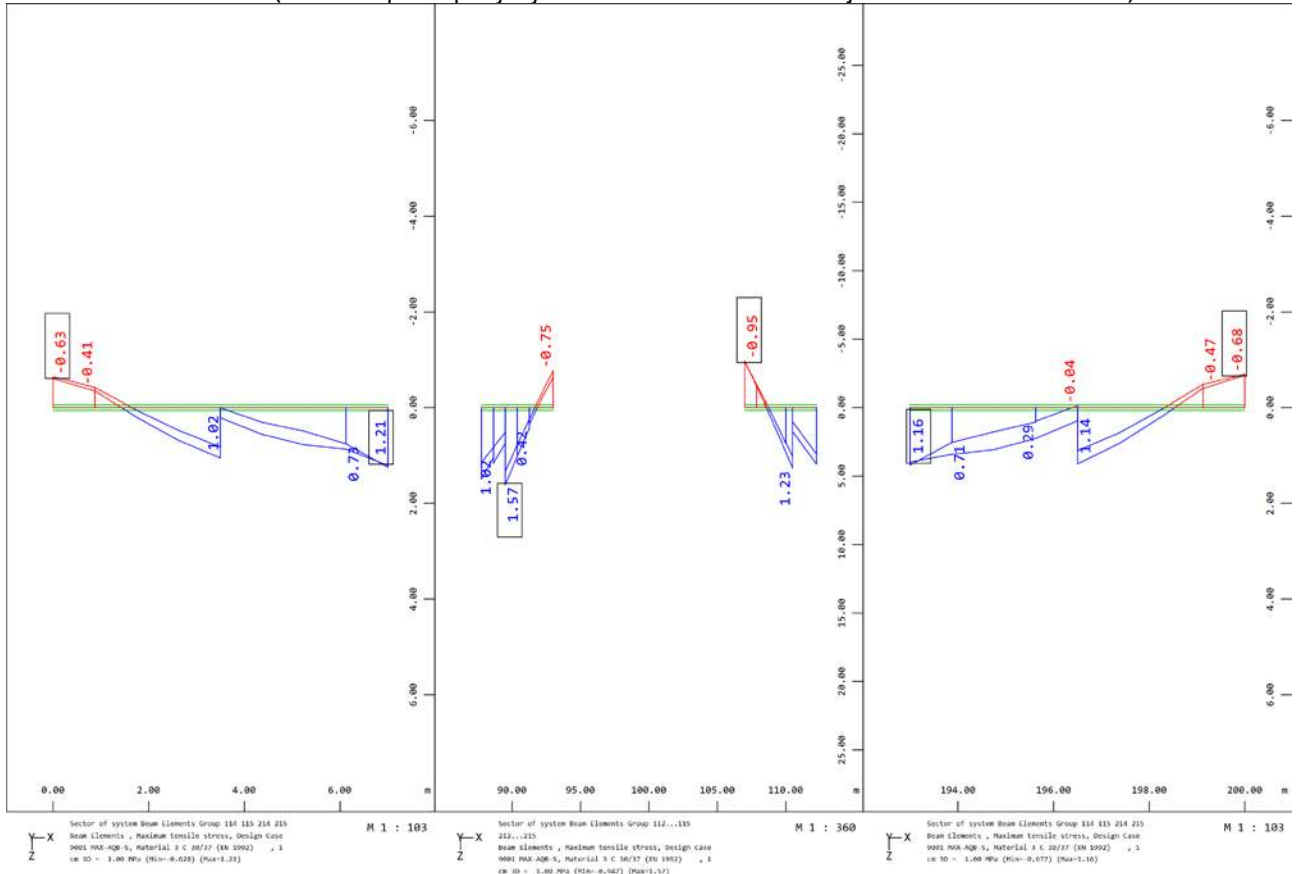
LM 1 – 40t / TS – LM4 (polna sila prednpanjenja):



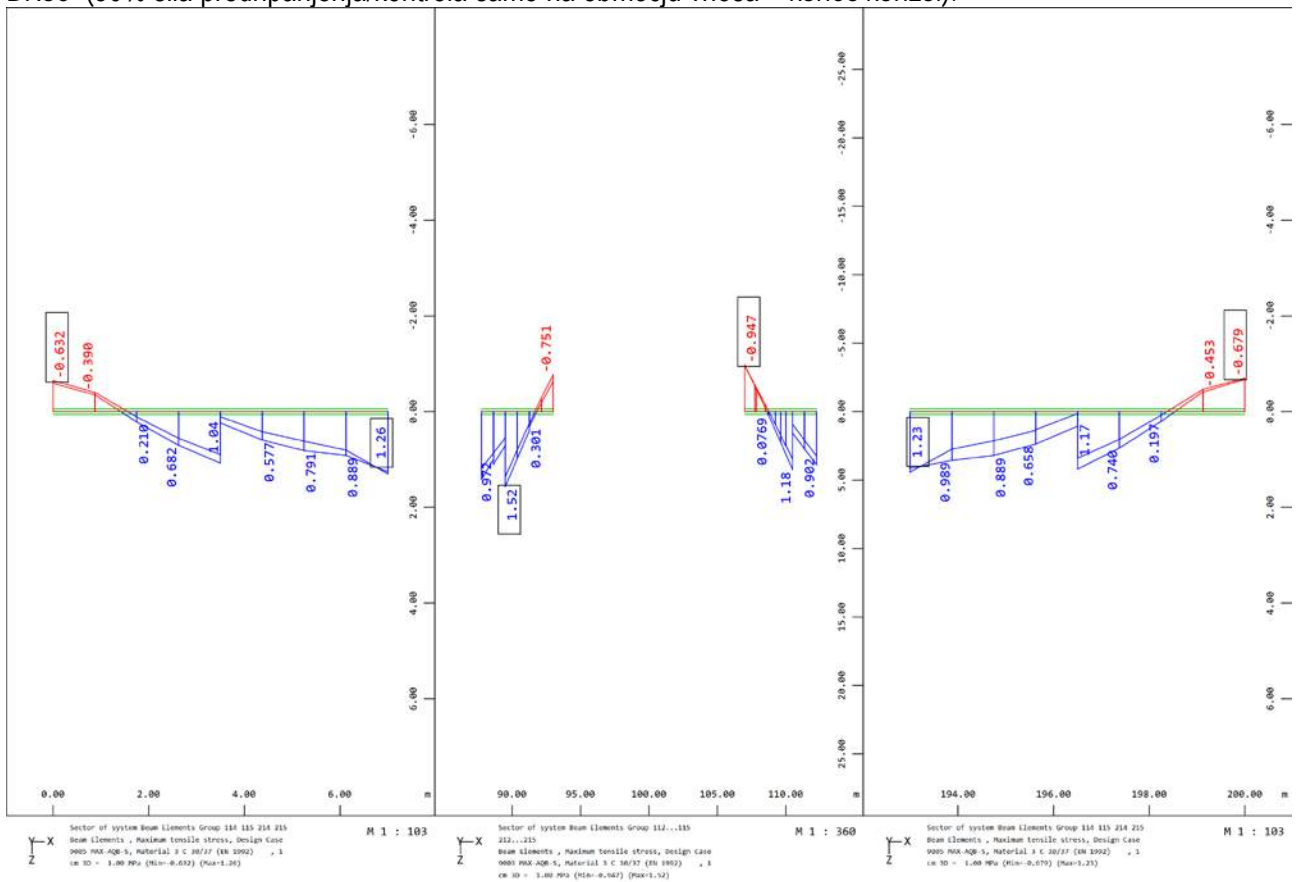
BK60 (polna sila prednpanjenja):



LM 1 – 40t / TS – LM4 (50% sila prednapjenja/kontrola samo na območju vnosa – konec konzol):



BK60 (50% sila prednapjenja/kontrola samo na območju vnosa – konec konzol):



$\sigma_{max} = 1,57 \text{ MPa} \leq f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,80 \text{ MPa} \rightarrow$ Strižna odpornost prereza se lahko izračuna z enačbo 6.4

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Konzervativno upoštevamo, da je višina prereza 265 cm (pod utorom za kable), ter dobimo:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,93048 \text{ m}^4$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{8} = 0,52668 \text{ m}^3$$

$$f_{ctd} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\alpha_l = 1,0$$

$$V_{Rd,c} = 10600 \text{ cm}^2 \cdot 0,363 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3847 \text{ kN}$$

$V_{z,max} / V_{z,min}$.

LM 1 – 40t / TS – LM4:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm												
Prečni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Plovsina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Plovsina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18.83 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in ojač. elem. cot Q 2.30 cot Q 2.30 Samod. Q 23.5 => Q 23.5 <input checked="" type="checkbox"/>				Armatura Kvaliteta armature S 240 Plovsina vzdolžne arm. A _d 23.1 [cm ²] f _y = 0.0015 Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>				Obremenitev prereza Osnovna sila N _{Ed} -39466 [kN] Precna sila V _{Ed} 2054 [kN] Torziona T _{Ed} 1350 [kNm] Koef. varnosti γ _{Ed} 1.0				Rezultati V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strižne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 6206 kN t _{Ed} Trdost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 3.07 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prezrez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prezrez maksimalne armature 180.35 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 16.26 cm ² /m V _{Ed} V _{Ed} / (b × h) 1122 kN/m ² V _{Rd,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 3448 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				Rezultati T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strižne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 40006 kNm t _{Ed} Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije 175 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 9.20 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 2.55 cm ² /m Kombinacija striga in torzije: $V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1.0$ $0.89 + 0.11 < 1.0$ $1.00 < 1.0$			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,63 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,02 > 1,00$$

BK60:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. arm												
Prečni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Plovsina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Plovsina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploskve A _k u _k 18.83 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient a _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in ojač. elem. cot Q 2.38 cot Q 2.38 Samod. Q 22.8 => Q 22.8 <input checked="" type="checkbox"/>				Armatura Kvaliteta armature S 240 Plovsina vzdolžne arm. A _d 23.1 [cm ²] f _y = 0.0015 Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>				Obremenitev prereza Osnovna sila N _{Ed} -39466 [kN] Precna sila V _{Ed} 2054 [kN] Torziona T _{Ed} 3256 [kNm] Koef. varnosti γ _{Ed} 1.0				Rezultati V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strižne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 2249 kN t _{Ed} Trdost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 1.09 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prezrez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prezrez maksimalne armature 63.20 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 17.34 cm ² /m V _{Ed} V _{Ed} / (b × h) 1145 kN/m ² V _{Rd,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 1250 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				Rezultati T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strižne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 39042 kNm t _{Ed} Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije 131 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 11.99 S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 1.84 cm ² /m Kombinacija striga in torzije: $V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1.0$ $0.92 + 0.08 < 1.0$ $1.00 < 1.0$			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,61 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,00 \leq 1,00$$

$M_{t,max} / M_{t,min}$.

LM 1 – 40t / TS – LM4:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am
Precni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{st} 0.6 [m] Plovršina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Plovršina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploščke A _k u _k 18.83 [m]				V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 2175 kN t _{sd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 1.62				T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 37750 kNm t _{td} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 352 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 4.30			
Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient α _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.50 ⇒ cot Q 2.50 Samod. Q 21.8 ⇒ Q 21.8				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 63.20 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 13.42 cm ² /m				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4.73 cm ² /m			
Armatura Kvaliteta armature S 240 Plovršina vzdolžne arm. A _d 23.1 [cm ²] f _y = 0.0015 Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>				V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 740 kN/m ² V _{Ed,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 1208 kN/m ² t _{sd} < t _{sd,ct}				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$ 0.77 + 0.20 < 1.0 0.97 < 1.0			
Obremenitev prereza Osona sila N _{Ed} -39466 [kN] Precna sila V _{Ed} 1346 [kN] Torziona T _{Ed} 8772 [kNm] Koef. varnosti g _{Rd} 1.0											

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,55 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,81 \leq 1,00$$

BK60:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am	Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vz. am
Precni prerez Širina b 0.6 [m] Roccica notranjih sil z 2.39 [m] Visina h 3 [m] Debelina stene t _{st} 0.6 [m] Plovršina bet. prereza A _c 1.8 [m ²] Plovršina A _k 17.78 [m ²] Stativna visina d 2.65 [m] Obseg ploščke A _k u _k 18.83 [m]				V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez strizne armature 1754 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 2339 kN t _{sd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 1.24				T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez strizne armature 44089 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 40501 kNm t _{td} Strizna napetost v steni prereza zaradi torzije 320 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 5.10			
Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient α _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.25 ⇒ cot Q 2.25 Samod. Q 24.0 ⇒ Q 24.0				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 198.75 cm f _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prerez minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prerez maksimalne armature 63.20 cm ² /m A _{sw} Računsko potrebna armatura 16.74 cm ² /m				S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{sw} Računsko potrebna armatura 4.76 cm ² /m			
Armatura Kvaliteta armature S 240 Plovršina vzdolžne arm. A _d 23.1 [cm ²] f _y = 0.0015 Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>				V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 1044 kN/m ² V _{Ed,ct} 974 kN/m ² V _{Rd,max} 1299 kN/m ² V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1.0$ 0.80 + 0.20 < 1.0 1.00 < 1.0			
Obremenitev prereza Osona sila N _{Ed} -39466 [kN] Precna sila V _{Ed} 1880 [kN] Torziona T _{Ed} 7952 [kNm] Koef. varnosti g _{Rd} 1.0											

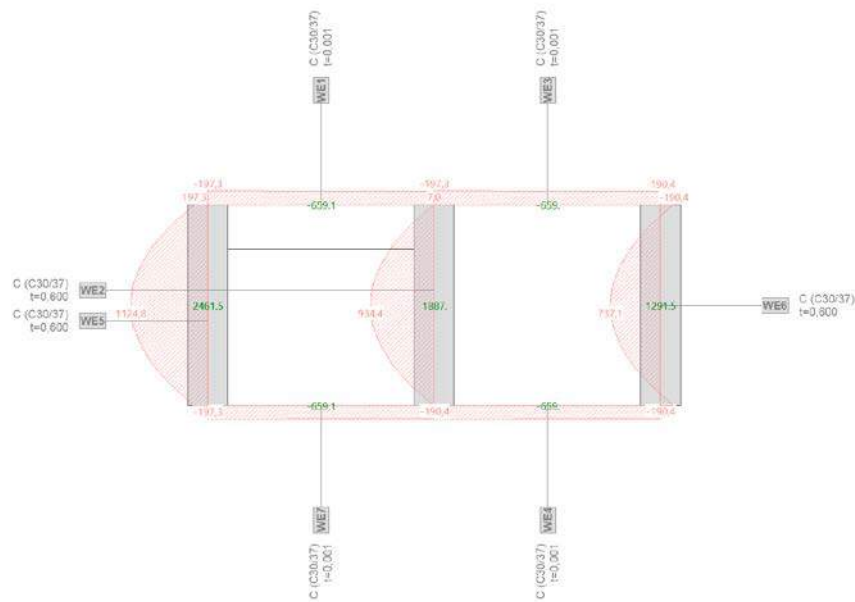
Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,67 \leq 1,00$$

V primeru če pri izračunu nosilnosti upoštevamo še površino kablov, dobimo:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,03 > 1,00$$

Maksimalno izkoriščen prerez preverimo še s programom Fagus.



$$V_{Ed,max} = 2462 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 3847 \text{ kN}$$

V primeru upoštevanja enačbe 6.2 in samo kablov za prednapenjanje je izkoriščenost presežena. Glede na nepoškodovanost konstrukcije ocenjujemo, da je nosilnost zadostna.

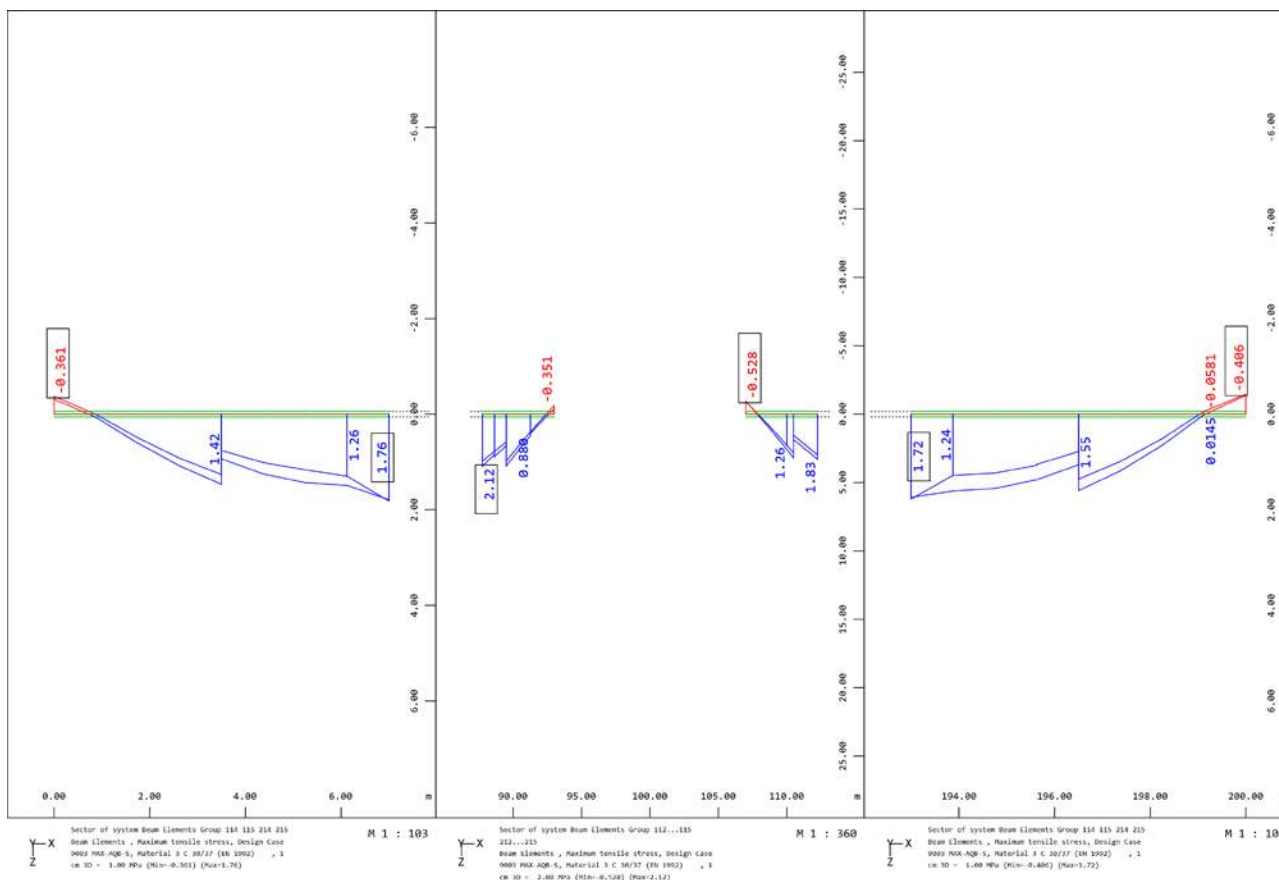
Predpostavka c) Kabli: 50% kablov zasidranih na koncu konzol sila 50%

Preverili bomo samo območje na koncu konzole, saj je v preostalih dveh merodajnih prerezih konstrukcija že dokazana ob predpostavkah a in b, hkrati pa so prerezi že izven območja vnosa sile prednapenjanja.

Prerez na koncu konzole

Predpostavka	Kombinacija	V _z [kN]	V _{z,nosilec} [kN]	M _t [kN]
LM 1 – 40t TS – LM4 (Sheme za utrujanje)	V _{z,max.} / V _{z,min.}	2822	941	2711
	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	2328	776	3024
	M _{T,max.} / M _{T,min.}	1465	489	4820
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	1110	370	4783
BK 60	V _{z,max.} / V _{z,min.}	3075	1025	2383
	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	2521	841	2540
	M _{T,max.} / M _{T,min.}	1656	552	4646
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	1313	438	4609

Zaradi preseženih dopustnih nateznih napetosti se vpliv kablov ne bo upošteval.



LM 1 – 40t / TS – LM4 :

$V_{z,max.} / V_{z,min.}$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,j}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient α_c	0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Q 21,8			
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl}	23,1 [cm ²]
$\gamma_s = 0,0025$		Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila N_{Ed}	-5104 [kN]	Precna sila V_{Ed}	941 [kN]
Torsion T_{Ed}	2711 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd}	1,0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	4,65

$T_{Rd,c}$	Torzajska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	227 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	23,10

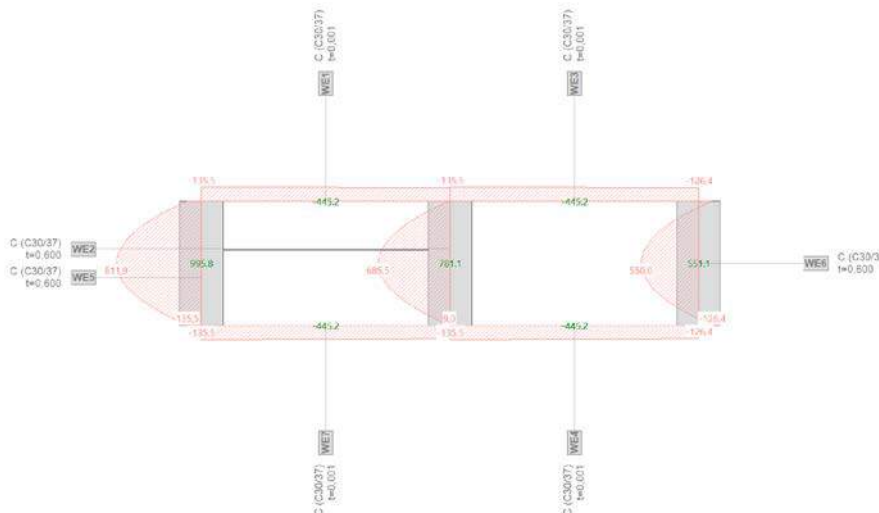
Kombinacija striga in torzije	
$V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1,0$	
0,21 + 0,04 < 1,0	
0,26 < 1,0	

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,j}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient α_c	0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Q 21,8			
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl}	23,1 [cm ²]
$\gamma_s = 0,0025$		Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila N_{Ed}	-5104 [kN]	Precna sila V_{Ed}	776 [kN]
Torsion T_{Ed}	3024 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd}	1,0
Rezultati - Strig			
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN	
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	5,64	
Rezultati - Torzija			
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
$r_{w,min}$	Minimalni odstotek aimiranja	0,22 %	
$A_{s,min}$	Prez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
$A_{s,max}$	Prez maksimalne armature	218,75 cm ² /m	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	808 kN/m ²	
$V_{Rd,ct}$		1095 kN/m ²	
$V_{Rd,max}$		4560 kN/m ²	
$t_{Ed} < t_{Rd,ct}$			
Rezultati - Vzd. arm			
$T_{Rd,c}$	Torzajska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm	
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	254 kN/m ²	
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	20,70	
Rezultati - Vzd. arm			
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	2,92 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
0,74 + 0,14 < 1,0			
0,88 < 1,0			

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,88 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 996 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 1051 \text{ kN}$$

$$M_{T,max} / M_{T,min}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzdl. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0.6 [m]	Rocica notranjih sil z 1.39 [m]	
Visina	h 1.6 [m]	Debelina stene t _{ef,j} 0.6 [m]	
Povrsina bet. prereza A _c	0.94 [m ²]	Povrsina A _k 9.94 [m ²]	
Staticna visina d	1.54 [m]	Obseg ploskve A _k u _k 16.52 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0.85	cot Q 2.50 => cot Q 2.50 Samod.	
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl} 23.1 [cm ²]	
f _l	0.0025	Prednapeti element	<input checked="" type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-5104 [kN]	Precna sila V _{Ed}	489 [kN]
Torsion T _{Ed}	4820 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1.0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	8.95

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	404 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	12.99

Kombinacija striga in torzije

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$$

$$0.47 + 0.23 < 1.0$$

$$0.69 < 1.0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzdl. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0.6 [m]	Rocica notranjih sil z 1.39 [m]	
Visina	h 1.6 [m]	Debelina stene t _{ef,j} 0.6 [m]	
Povrsina bet. prereza A _c	0.94 [m ²]	Povrsina A _k 9.94 [m ²]	
Staticna visina d	1.54 [m]	Obseg ploskve A _k u _k 16.52 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0.85	cot Q 2.50 => cot Q 2.50 Samod.	
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl} 23.1 [cm ²]	
f _l	0.0025	Prednapeti element	<input checked="" type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-5104 [kN]	Precna sila V _{Ed}	370 [kN]
Torsion T _{Ed}	4780 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1.0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	11.83
s _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	115.50 cm
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0.22 %
A _{s,min}	Prez minimalne armature	13.42 cm ² /m
A _{s,max}	Prez maksimalne armature	218.75 cm ² /m
A _{s,sw}	Računsko potrebna armatura	13.42 cm ² /m
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	385 kN/m ²
V _{Rd,c}		1095 kN/m ²
V _{Rd,max}		4560 kN/m ²
t _{Ed}	t _{Ed} < t _{Rd,c}	

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	401 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	13.09
s _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60.00 cm
A _{s,sw}	Računsko potrebna armatura	4.61 cm ² /m
Kombinacija striga in torzije		
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$		
$0.35 + 0.23 < 1.0$		
$0.58 < 1.0$		

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,58 \leq 1,0$$

BK 60 :

$V_{z,max.} / V_{z,min.}$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z	z 1,39 [m]
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c 0,94 [m ²]	Povrsina	A_k 9,94 [m ²]
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\Rightarrow \cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A_{sl} 23,1 [cm ²]
$f_{tj} = 0,0025$	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>		
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -5104 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 1025 [kN]
Torsion	T_{Ed} 238 ² [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	4,27

$T_{Rd,c}$	Torzajska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm
t_{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	200 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	26,27

Kombinacija striga in torzije	
$V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1,0$	
0,23 + 0,04 < 1,0	
0,27 < 1,0	

Kontrola potrebne armature:

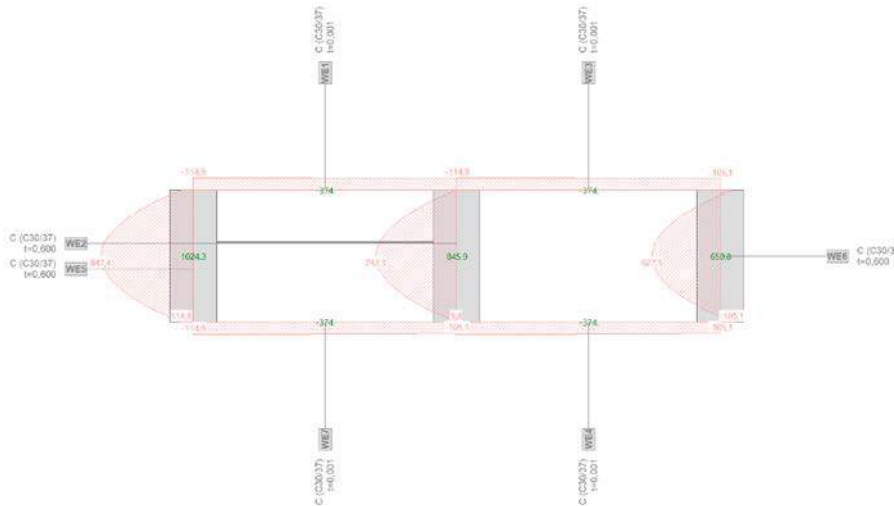
Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z	z 1,39 [m]
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A_c 0,94 [m ²]	Povrsina	A_k 9,94 [m ²]
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a_c 0,85	$\cot Q$ 2,50	$\Rightarrow \cot Q$ 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A_{sl} 23,1 [cm ²]
$f_{tj} = 0,0025$	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>		
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -5104 [kN]	Precna sila	V_{Ed} 841 [kN]
Torsion	T_{Ed} 244 ² [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd} 1,0

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN	
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	5,21	
$s_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
$f_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature	218,75 cm ² /m	
$A_{s,sw}$	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	876 kN/m ²	
$V_{Rd,c,t}$		1095 kN/m ²	
$V_{Rd,max}$		4560 kN/m ²	
$t_{Ed} < t_{Rd,c,t}$			

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
$T_{Rd,c}$	Torzajska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm	
t_{tj}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	213 kN/m ²	
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	24,65	
$s_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
$A_{s,sw}$	Računsko potrebna armatura	2,45 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
0,80 + 0,12 < 1,0			
0,92 < 1,0			

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,92 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 1025 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 1051 \text{ kN}$$

$$M_{T,max} / M_{T,min}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 1,39 [m]
Visina	h = 1,6 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c = 0,94 [m ²]	Povrsina	A _k = 9,94 [m ²]
Staticna visina	d = 1,54 [m]	Obseg ploskve	A _k u _k = 16,52 [m]
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Kvaliteta betona	C45/55	cot Q	2,50
Koeficient a _c	0,85	Q	21,8
Armatura		Samod. <input checked="" type="checkbox"/>	
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{st} = 23,1 [cm ²]
r ₁	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -5104 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 552 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 4646 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} = 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	7,93
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm
t _{ti}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	390 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	13,48

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,53 + 0,22 < 1,0$$

$$0,75 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b = 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z = 1,39 [m]
Visina	h = 1,6 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} = 0,6 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c = 0,94 [m ²]	Povrsina	A _k = 9,94 [m ²]
Staticna visina	d = 1,54 [m]	Obseg ploskve	A _k u _k = 16,52 [m]
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Kvaliteta betona	C45/55	cot Q	2,50
Koeficient a _c	0,85	Q	21,8
Armatura		Samod. <input checked="" type="checkbox"/>	
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{st} = 23,1 [cm ²]
r ₁	0,0025	Prednapeti element <input checked="" type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} = -5104 [kN]	Precna sila	V _{Ed} = 438 [kN]
Torsion	T _{Ed} = 4605 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} = 1,0
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	1051 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	4378 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	9,99	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek amiranja	0,22 %	
A _{s,min}	Prezrač minimalna armatura	13,42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prezrač maksimalna armatura	218,75 cm ² /m	
A _{s,aw}	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	456 kN/m ²	
V _{Rd,ct}		1095 kN/m ²	
V _{Rd,max}		4580 kN/m ²	
t _{Ed}	t _{Ed} < t _{Rd,ct}		
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	62611 kNm	
t _{ti}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	386 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	13,58	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
A _{s,aw}	Računsko potrebna armatura	4,45 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
$0,42 + 0,22 < 1,0$			
$0,63 < 1,0$			

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,63 \leq 1,0$$

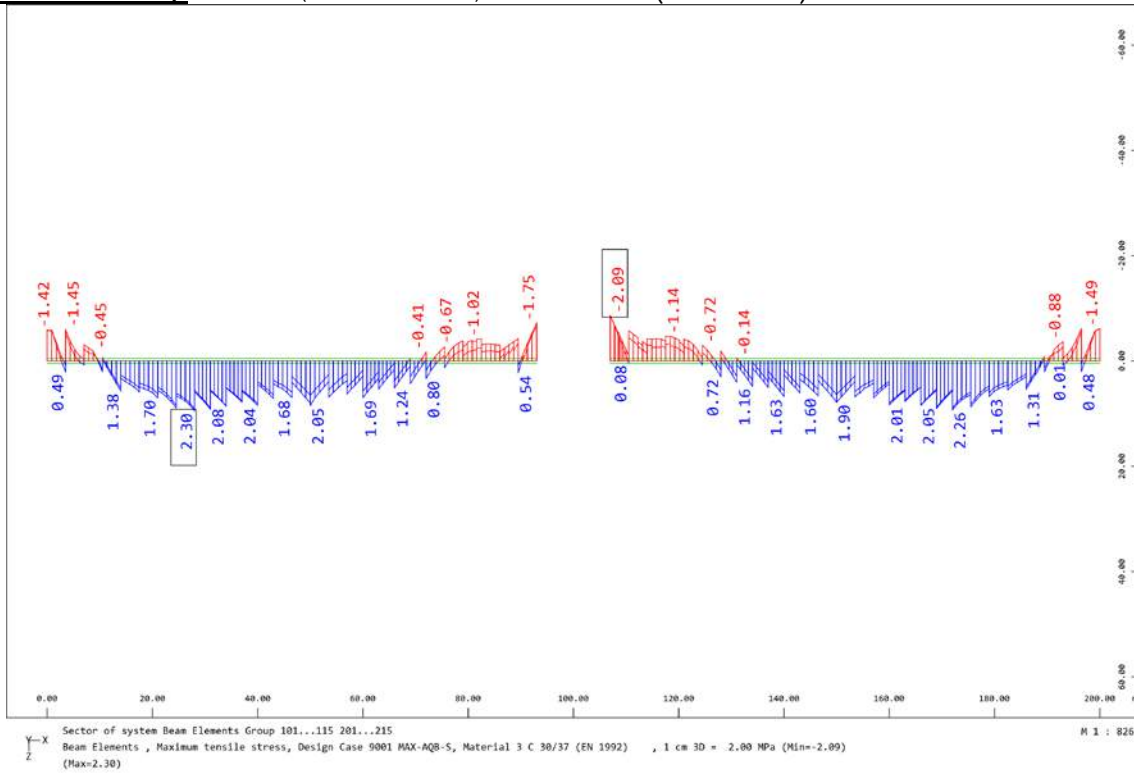
2.2. Kontrola po MSU

Predpostavka		Prometne sheme					
		Obremenitev	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS - LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
a	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Kontrola razpokanosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola tlačnih napetosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola dekompresije	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola napetosti v armaturi	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola napetosti v kablilih	✓	✓	✓	✓	✓
b	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) sila 50%	Kontrola razpokanosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola tlačnih napetosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola dekompresije	✗	✗	✗	✗	✗
		Kontrola napetosti v armaturi	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola napetosti v kablilih	✓	✓	✓	✓	✓
c	Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Kontrola razpokanosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola tlačnih napetosti	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola dekompresije	✗	✗	✗	✗	✗
		Kontrola napetosti v armaturi	✓	✓	✓	✓	✓
		Kontrola napetosti v kablilih	✓	✓	✓	✓	✓

Kontrola nateznih napetosti

Natezne napetosti so manjše od natezne trdnosti betona tudi ob upoštevanju betona C30/37.

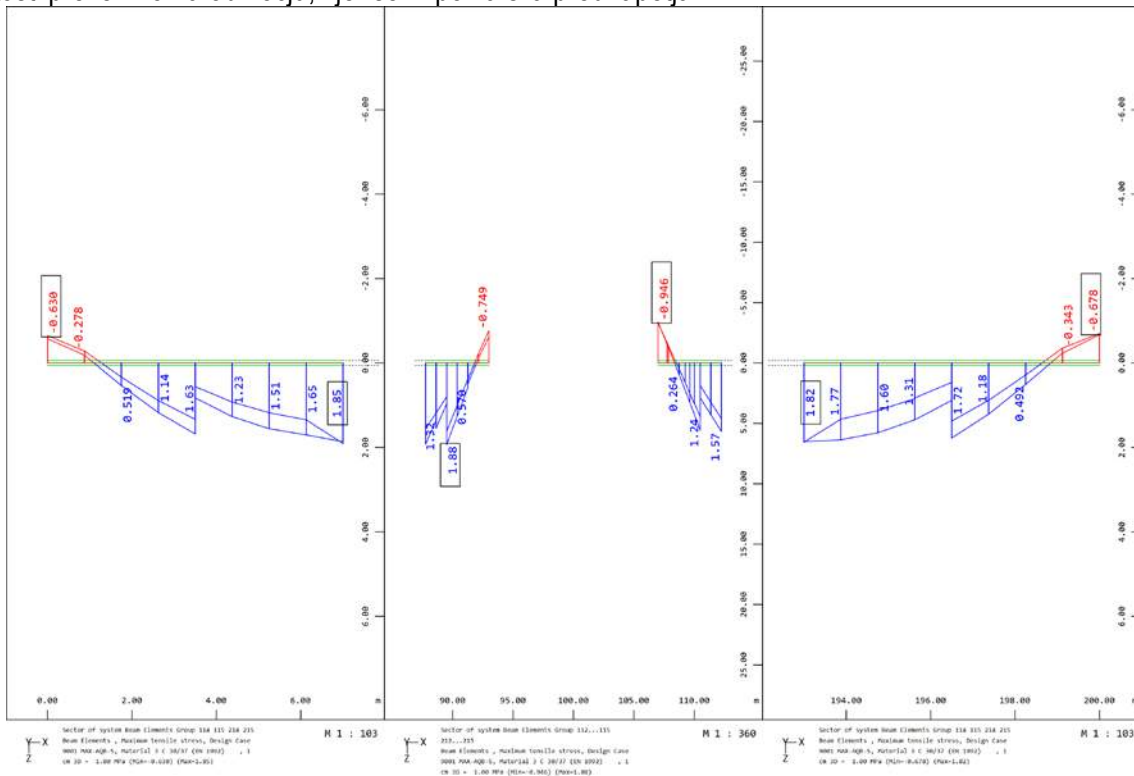
Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)



$$\sigma_{\max} \leq f_{ctm}$$

Predpostavka b) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)

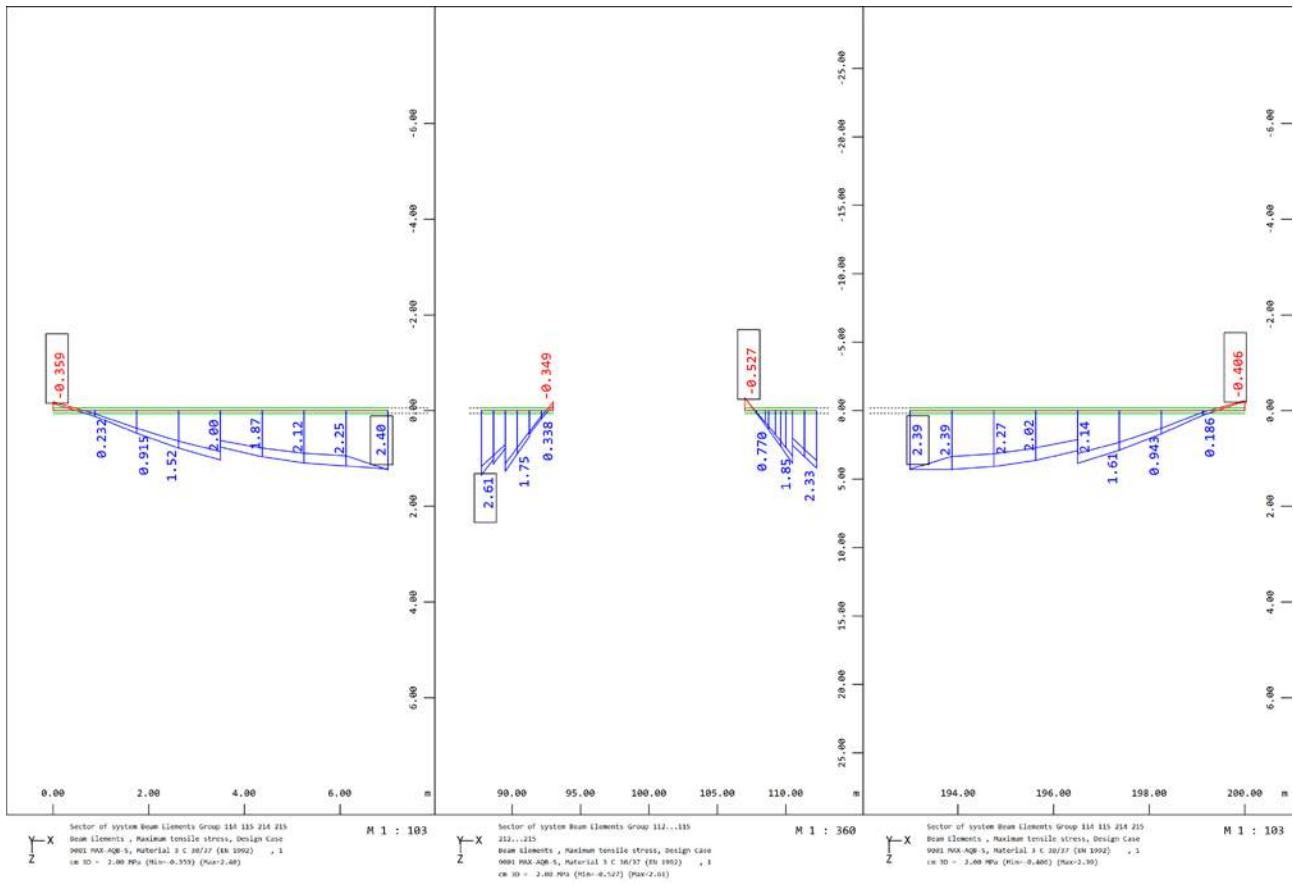
Napetosti preverimo na območju, kjer še ni polna sila prednapetja.



$$\sigma_{\max} \leq f_{ctm}$$

Predpostavka c) 50% kablov zasidranih na koncu konzol in sila 50% (shema LM1)

Napetosti preverimo na območju, kjer še ni polna sila prednapetja.

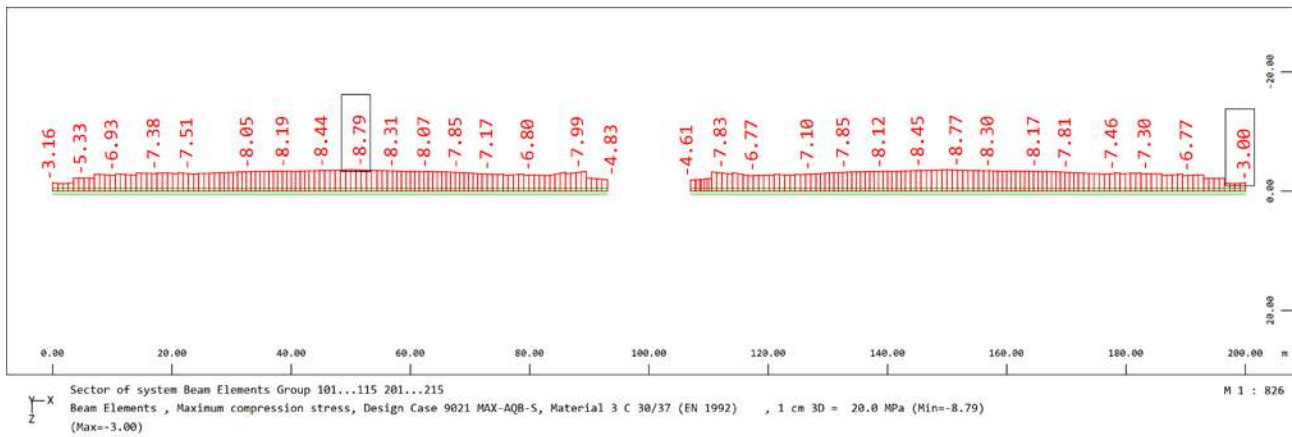
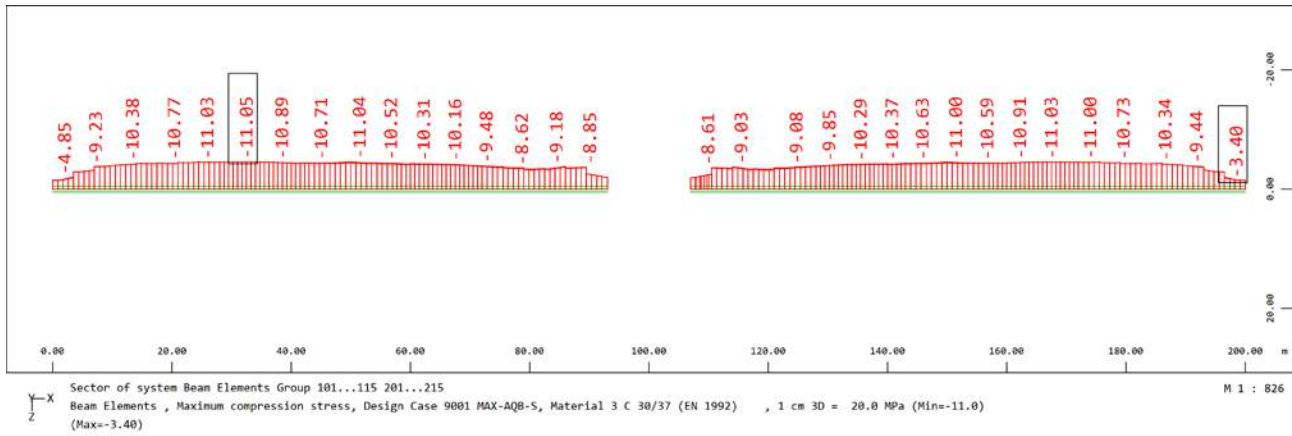


$$\sigma_{\max} \leq f_{ctm}$$

Kontrola tlačnih napetosti

Tlačne napetosti v betonu prekladne konstrukcije so prikazane v nadaljevanju. Upoštevan je beton C30/37.

Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)

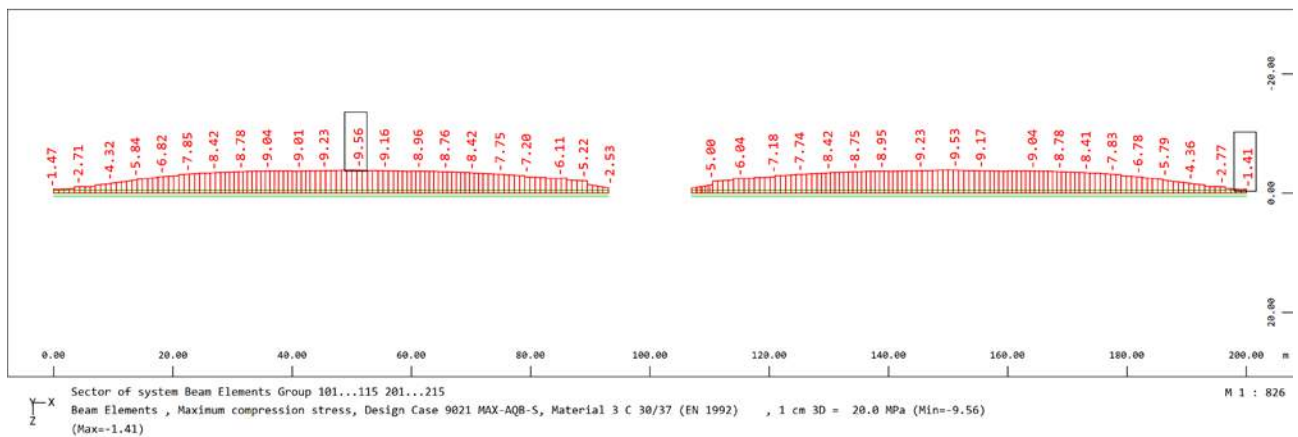
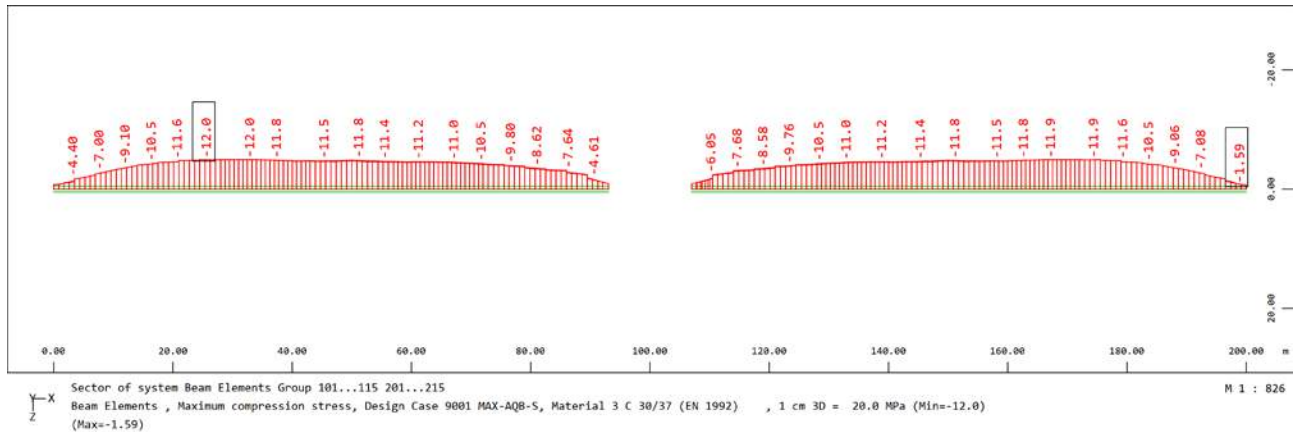


Omejitev tlačnih napetosti

Navidezno stalna kombinacija: $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck(C30/37)} = 13,50 \text{ MPa} > 8,79 \text{ MPa}$

Karakteristična kombinacija: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C30/37)} = 18,0 \text{ MPa} > 11,05 \text{ MPa}$

Predpostavka b) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)



Omejitev tlačnih napetosti

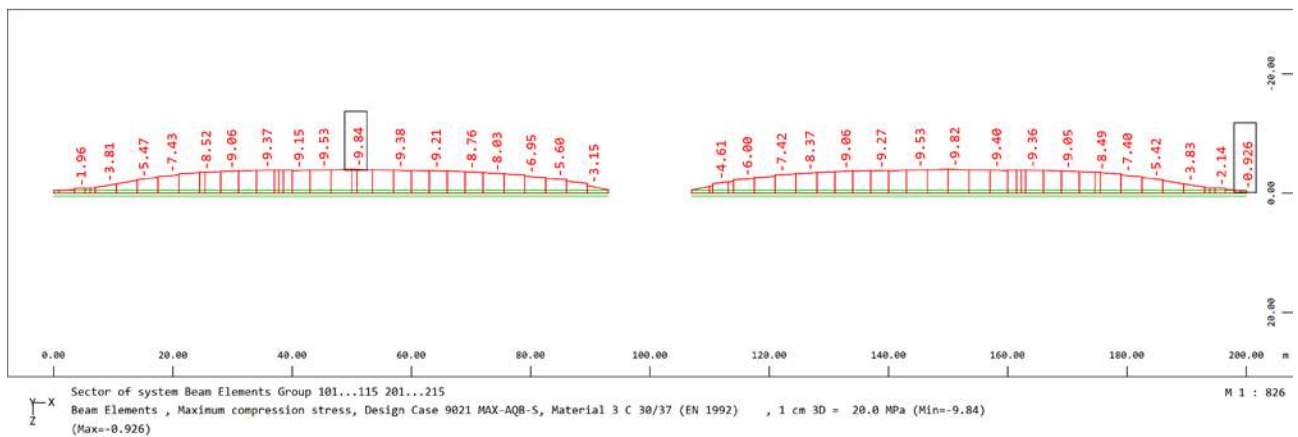
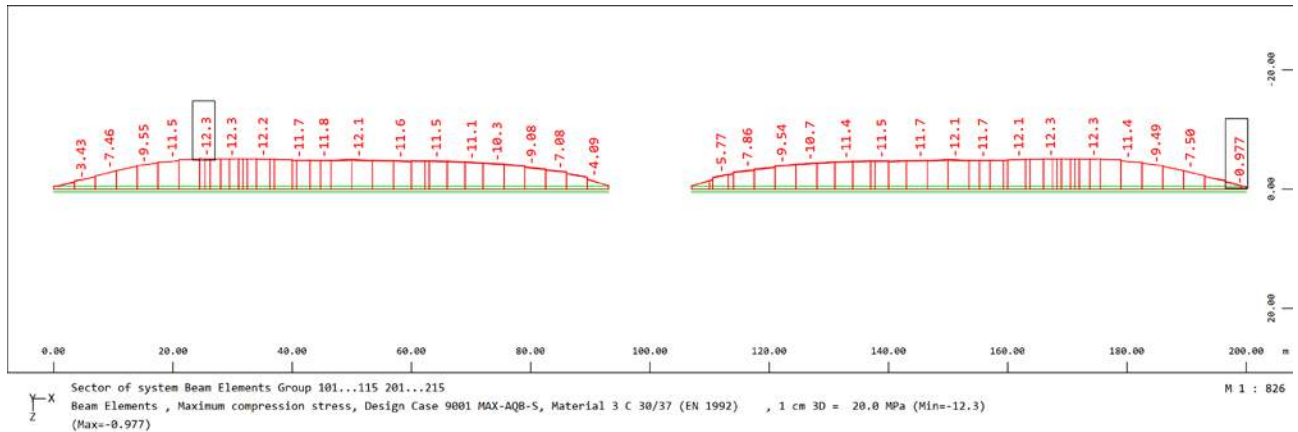
Navidežno stalna kombinacija:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck(C30/37)} = 13,50 \text{ MPa} > 9,56 \text{ MPa}$$

Karakteristična kombinacija:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C30/37)} = 18,0 \text{ MPa} > 12,00 \text{ MPa}$$

Predpostavka c) 50% kablov zasidranih na koncu konzol in sila 50% (shema LM1)



Omejitev tlačnih napetosti

Navidezno stalna kombinacija:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck(C30/37)} = 13,50 \text{ MPa} > 9,84 \text{ MPa}$$

Karakteristična kombinacija:

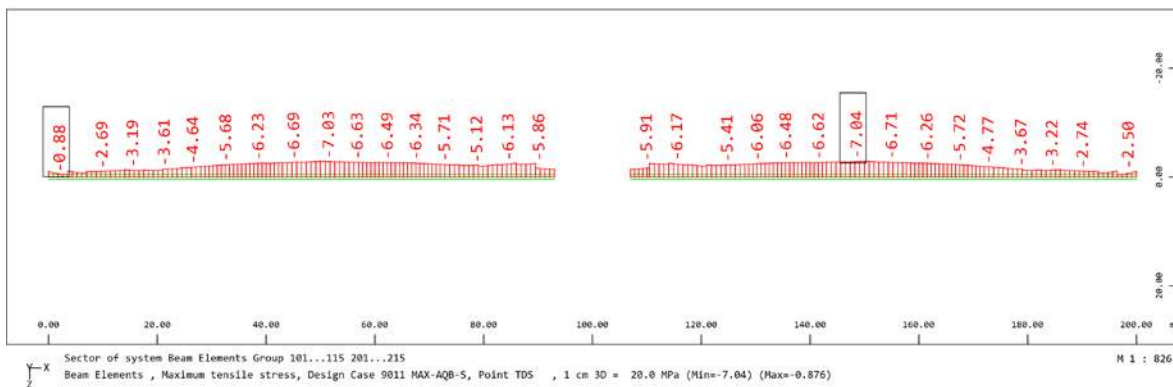
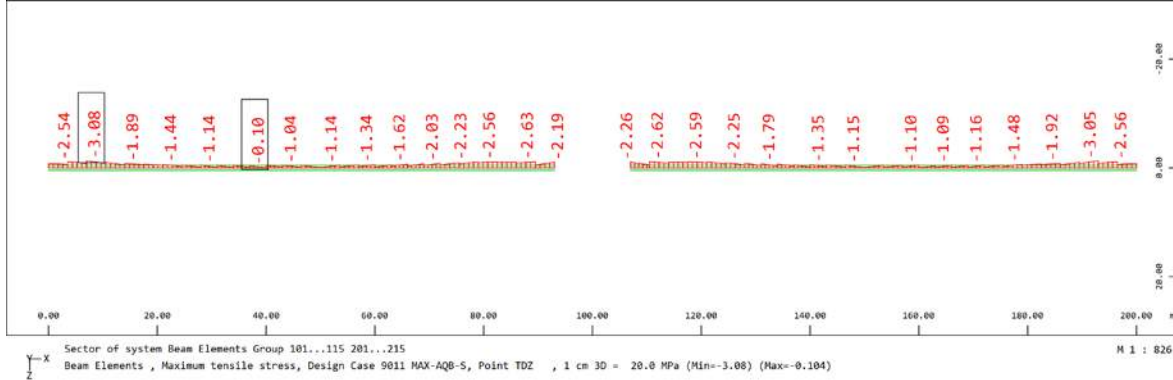
$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C30/37)} = 18,0 \text{ MPa} > 12,30 \text{ MPa}$$

Kontrola dekompresije

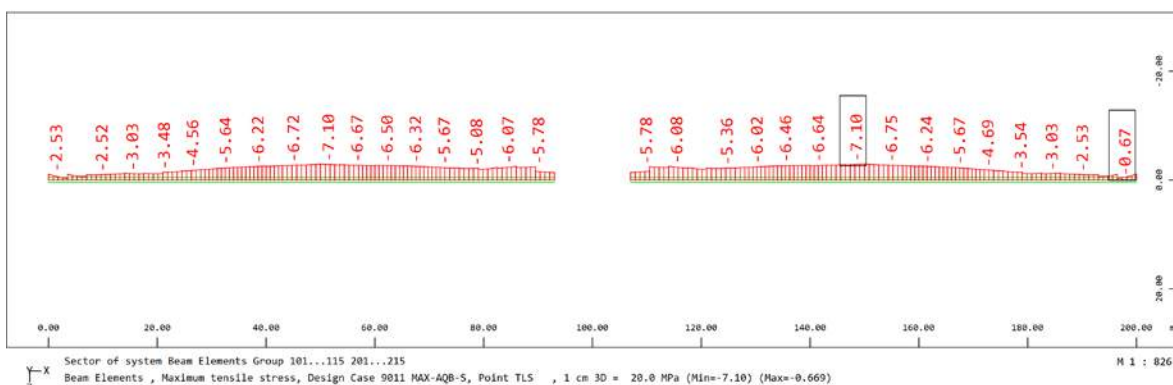
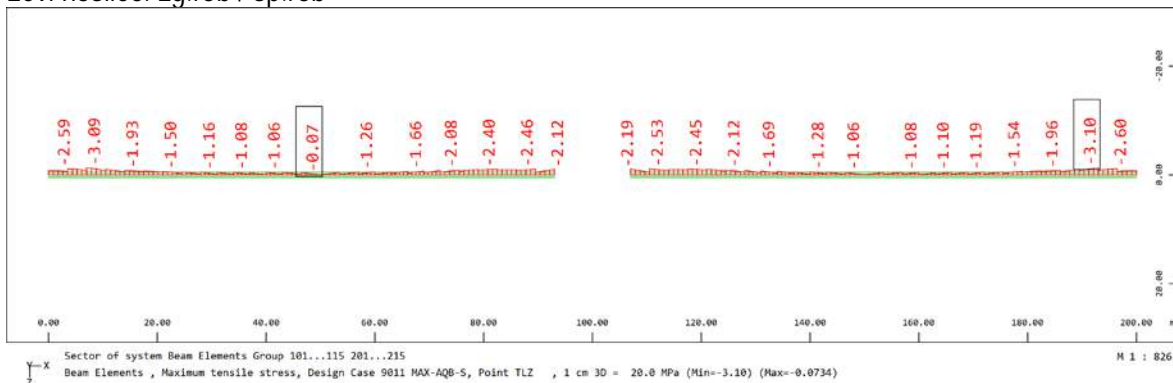
Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)

Spodaj so prikazane napetosti po zgornjem in spodnje robu prekladne konstrukcije za pogosto kombinacijo.

Desni nosilec: zg.rob / sp.rob



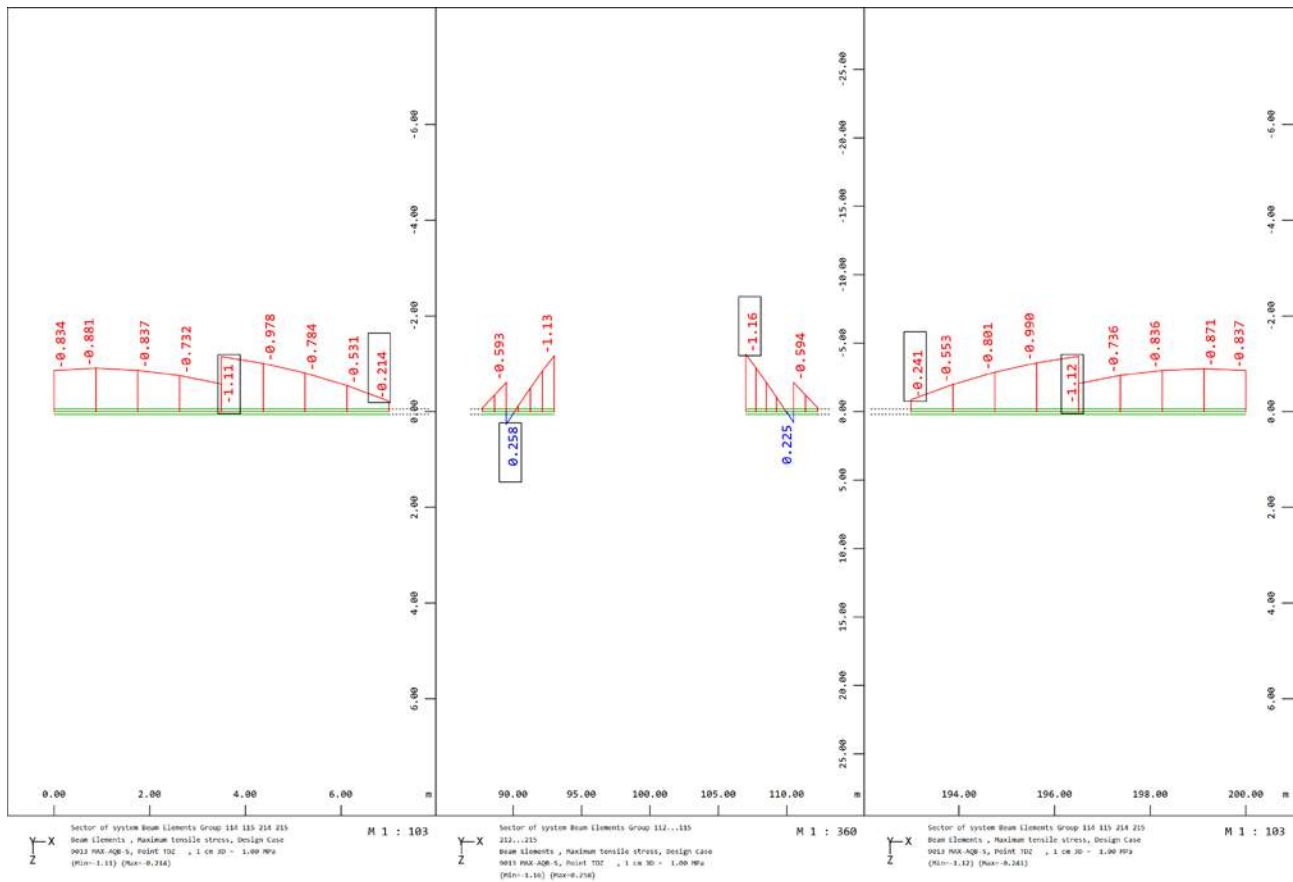
Levi nosilec: zg.rob / sp.rob



Predpostavka **b)** Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)

Napetosti preverimo na območju, kjer še ni polna sila prednapetja.

LM 1 – 40t / TS – LM4

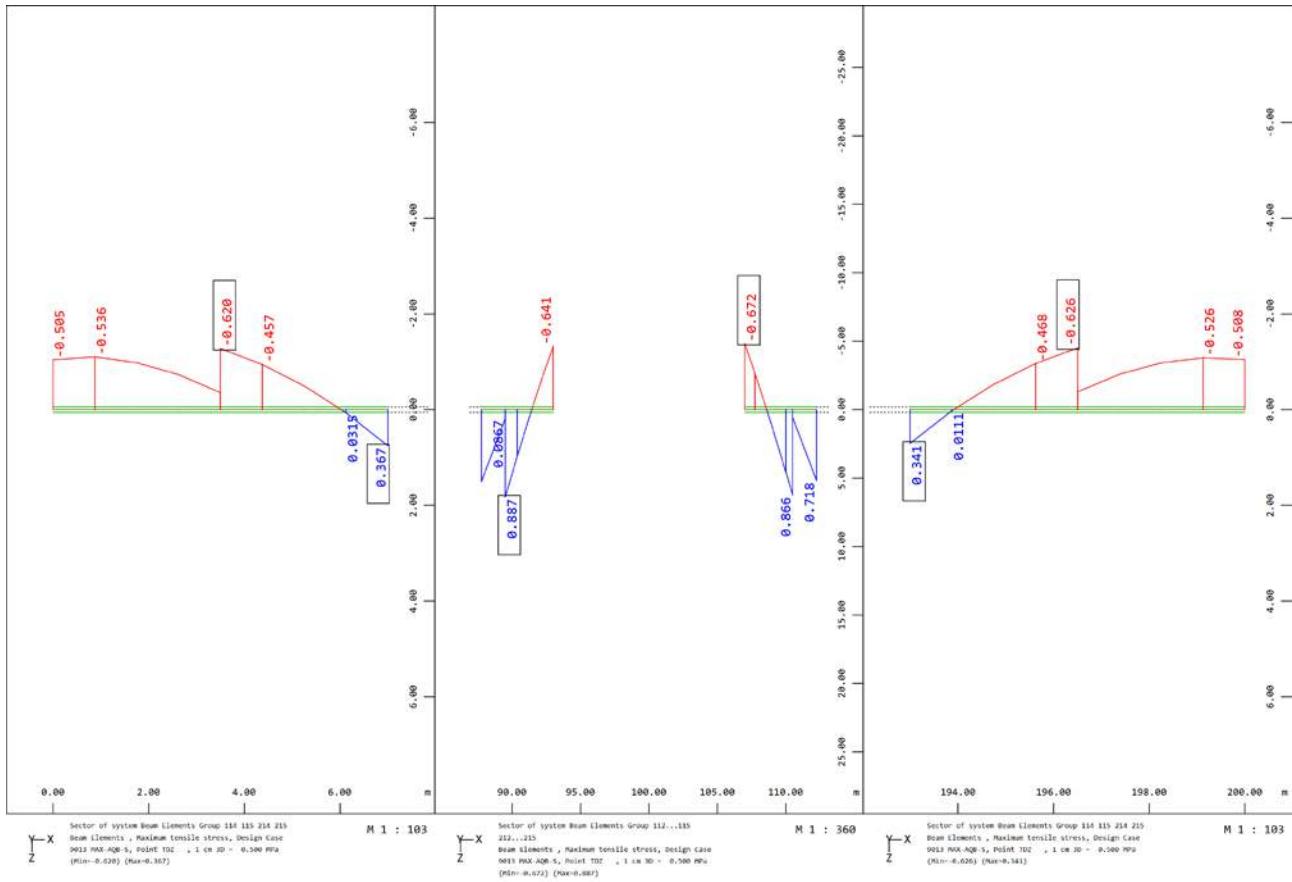


Pogoju dekompresije ni zadoščeno samo v eni točki, na območju stikovanja vmesnega konzolnega dela in gerberjevega nosilca.

Predpostavka c) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)

Napetosti preverimo na območju, kjer še ni polna sila prednapetja.

LM 1 – 40t / TS – LM4

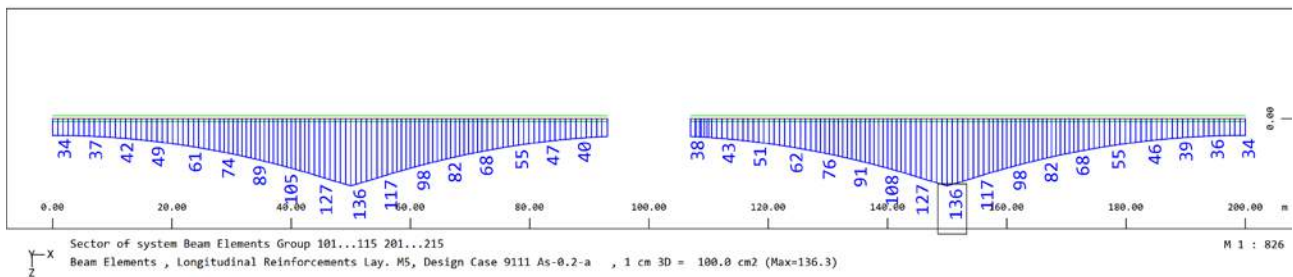
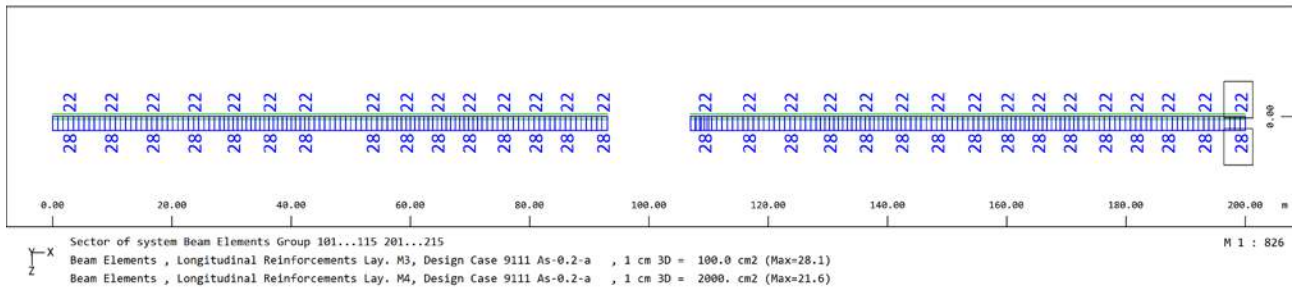
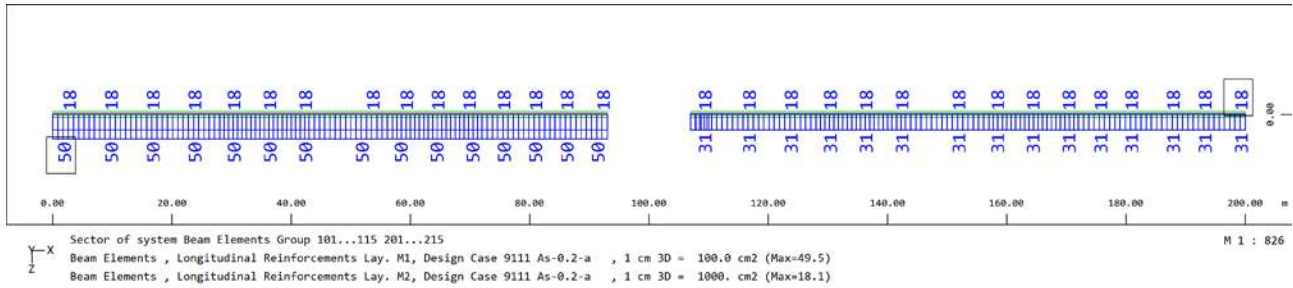


Pogoju dekompresije ni zadoščeno.

Kontrola širine razpok

Kontrola razpok se je izvedla s pomočjo programa Sofistik. Kot je razvidno iz izračuna razpok pri merodajnih kombinacijah, ni prišlo do povečanja armatur glede na predvidene vgrajene.

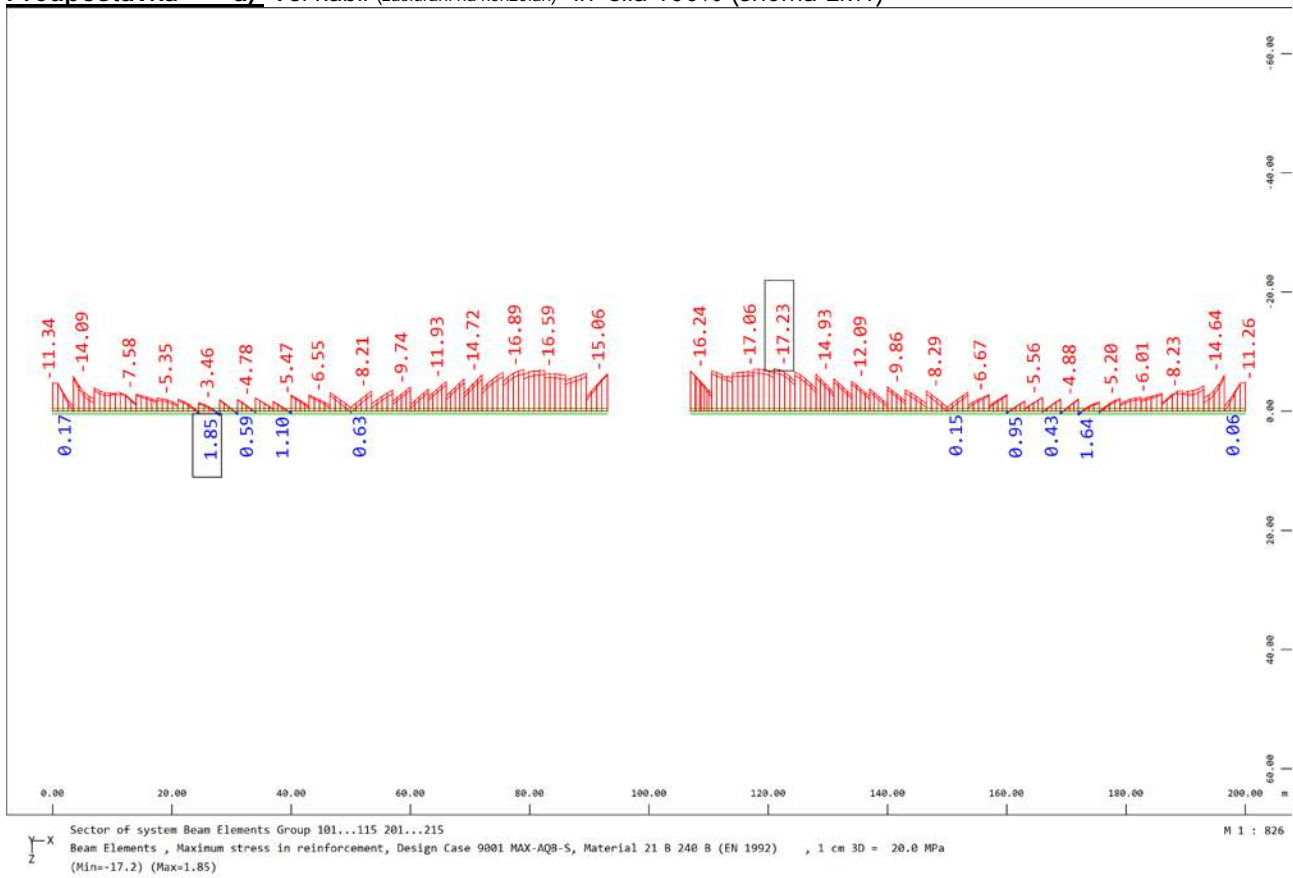
Hkrati je bilo že predhodno izračunano, da je maksimalna natezna napetost, manjša od natezne trdnosti betona ter ne pride do razpokanja le tega.



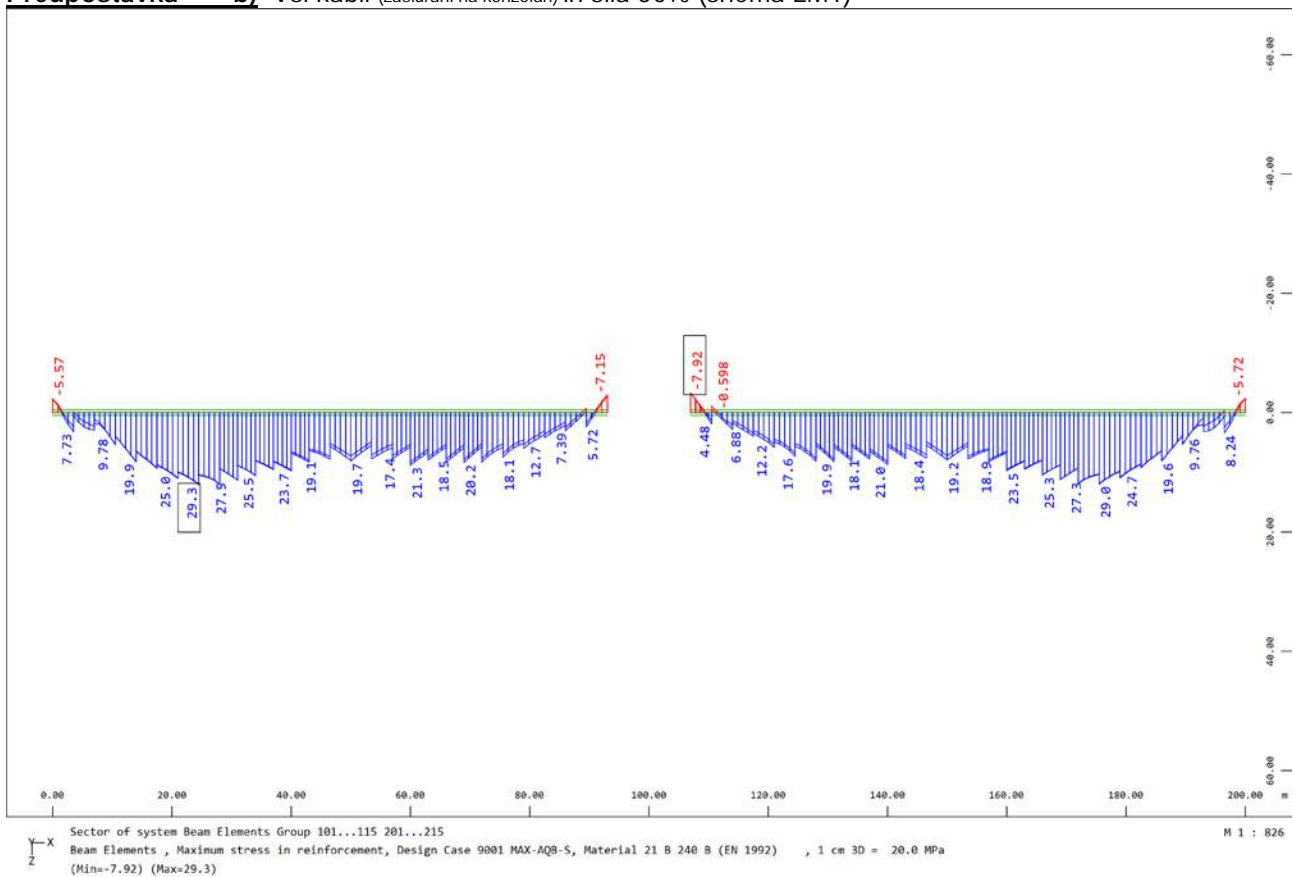
Kontrola napetosti v armaturi

Napetosti so omejene na $\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ MPa}$

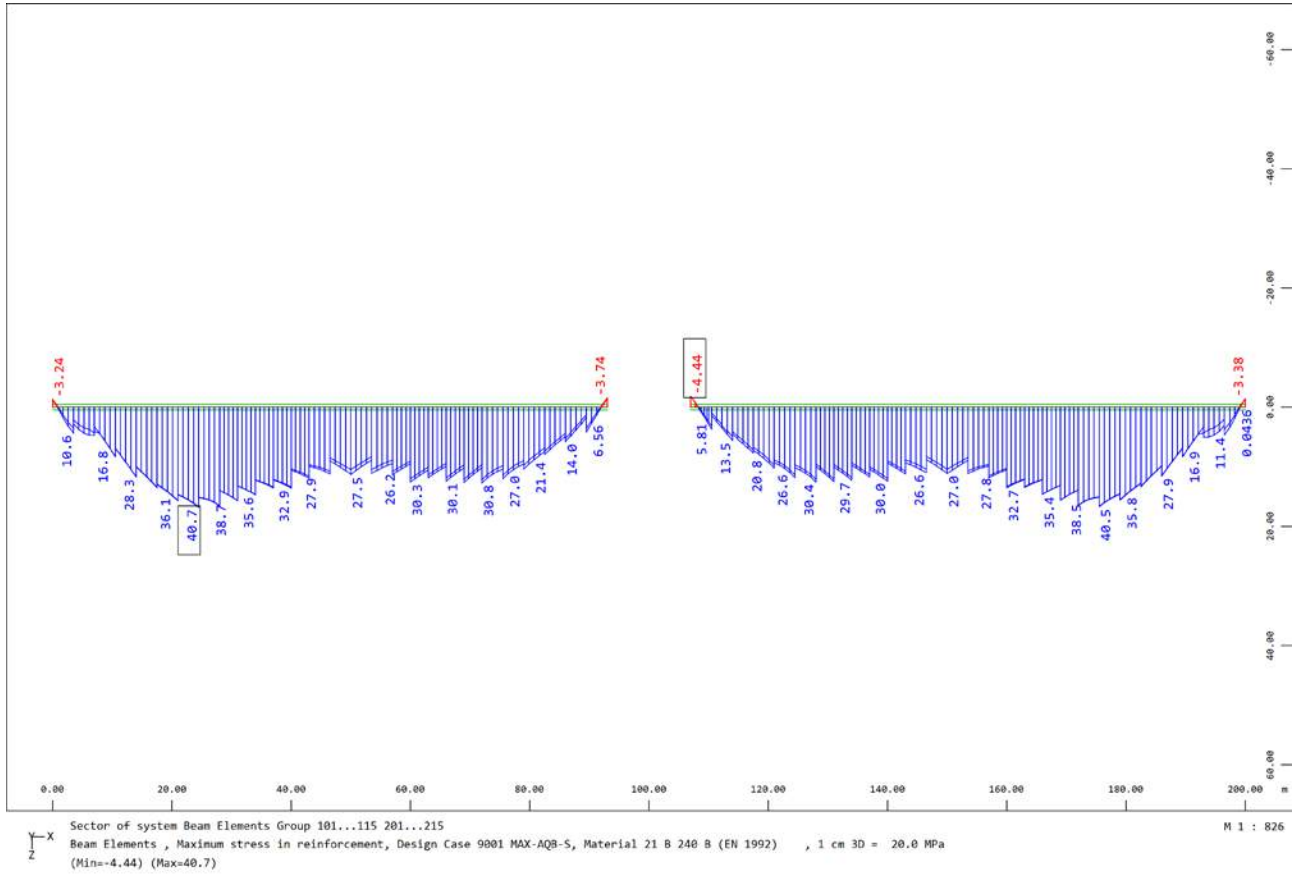
Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)



Predpostavka b) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)



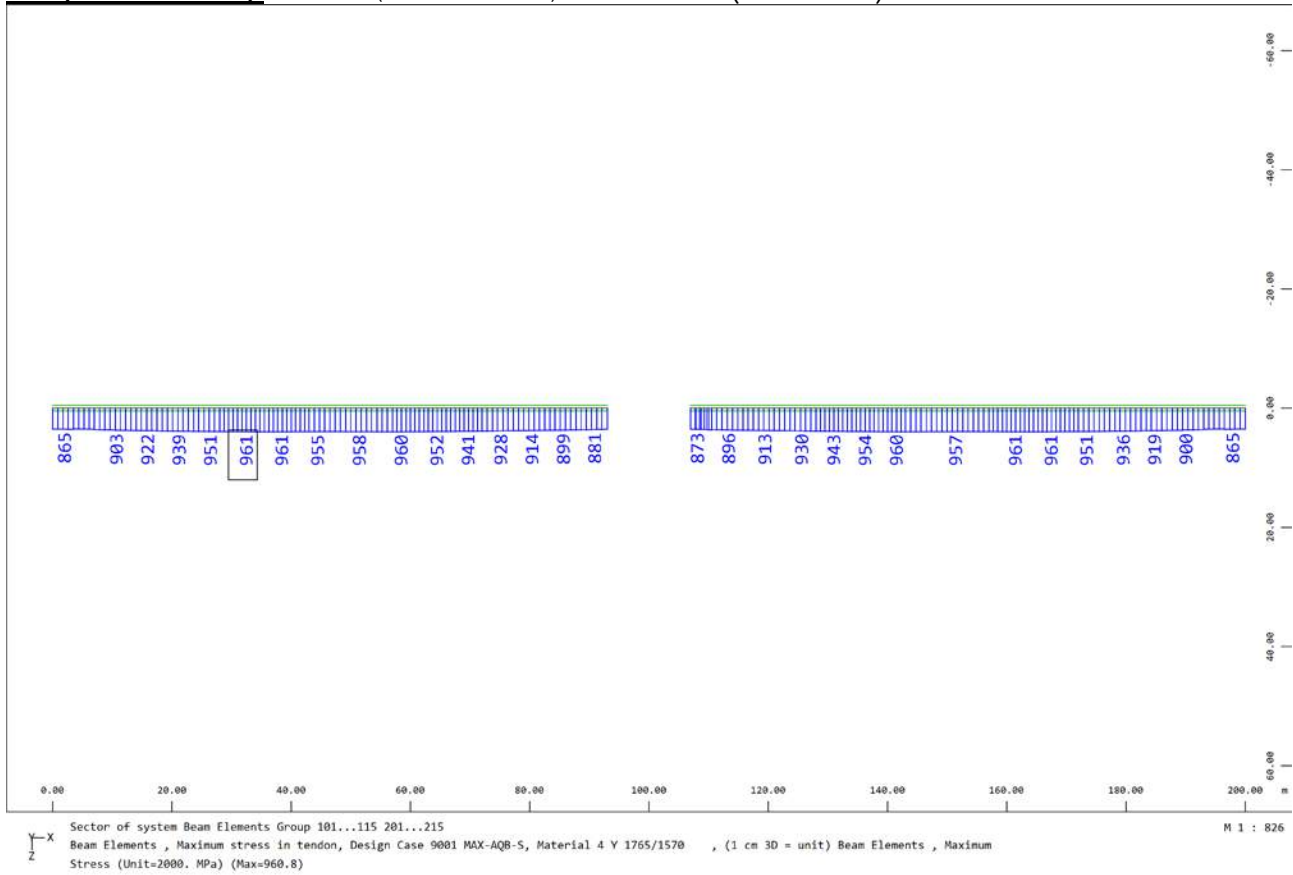
Predpostavka c) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)



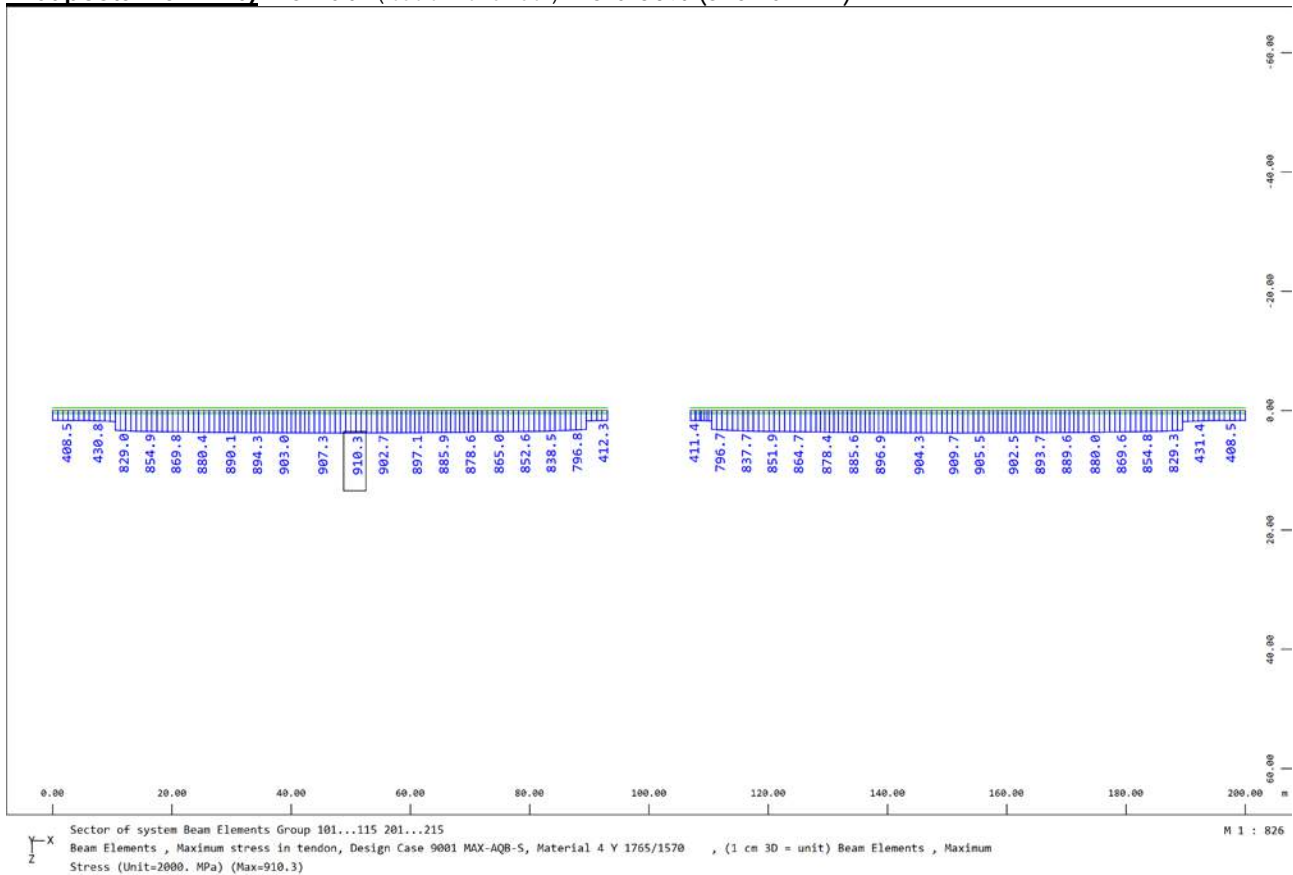
Kontrola napetosti v jeklu za prednapenjanje

Napetosti so omejene na $\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1765 = 1323 \text{ MPa}$

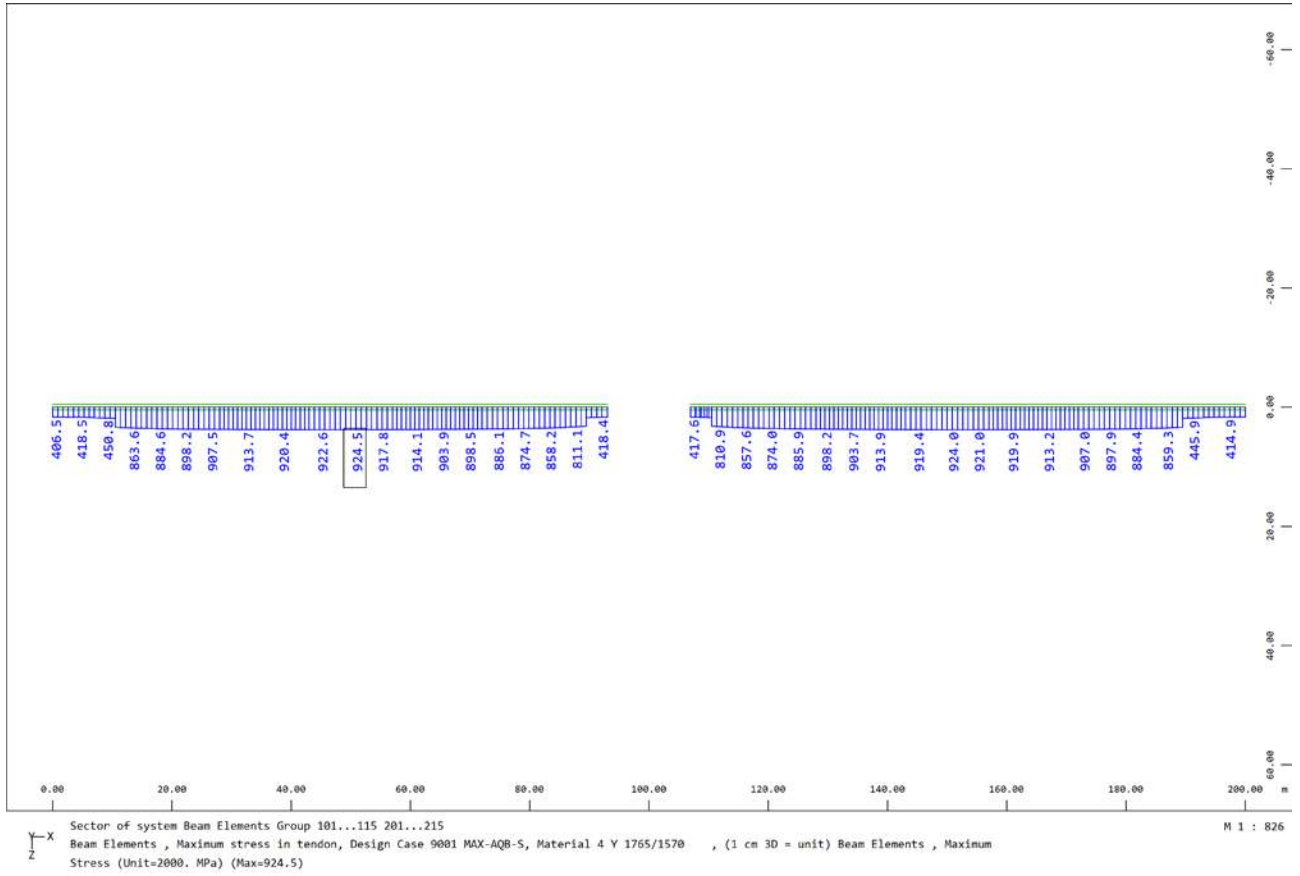
Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)



Predpostavka b) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)



Predpostavka c) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 50% (shema LM1)



Kontrola utrujanja

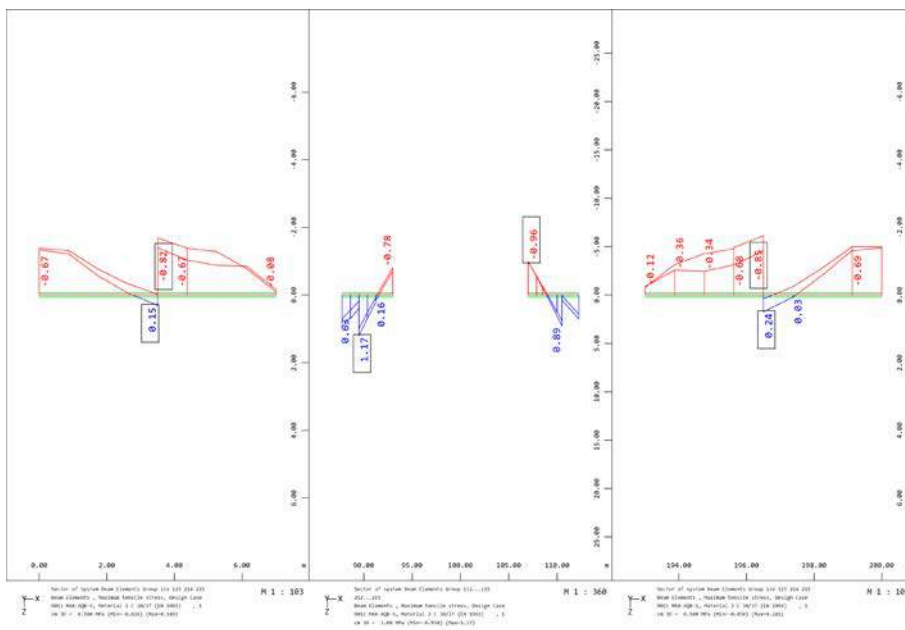
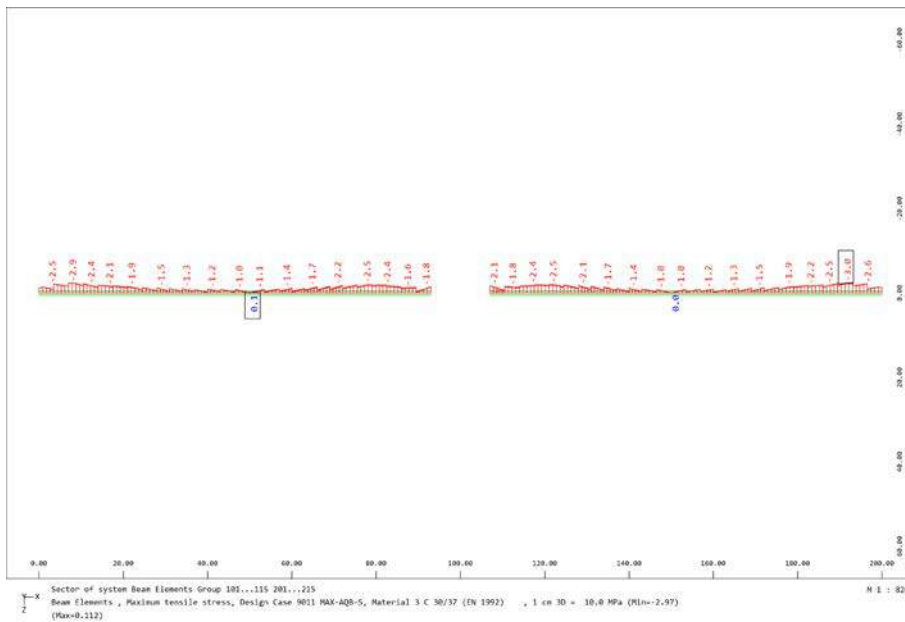
V nadaljevanju bo izvedena kontrola utrujanja. Glede na predhodne analize bo opravljena za obtežno shemo BK60. Pri dokazu utrujanja se v skladu s točko 6.69 iz SIST EN 1992-1-1 upošteva sledeča kombinacija:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

Analiza se je izvedla ob upoštevanju obtežne sheme LM3. V sklopu dokaza je potrebno zadostiti sledeči enačbi:

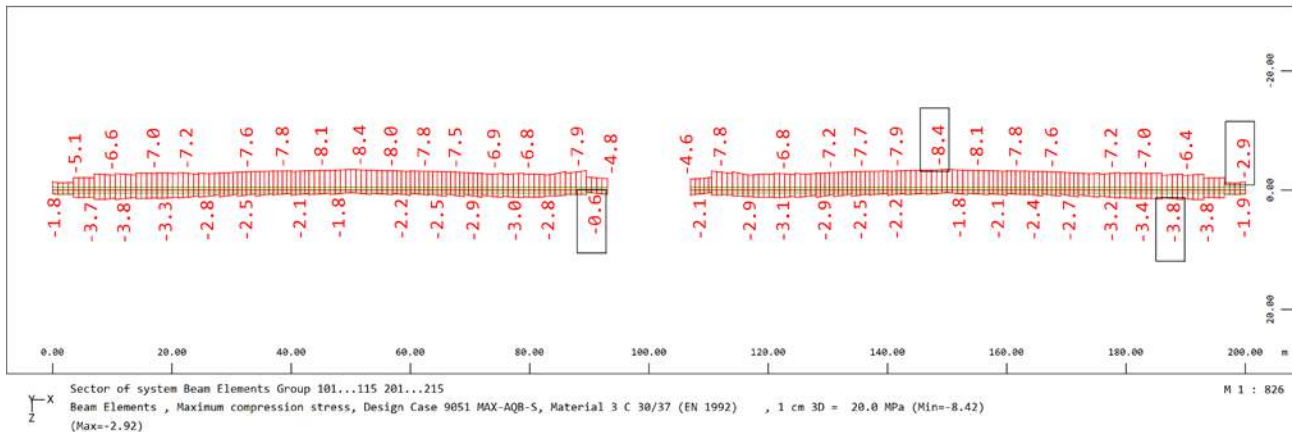
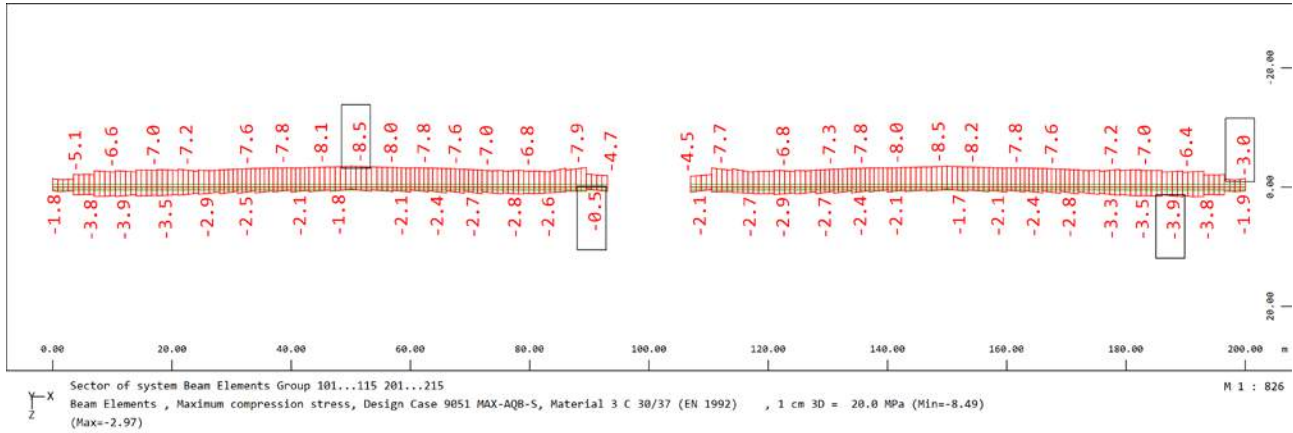
$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eqv} (N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

Prvotno so prikazane maksimalne natezne napetosti po pogosti kombinaciji, pod predpostavkami a) in b).



Kot je razvidno se pri polno upoštevani sili prednapenjanja natezne napetosti ne pojavljajo, kar pomeni, da je vpliva utrujanja ni. Se pa v primeru, da je sila manjša (predpostavka b) le te pojavijo. Kljub vsemu je v nadaljevanju izvedena kontrola utrujanja za celotno konstrukcijo.

Na spodnji sliki so prikazane maksimalne in minimalne napetosti na konstrukciji.



V okviru dimenzioniranja voziščne konstrukcije (projekt 674-DVK, BPI d.o.o.; november 2021) je bila podana spodnja tabela, v kateri je navedeno število težkih vozil 435 na dan, kar na leto pomeni cca. $0,16 \cdot 10^6$. V nadaljevanju upoštevamo za analizo $0,5 \cdot 10^6$ težkih vozil na leto.

Vrsta vozila	Faktor	Št. voz/dan v letu 2031	NOO 100 kN/dan v letu 2031
osebna vozila	0,00003	7215	0.21645
Avtobusi, LT, SV	0,85	1557	1323.45
Težka tov. vozila , vlačilci	1,00	435	435
Ekv. osna obremenitev		9207	1758.67

Hkrati se je za kontrolo upoštevala življenska doba 30 let.

Preklada – armatura**KONTROLA UTRUJANJA**

element	Preklada	
$\bar{\sigma}_{\min}$	-8,5	minimalna napetost
$\bar{\sigma}_{\max}$	-0,7	maksimalna napetosti
$\Delta\bar{\sigma}_{s, Ec}$	7,8	razlika napetosti
N_{obs}	0,5	število težkih vozil na leto x 10^6
k_2	9	7 - kabli, 9 - armatura
Q	0,94	faktor tabela NN.1
N_{years}	30	življenska doba objekta
$\Sigma N_{\text{obs}, i}$	3	število prometnih pasov
$V_{f, \text{fat}}$	1	
$Y_{s, \text{fat}}$	1,15	
Φ_{fat}	1,4	
$\lambda_{s, 1}$	1,100	faktor odvisen od vplivne dolžine
$\lambda_{s, 2}$	0,806	faktor odvisen od prometne obremenitve
$\lambda_{s, 3}$	0,875	faktor odvisen od življenske dobe
$\lambda_{s, 4}$	1,130	faktor odvisen od vpliva ostalih prometnih pasov
λ_s	1,227	ekvivalentni faktor poškodb
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)$	162,50	pri 1×10^6 ciklih 120 - kabli, 162,5 armatura, 75 - starejši kabli (DIBt)
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)$	175,51	pri N_{obs} ciklih
$\Delta\bar{\sigma}_{s, \text{equ}}$	9,57	
$V_{f, \text{fat}} \times \Delta\bar{\sigma}_{s, \text{equ}}$	9,57	
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)/Y_{s, \text{fat}}$	152,62	

KONTROLA UTRUJANJA**OK****Preklada - kabli****KONTROLA UTRUJANJA**

element	Preklada	
$\bar{\sigma}_{\min}$	-8,5	minimalna napetost
$\bar{\sigma}_{\max}$	-0,7	maksimalna napetosti
$\Delta\bar{\sigma}_{s, Ec}$	7,8	razlika napetosti
N_{obs}	0,5	število težkih vozil na leto x 10^6
k_2	7	7 - kabli, 9 - armatura
Q	0,94	faktor tabela NN.1
N_{years}	30	življenska doba objekta
$\Sigma N_{\text{obs}, i}$	3	število prometnih pasov
$V_{f, \text{fat}}$	1	
$Y_{s, \text{fat}}$	1,15	
Φ_{fat}	1,4	
$\lambda_{s, 1}$	1,100	faktor odvisen od vplivne dolžine
$\lambda_{s, 2}$	0,771	faktor odvisen od prometne obremenitve
$\lambda_{s, 3}$	0,842	faktor odvisen od življenske dobe
$\lambda_{s, 4}$	1,170	faktor odvisen od vpliva ostalih prometnih pasov
λ_s	1,170	ekvivalentni faktor poškodb
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)$	75,00	pri 1×10^6 ciklih 120 - kabli, 162,5 armatura, 75 - starejši kabli (DIBt)
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)$	82,81	pri N_{obs} ciklih
$\Delta\bar{\sigma}_{s, \text{equ}}$	9,12	
$V_{f, \text{fat}} \times \Delta\bar{\sigma}_{s, \text{equ}}$	9,12	
$\Delta\bar{\sigma}_{\text{RISK}}(N^*)/Y_{s, \text{fat}}$	72,01	

KONTROLA UTRUJANJA**OK**

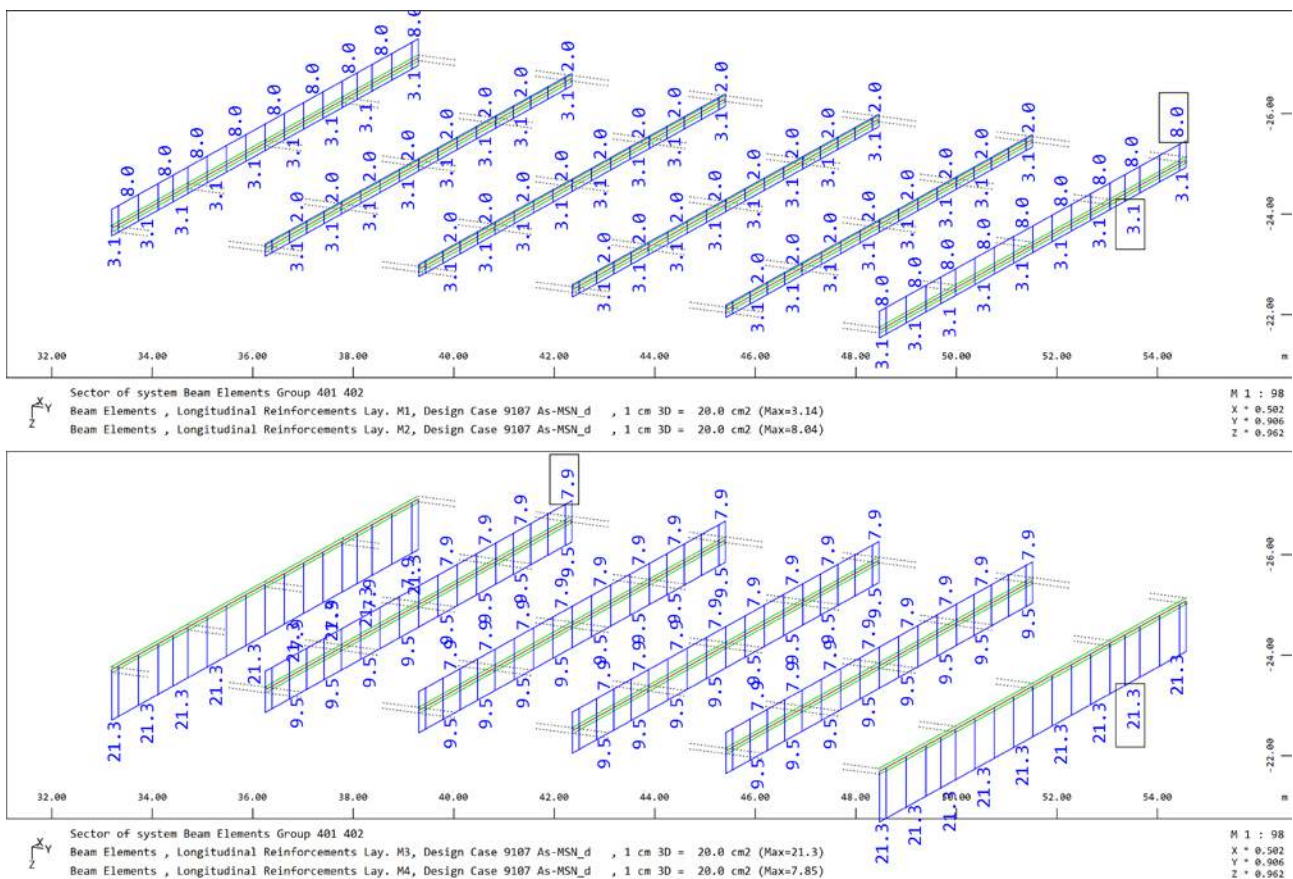
3. KONTROLA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – VMESNA REŠETKA

V nadaljevanju je izvedena kontrola prekladne konstrukcije glavne premostitve reke Drave, Titovega mostu na območju vmesnega Gerberjevega nosilca. Prvotno je bila opravljena analiza vzdolžnih prednapetih nosilcev, ki je izkazala potrebo po zamenjavi celotne vmesne prostoležeče rešetke. Zaradi tega analiza prečnih nosilcev ni bila izvedena.

3.1. Kontrola po MSN

Kontrola upogiba

Kontrola konstrukcije se je lahko izvedla šele na podlagi natančnega pregleda obstoječe dokumentacije ter ustreznega upoštevanja vgrajenih armatur v konstrukciji. Na spodnji sliki so prikazane vgrajene armature v konstrukciji (nosilec in AB plošča).



Kontrola nosilnosti na upogib se je izvedla s pomočjo programa Sofistik.

Vmesni Gerberjev nosilec je zasnovan na način, da v primeru, da posamezen element ne izkazuje ustreznosti varnosti, je potrebno zamenjati celoten vmesni del. Že v elaboratu detajlnega pregleda Titovega mostu (ZRMK) je bilo navedeno, da sta na vmesni rešetkasti plošči Gerberjevih nosilcev vzdolžna kablja na obeh krajnih nosilcih že pretrgana, prav tako pa sta oba krajna prečna prednapeta nosilca dotrajana zaradi nemotenega zamakanja. Predlagana je bila tudi zamenjava vmesnega prostoležečega dela konstrukcije.

V nadaljevanju je prikazana analiza konstrukcije ob upoštevanju minimalne obremenitve BK60, saj je bila že pri tej obremenitvi presežene nosilnost prereza.

Kontrola nosilnosti – vmesna prostoležeča rešetka

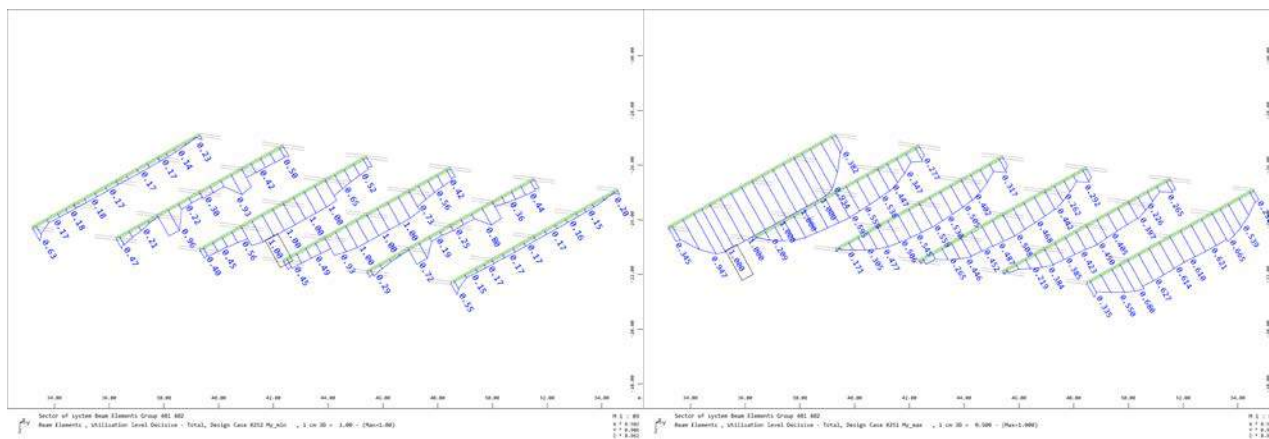
V nadaljevanju je izvedena kontrola vmesne rešetke prekladne konstrukcije ob predpostavkah navedenih v nadaljevanju. Izvedena je kontrola samo za prometno shemo BK60.

Glede na preiskave in dejansko stanje konstrukcije po našem mnenju spodaj navedena predpostavka a) ni realna, temveč smatramo kot realnejša primera predpostavke b) in c).

Predpostavke		Prometne sheme – BK60		
		Obremenitev	Vmesni vzdolžni nosilec	Krajni vzdolžni nosilec
a	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Upogib	✓	✓
b	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	✓	✗
c	Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	✗	✗

V nadaljevanju je izvedena kontrola za vmesne vzdolžne in krajne nosilce pri obtežni shemi BK60.

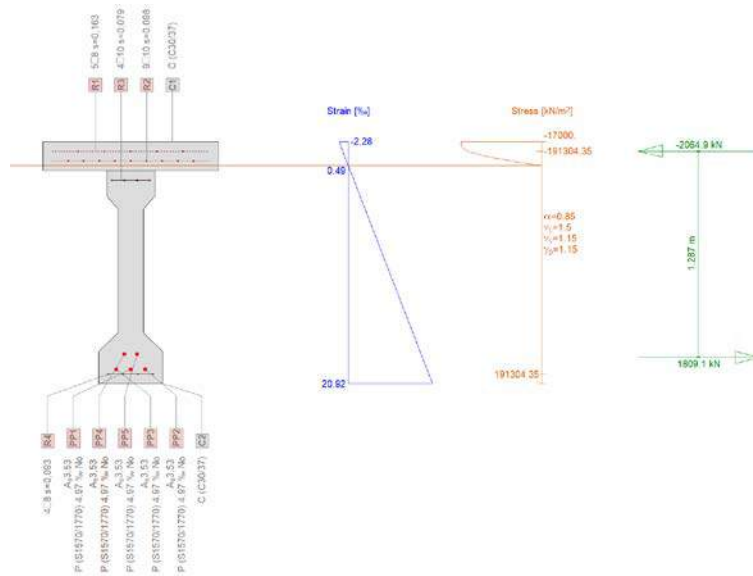
Prikazana je izkoriščenost prerezov pri shemi BK60 ob predpostavkah a) in c).



Detajlna analiza je bila narejena s pomočjo programa Fagus ob merodajnih projektih kombinacijah za posamezne nosilce (vmesne oz. krajne).

Vmesni nosilci:

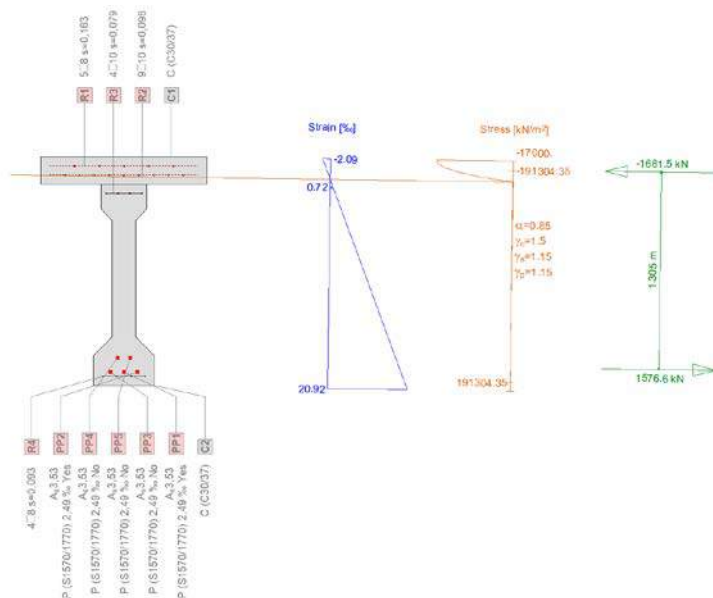
Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	My [kNm]
a)	My,max	-127	1225



Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.43 OK

Bending and axial force			Shear forces and torsion			eff(M,N)	V _y [-]	Complete CS	T	eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
No.	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kNm]	M _z [kNm]						
1	! ULS		-127,0	1225,0	0	0,43					

Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	My [kNm]
b)	My,max	-83	1678



Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.79 OK

Bending and axial force			Shear forces and torsion			eff(M,N)	V _y [-]	Complete CS	T	eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
No.	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kNm]	M _z [kNm]						
1	! ULS		-83,0	1678,0	0	0,79					

Maksimalna izkoriščenost znaša 0,79. Ob vrednosti podani v preiskavi vzorcev kablov iz Titovega mostu je bila določena natezna trdnost jekla za prednapenjanje 1630 MPa, kar je manj kot predvidena 1765 MPa. Ob upoštevanju maksimalni izkoriščenosti ter zmanjšanju možnega upoštevanja natezne trdnosti jekla za prednapenjanje znaša maksimalna izkoriščenost:

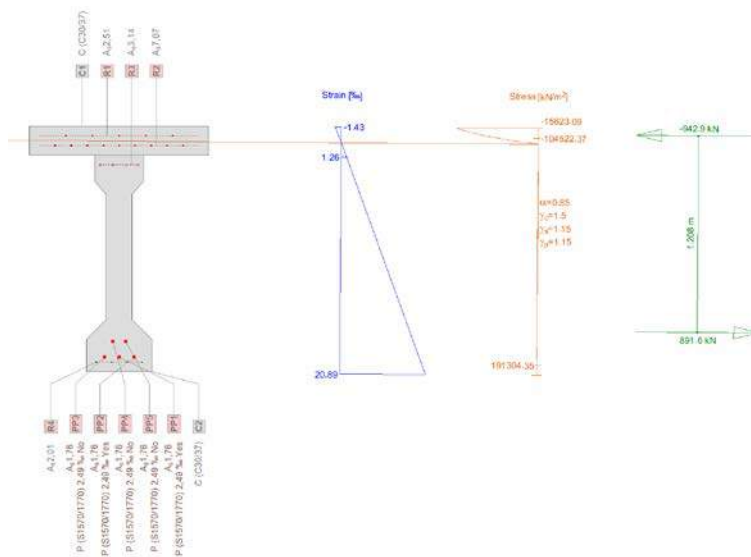
$$0,79 \cdot 1765 / 1630 = 0,86 \leq 1,0$$

V kolikor upoštevamo še zmanjšanje prereza v skladu z opombmo:

»Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 µm, pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 µm.«

$$0,79 \times 1765 / 1630 \times A_{\text{upoštevavan}} / A_{\text{reduciran}} = 0,87 \leq 1,0$$

Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	My [kNm]
c)	My,max	-90	1945



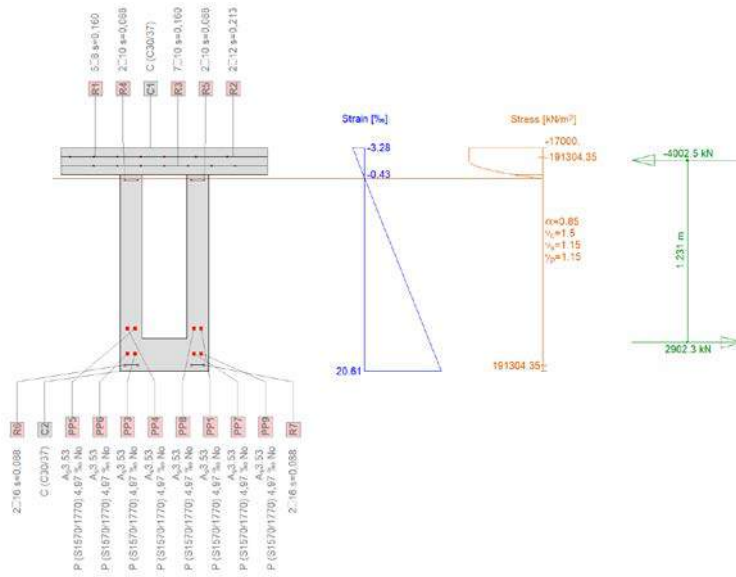
Ultimate strength analysis Cross section (Girder): GERBER VMESNI C

Action forces / Efficiency: **eff(M,N)=1.76 not OK**

Bending and axial force			Shear forces and torsion				Complete CS			eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
No.	AP	P	N	My	Mz	eff(M,N)	Vy	Vz	T		
[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]		
1	!ULS		-90,0	1945,0	0	1,76					

Krajni nosilci:

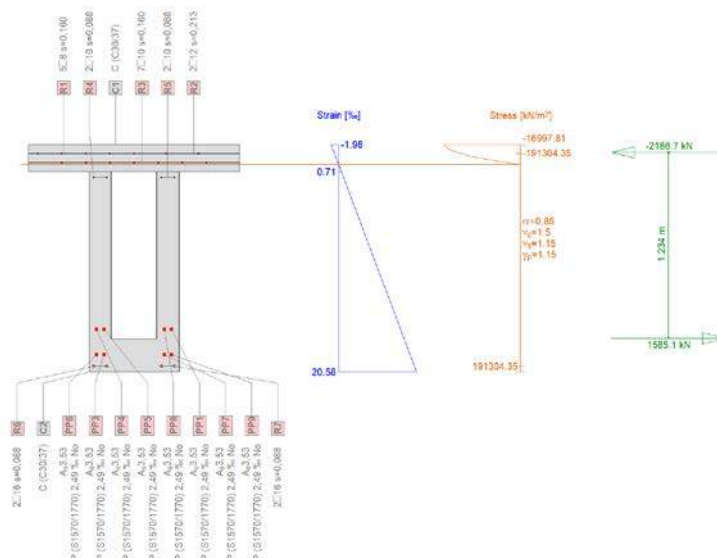
Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	My [kNm]
a)	My,max	-840	3192



Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.76 OK

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			eff(M,N)	V _y [-]	Complete CS		eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kN]	M _z [kN]	V _z [-]			T			
1	! ULS		-840,0	3192,0	0	0,76						

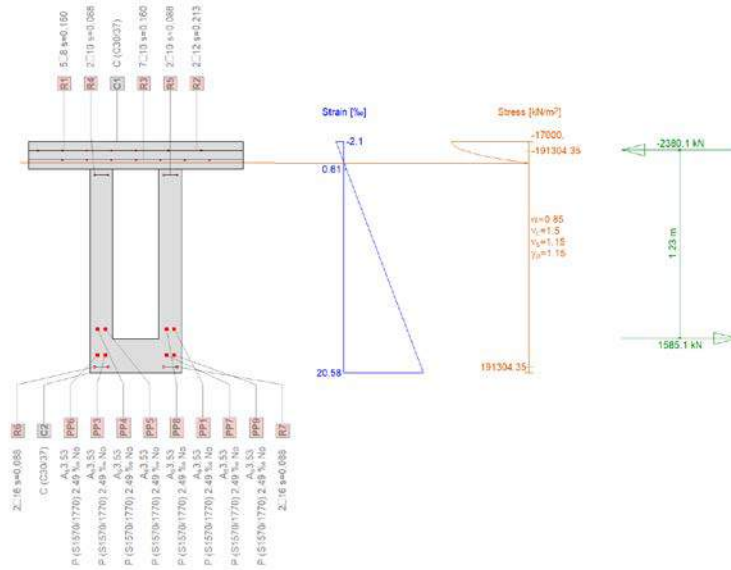
Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	My [kNm]
b)	My,max	-876	3360



Action forces / Efficiency: eff(M,N)=1.46 not OK

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			eff(M,N)	V _y [-]	Complete CS		eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kN]	M _z [kN]	V _z [-]			T			
1	! ULS		-876,0	3360,0	0	1,46						

Upoštevana je bila tudi obtežna shema brez težkega vozila:



Ultimate strength analysis Cross section (Girder): GERBER KRAJNI B

Action forces / Efficiency: **eff(M,N)=1.05 not OK**

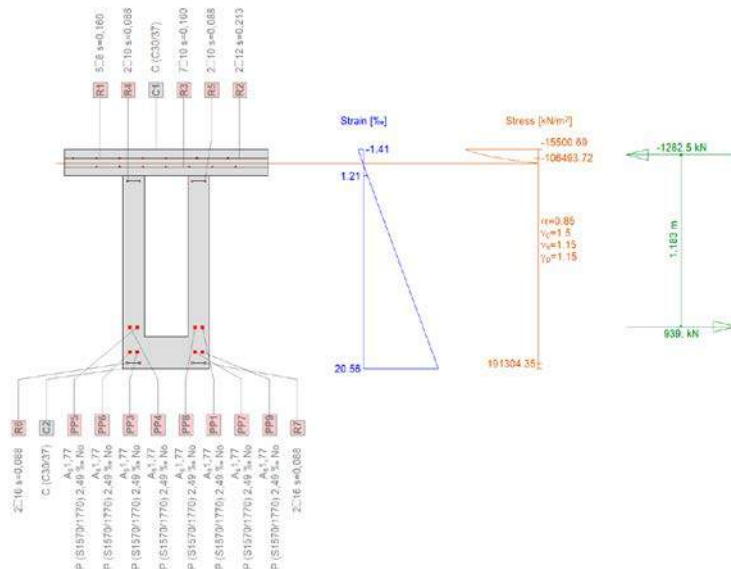
Bending and axial force

Shear forces and torsion

Complete CS

No.	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [kNm]	V _y [-]	V _z [-]	T	eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
1	! ULS		-834,0	2531,0	0	1,05					

Predpostavka	Merodajna kombinacij	N [kN]	M _y [kNm]
c)	My,max	-949	3366



Action forces / Efficiency: **eff(M,N)=2.55 not OK**

Bending and axial force

Shear forces and torsion

Complete CS

No.	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [kNm]	V _y [-]	V _z [-]	T	eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
1	! ULS		-876,0	3360,0	0	2,55					

Kontrola striga

V nadaljevanju je izvedena kontrola konstrukcije vmesne rešetke na strig. Trenutne smernice za projektiranje konstrukcij na strižno obremenitev (SIST EN 1992-1-1) imajo definirano minimalno potrebno strižno armaturo, kar v osnovnem projektu ni upoštevano, saj takrat to ni bilo potrebno.

Kljub temu je na podlagi smernic Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) dopustno (točka 12.4.3.3.(4)), da v kolikor se konstrukcija dimenzionira na strižne obremenitve, ki upoštevajo tudi vpliv prometne obtežbe, ni potrebno zadostiti pogoju minimalne strižne armature glede na trenutne zahteve. To je bilo tudi upoštevano v našem primeru.

Kontrola tlačne diagonale se je preverila na maksimalno silo v podpori, medtem ko se je potrebna računaska armatura preverila s silo oddaljeno za statično višino od podpore v skladu s SIST EN 1992-1-1.

Glede na kontrolo nosilnosti na upogib bo analiza v nadaljevanju izvedena samo ob upoštevanju prometne obtežbe BK60 in ob upoštevanju predpostavke a) Vsi kabli zasidrani na konzolah s 100% silo. Ob preostalih predpostavkah je bila namreč presežena že upogibna nosilnost prereza. Ob tem je potrebno poudariti, da je upoštevanje vseh kablov glede na stanje konstrukcije po našem mnenju nerealno.

Vgrajena armatura v Titovem mostu je v nekaterih prerezih manjša kot je trenutno potrebna minimalna armatura v skladu s SIST EN 1992-1-1. V teh prerezih je račun temeljil na predpostavki, da konstrukcija izkazuje ustrezno nosilnost, v kolikor je projektna obremenitev manjša od nosilnosti prereza brez strižne armature ($V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$). Projektna vrednost strižne odpornosti prereza je bila izračunana v skladu s enačbo 6.2a in 6.2b.

Standard omogoča v primeru nerazpokanosti prereza za prednapete elemente tudi aplikacijo enačbe 6.4 po SIST EN 1992-1-1 za izračun nosilnosti prereza brez armature, kar se je preverilo v primerih, kjer po enačbah 6.2 ni bila zadostna nosilnost.

Po standardu 1992-2 (točka 6.2.2.) se lahko pri izračunu nosilnosti prereza brez strižne armature upošteva tudi prerez površine jekla za prednapenjanje, kar se je v analizi primerjalo z nosilnostjo izraza 6.4 ter se je upoštevala manjša vrednost.

Kot bo razvidno iz rezultatov v nadaljevanju so dopustne natezne napetosti presežene ter se enačba 6.4 ter vpliv kablov za prednapenjanje ne sme upoštevati.

V spodnji tabeli je podan povzetek rezultatov:

Predpostavke		Prometne sheme – BK60		
		Obremenitev	Vmesni nosilec	Krajni nosilec
a	Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Strig	x	x

Kot omenjeno se predpostavki b) in c) nista preverjali, saj je bila presežena že upogibna nosilnost prereza, tako da je bila opravljena v nadaljevanju le analiza ob upoštevanju predpostavke a), materialnih karakteristik betona C45/55 ter obtežne sheme BK60.

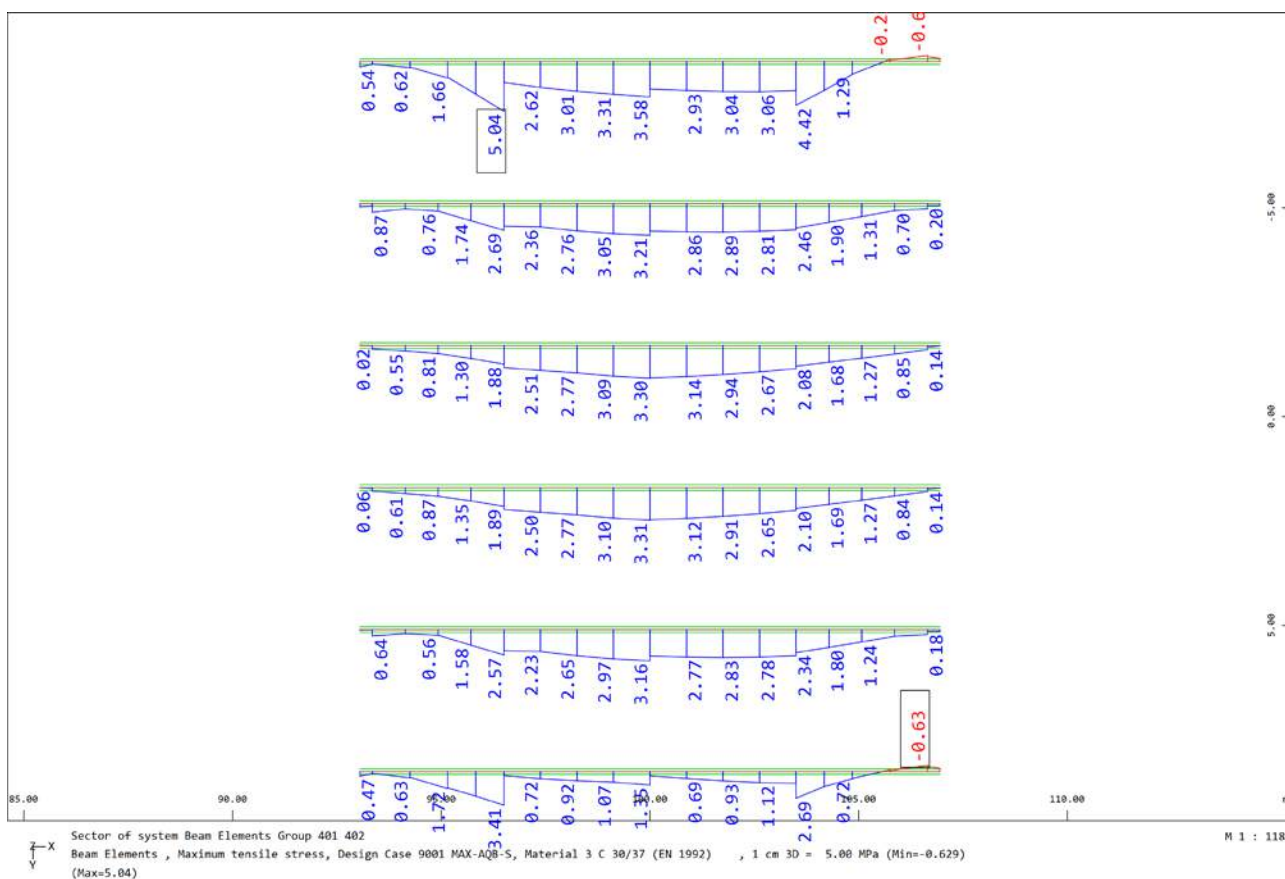
Predpostavka a) Kabli: vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100%

Vmesni vzdolžni nosilec

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V _z [kN]	M _i [kN]
BK60	V _{z,max.} / V _{z,min.}	379	45
	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	301	47
	V _{z,max.} / V _{z,min.}	186	65
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	144	67

Maksimalne natezne napetosti znašajo:



$\sigma_{max} = 3,31 \text{ MPa oz } 5,04 \text{ MPa} > f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,80 \text{ MPa}$

Na podlagi preseženih nateznih napetosti se strižna odpornost prereza ne sme izračunati ob upoštevanju kablov za prednapenjanje z enačbo 6.4.

$V_{z,max} / V_{z,min}$.

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzđ. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,3 [m]	Rocica notranjih sil z 1,35 [m]	
Visina	h 1,57 [m]	Debelina stene t _{ef,j} 0,1 [m]	
Povrsina bet. prereza A _c	0,462 [m ²]	Povrsina A _k 0,3094 [m ²]	
Staticna visina d	1,51 [m]	Obseg ploskve A _k u _k 3,4814 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0,85	cot Q 2,50 => cot Q 2,50 Samod.	
Armatura			
Kvaliteta armature	S 500	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl} 2,01 [cm ²]	
f _l = 0,0004		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-1483 [kN]	Precna sila V _{Ed}	379 [kN]
Torsion T _{Ed}	45 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	388 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	1753 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	4,62

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	132 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	321 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	606 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	7,14

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,22 + 0,14 < 1,0$$

$$0,36 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzđ. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,16 [m]	Rocica notranjih sil z 1,35 [m]	
Visina	h 1,57 [m]	Debelina stene t _{ef,j} 0,06 [m]	
Povrsina bet. prereza A _c	0,251 [m ²]	Povrsina A _k 0,16 [m ²]	
Staticna visina d	1,51 [m]	Obseg ploskve A _k u _k 3,21 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0,85	cot Q 2,50 => cot Q 2,50 Samod.	
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl} 2,01 [cm ²]	
f _l = 0,0008		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-1483 [kN]	Precna sila V _{Ed}	301 [kN]
Torsion T _{Ed}	45 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	275 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	935 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3,11
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	113,25 cm
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %
A _{s,min}	Prerez minimalne armature	3,58 cm ² /m
A _{s,max}	Prerez maksimalne armature	48,09 cm ² /m
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	4,28 cm ² /m
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	1196 kN/m ²
V _{Rd,ct}		1096 kN/m ²
V _{Rd,max}		3721 kN/m ²
V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}		

Kot je razvidno iz zgornjih rezultatov je potrebna armatura večja od dejansko vgrajene $\Phi 8/30$ (3,33cm²/m'), že v primeru, če zanemarimo vplive torzije. Izvedla se je še kontrola ob upoštevanju samo zvezne obtežbe ter brez upoštevanja težkega vozila po shemi BK60.

Predpostavka	Kombinacija	V _z [kN]	M _t [kNm]
BK60	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	170	45

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzđ. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,16 [m]	Rocica notranjih sil z 1,35 [m]	
Visina	h 1,57 [m]	Debelina stene t _{ef,j} 0,06 [m]	
Povrsina bet. prereza A _c	0,251 [m ²]	Povrsina A _k 0,16 [m ²]	
Staticna visina d	1,51 [m]	Obseg ploskve A _k u _k 3,21 [m]	
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a _c	0,85	cot Q 2,50 => cot Q 2,50 Samod.	
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A _{sl} 2,01 [cm ²]	
f _l = 0,0008		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila N _{Ed}	-1483 [kN]	Precna sila V _{Ed}	205 [kN]
Torsion T _{Ed}	45 [kNm]	Koef. varnosti g _{Bd}	1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	275 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	935 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	4,56
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	113,25 cm
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %
A _{s,min}	Prerez minimalne armature	3,58 cm ² /m
A _{s,max}	Prerez maksimalne armature	48,09 cm ² /m
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	3,58 cm ² /m
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	816 kN/m ²
V _{Rd,ct}		1096 kN/m ²
V _{Rd,max}		3721 kN/m ²
t _{Ed} < t _{Rd,ct}		

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	64 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	156 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	1250 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	3,46
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	16,00 cm
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	2,88 cm ² /m
Kombinacija striga in torzije		
$V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1,0$		
$0,22 + 0,29 < 1,0$		
$0,51 < 1,0$		

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 1,47 > 1,0$$

Krajni vzdolžni nosilec

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V _z [kN]	M _i [kN]
BK60	V _{z,max.} / V _{z,min.}	947	198
	V _{z,max.red.} / V _{z,min.red.}	593	103
	M _{T,max.} / M _{T,min.}	525	647
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	202	575

V_{z,max.} / V_{z,min.}

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 1,35 [m]
Visina	h 1,57 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} 0,1 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c 0,942 [m ²]	Povrsina	A _k 0,76 [m ²]
Staticna visina	d 1,51 [m]	Obseg ploskve	u _k 3,98 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 500	Povrsina vzdolžne arm.	A _{sl} 7,08 [cm ²]
γ _f	0,0008	Prednapeti element <input type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -1945 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 947 [kN]
Torsion	T _{Ed} 198 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	619 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	3505 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3,70
T _{Rd,c}	Torzajska odpornost prereza brez strižne armature	323 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	789 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	1086 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	3,99

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,27 + 0,25 < 1,0$$

$$0,52 < 1,0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,3 [m]	Rocica notranjih sil	z 1,32 [m]
Visina	h 1,53 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} 0,15 [m]
Povrsina bet. prereza	A _c 0,46 [m ²]	Povrsina	A _k 0,6 [m ²]
Staticna visina	d 1,47 [m]	Obseg ploskve	u _k 3,56 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	A _{sl} 7,08 [cm ²]
γ _f	0,0016	Prednapeti element <input type="checkbox"/>	
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -1945 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 593 [kN]
Torsion	T _{Ed} 103 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} 1,0

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	446 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	1714 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	2,89
s _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	110,25 cm
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %
A _{s,min}	Prerez minimalne armature	6,71 cm ² /m
A _{s,max}	Prerez maksimalne armature	90,17 cm ² /m
A _{s,req}	Računsko potrebna armatura	8,61 cm ² /m
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	1292 kN/m ²
V _{Rd,ct}		971 kN/m ²
V _{Rd,max}		3734 kN/m ²
V _{Rd,ct} < V _{Ed} < V _{Rd,max}		

Kot je razvidno iz zgornjih rezultatov je potrebna armatura večja od dejansko vgrajene Φ8/30 (3,33cm²/m'), že v primeru, če zanemarimo vplive torzije.

Izvedla se je še kontrola ob upoštevanju samo zvezne obtežbe ter brez upoštevanja težkega vozila po shemi BK60.

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	M_t [kN]
BK60	$V_{z,max,red.} / V_{z,min,red}$	205	45

Podatki	Rezultat - Strg	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzr. am	Podatki	Rezultat - Strg	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzr. am	Podatki	Rezultat - Strg	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzr. am				
Prečni prerez Širina b 0.3 [m] Ravnica notranjih sil z 1.32 [m] Visina h 1.53 [m] Debelina stene t_{ed} 0.15 [m] Ploščina bet. prereza A_c 0.46 [m ²] Ploščina A_k 0.5 [m ²] Statična visina d 1.47 [m] Obseg ploskve u_k 3.56 [m]				Podatki Kvaliteta betona C45/55 Koeficient α_c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. $\cot \theta$ 2.50 Q 21.8				Podatki Nosilnost preseka brez strižne armature $V_{Rd,c}$ 446 kN Nosilnost armiranega prečnega prereza $V_{Rd,max}$ 1714 kN Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti f_{td} 443 kN/m ² Relativna varnost $V_{Rd,max} / V_{Ed}$ 4.19				Podatki Torzijska odpornost prereza brez strižne armature $T_{Rd,c}$ 319 kNm Projektna odpornost torzijskega momenta $T_{Rd,max}$ 779 kNm Stržna napetost v steni prereza zaradi torzije t_{Lj} 94 kN/m ² Relativna varnost $T_{Rd,max} / T_{Ed}$ 45.82			
Beton Kvaliteta armature S 240 Površina vzdolžne arm. A_d 7.08 [cm ²] $f_{yk} = 0.0015$				Podatki Maksimalni razmak strermen $s_{w,max}$ 110.25 cm Minimalni odstotek armiranja $f_{w,min}$ 0.22 % Prezračevalna potrebna armatura $A_{s,min}$ 6.71 cm ² /m Prezračevalna potrebna armatura $A_{s,max}$ 90.17 cm ² /m Računsko potrebna armatura $A_{s,w}$ 6.71 cm ² /m				Podatki Maksimalni razmak strermen $s_{w,max}$ 30.00 cm Računsko potrebna armatura $A_{s,w}$ 0.27 cm ² /m							
Obremenitev prereza Osnovna sila N_{Ed} -1045 [kN] Prečna sila V_{Ed} 400 [kN] Torziona T_{Ed} 15 [kNm] Koef. varnosti γ_{Bd} 1.0				Podatki V_{Ed} $V_{Ed} / (h \times h)$ 891 kN/m ² $V_{Rd,c}$ 971 kN/m ² $V_{Rd,max}$ 3734 kN/m ² $t_{Ed} < t_{Rd,c}$				Podatki Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$ $0.97 + 0.05 < 1.0$ $0.97 < 1.0$							

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,97 \leq 1,0$$

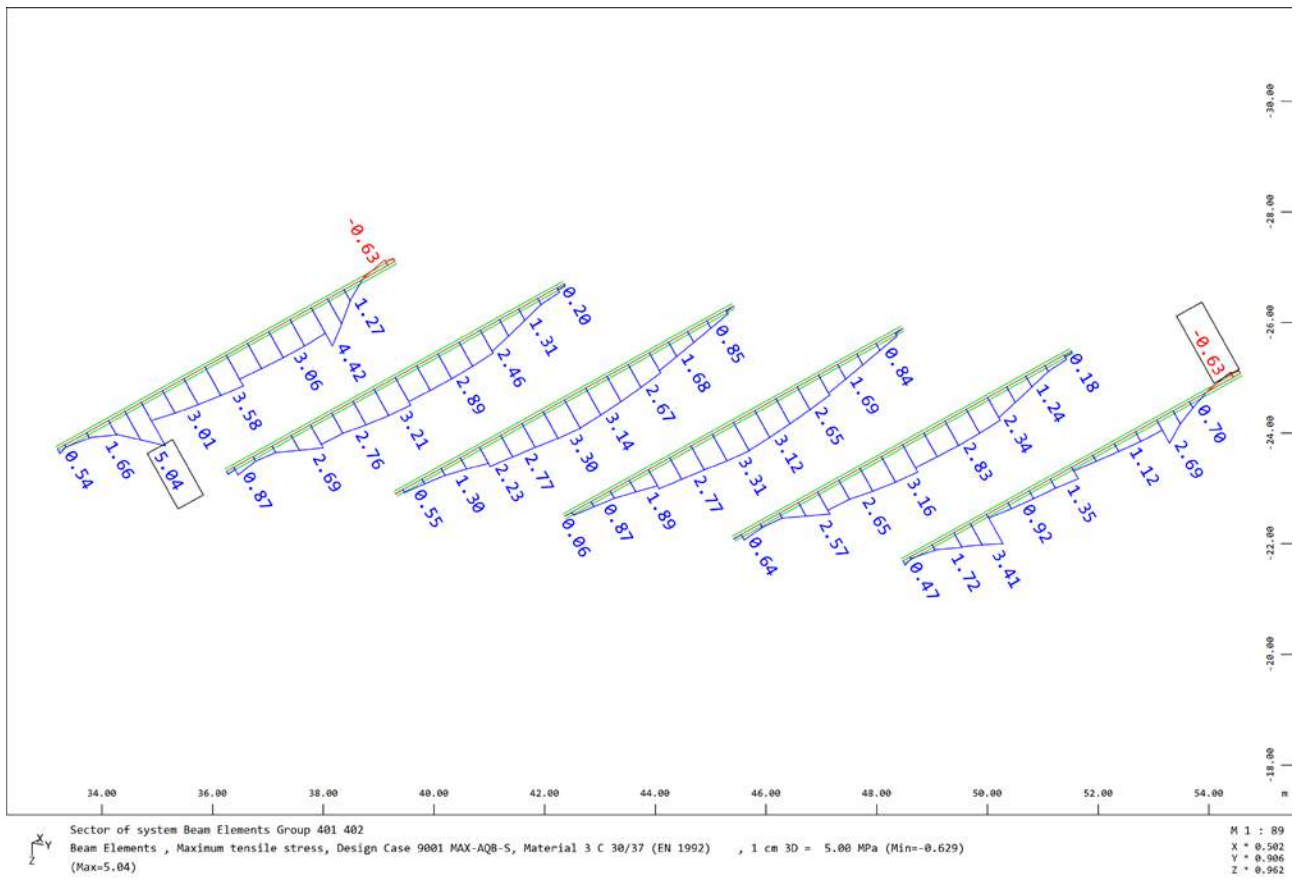
3.2. Kontrola po MSU

Že predhodno je bilo dokazano po MSN, da po predpostavkah b) in c) konstrukcija ne zadostuje pogojem, prav tako pa ni vgrajene zadostne strižne armature po predpostavki a). Kljub temu je v nadaljevanju ob navedenih pogojih opravljena kontrola vzdolžnih nosilcev vmesne rešetke po MSU.

Predpostavka		Prometne sheme	
		Obremenitev	BK 60
a	- vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Kontrola razpokanosti	✘
		Kontrola tlačnih napetosti	✓
		Kontrola dekompresije	✘
		Kontrola napetosti v armaturi	✓
		Kontrola napetosti v kablilih	✓

Kontrola nateznih napetosti

Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)

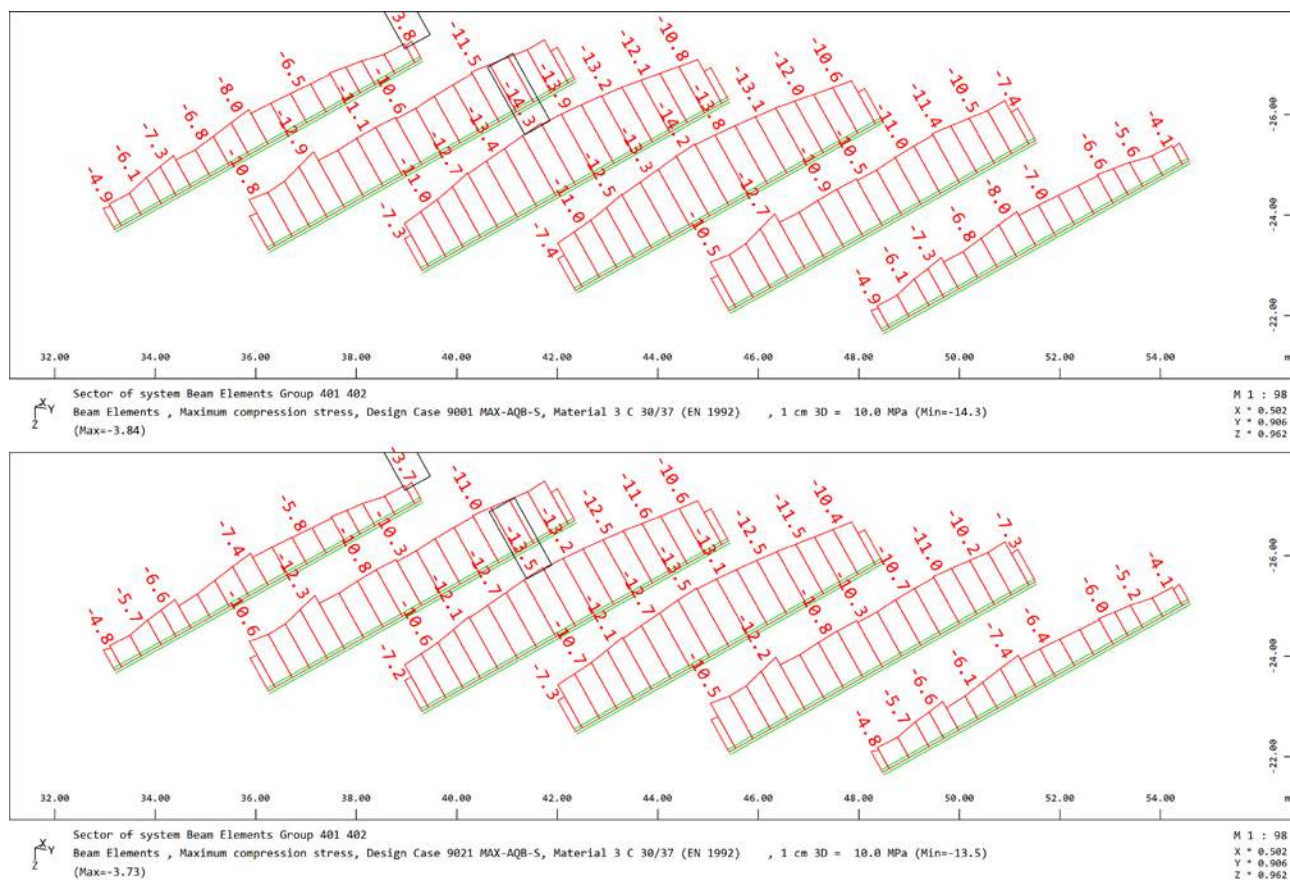


$\sigma_{max} > f_{ctm}$

Kontrola tlačnih napetosti

Tlačne napetosti v betonu prekladne konstrukcije so prikazane v nadaljevanju. Upoštevan je beton C30/37.

Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)



Omejitev tlačnih napetosti

Navidezno stalna kombinacija:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck(C30/37)} = 13,50 \text{ MPa} \approx 13,5 \text{ MPa}$$

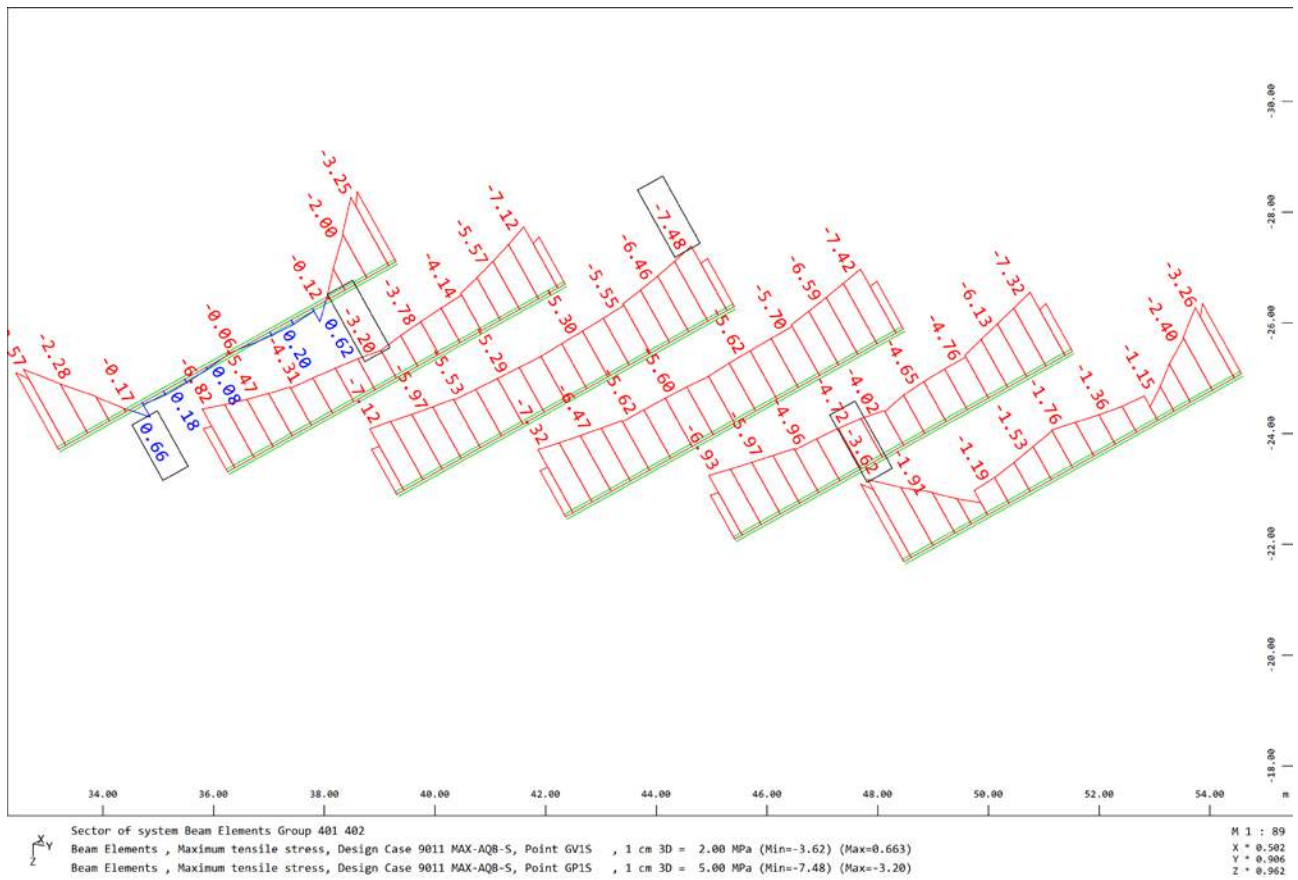
Karakteristična kombinacija:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C30/37)} = 18,0 \text{ MPa} > 14,3 \text{ MPa}$$

Kontrola dekompresije

Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)

Sp.rob

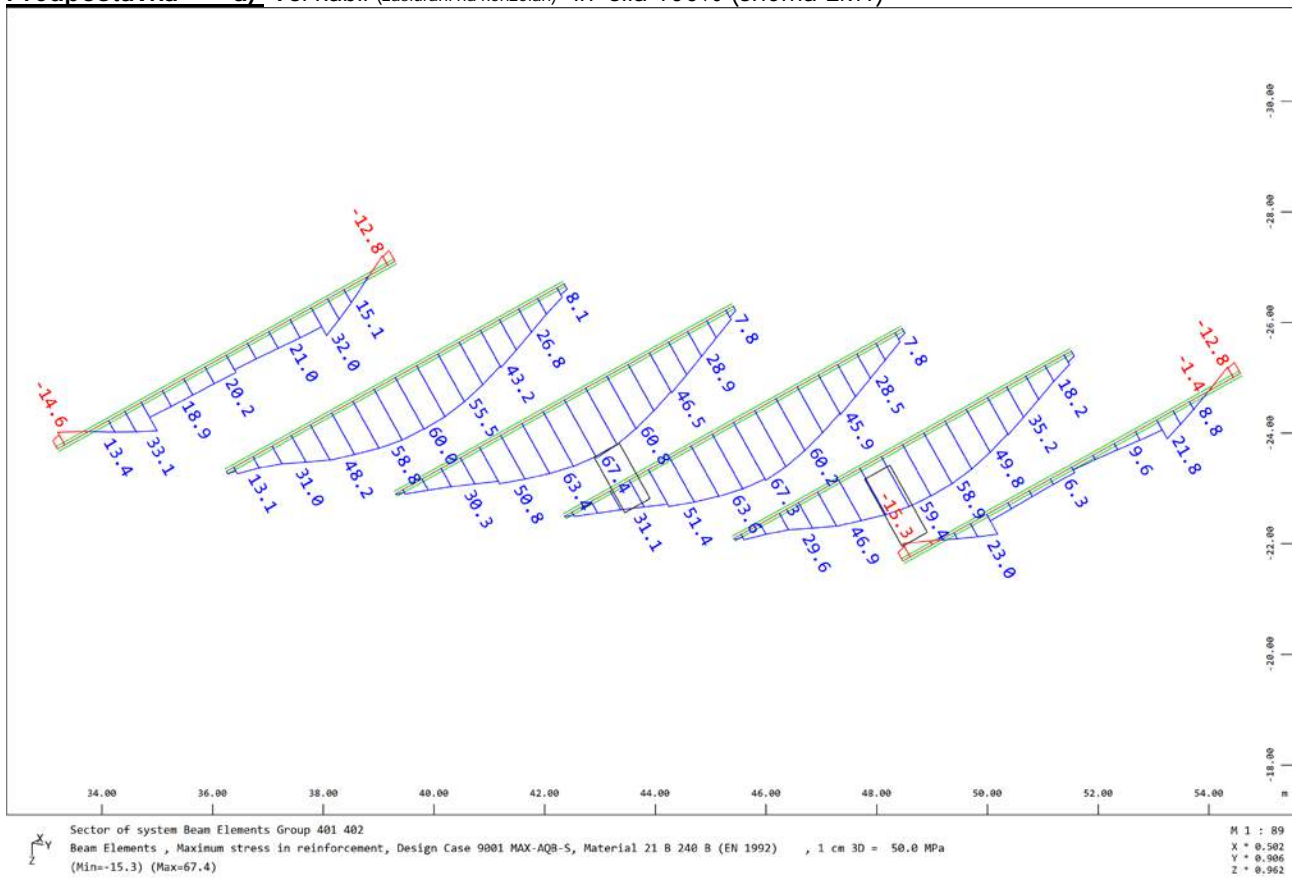


Pogoju dekompresije ni zadoščeno.

Kontrola napetosti v armaturi

Napetosti so omejene na $\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ MPa}$

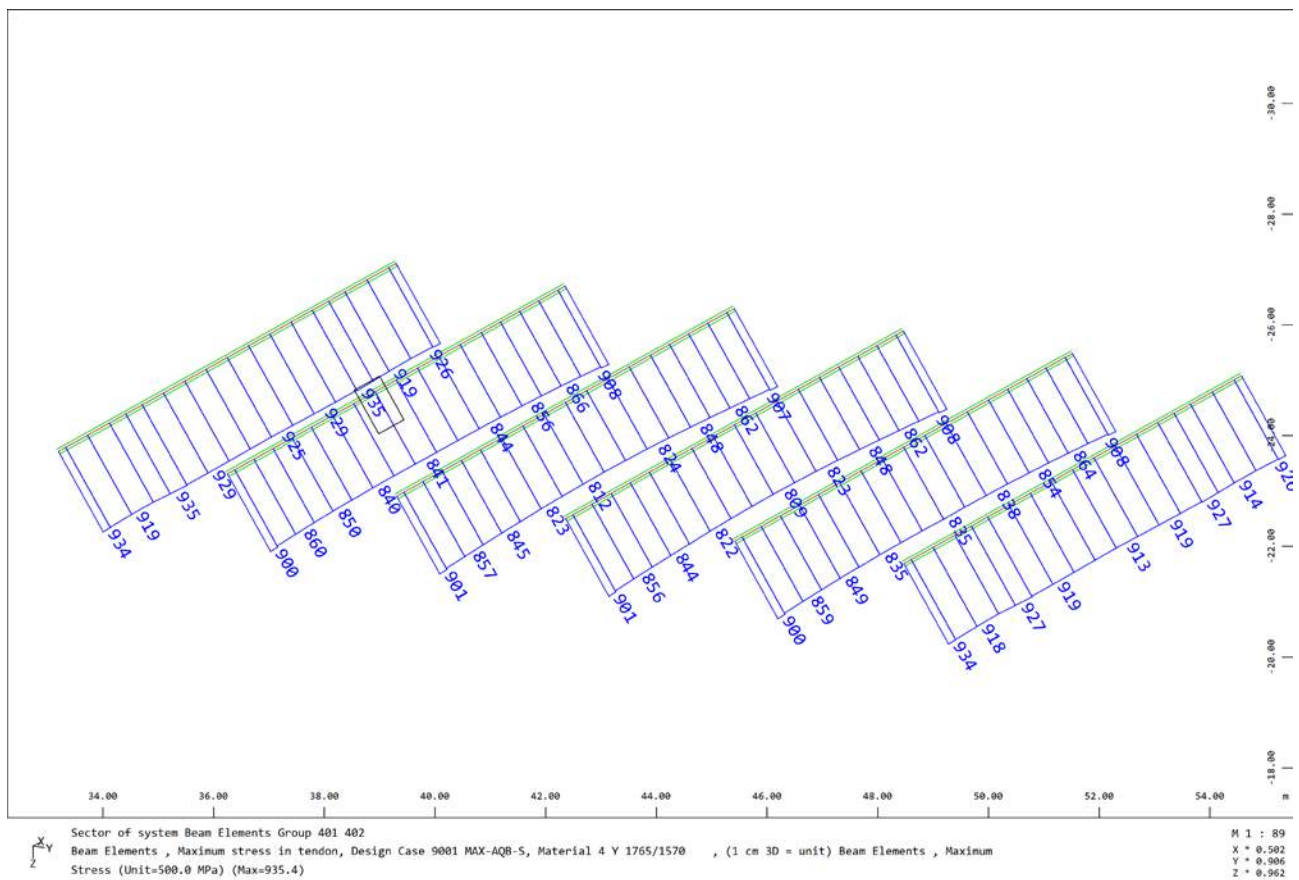
Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)



Kontrola napetosti v jeklu za prednapenjanje

Napetosti so omejene na $\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1765 = 1323 \text{ MPa}$

Predpostavka a) Vsi kabli (zasidrani na konzolah) in sila 100% (shema LM1)

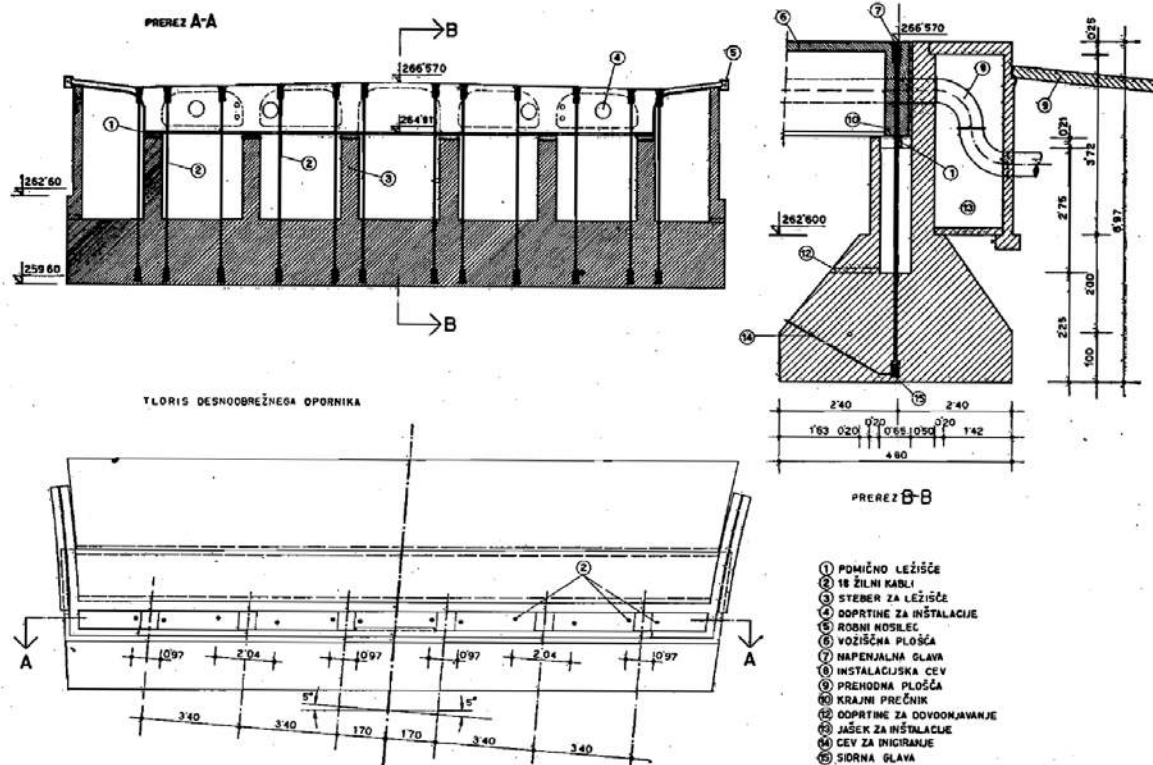


Kontrola utrujanja

Kontrola utrujanja za vmesno rešetko ne bo izvedena, saj so že predhodni dokazi izkazali potrebo po zamenjavi vmesnega dela Titovega mostu.

4. KONTROLA SIDRANJA KONSTRUKCIJE

Na območju krajnih podpor glavne premostitve se v primeru, da je vmesno polje obremenjeno s prometno obtežbo pojavijo natezne obremenitve. Le te se na območju skupne podpore prevzamejo s stalno obtežbo krajnega polja kontinuirne konstrukcije, saj le ta nalega na krajni prečnik glavne premostitve. Na območju desnega opornika pa se natezne sile prevzamejo na način, da je prekladna konstrukcija sidrana z 12 kabli $18 \text{ } \varnothing 5 \text{ mm}$, pri čemer so ti kabli vstavljeni v jeklene cevi ter zainjektirani.



Sidranje konstrukcije v desno obrežni opornik

V okviru pregleda Titovega mostu je bilo ugotovljeno, da so vertikalne zatega na območju desnoobrežnega opornika zelo poškodovane, kar je posledica zamakanja na dilataciji ter zaradi velike količine odpadnega materiala, ki je ostal v komorah opornika po zadnji sanaciji in je zaradi netesne dilatacije prektično ves čas vlažen. Nekaj kablov je močno prizadetih. V najslabšem stanju je tretji kabel gledano v gorvodni smeri, ki ima v spodnjem delu odstranjeno zaščitno cev, injekcijska masa pa je površno nadomeščena z malto, ki je bila nalita v nadomestno plastično cev, ki je bila naknadno nameščena okrog kabla. Predpostavljamo, da so se pred zadnjo sanacijo na tem kablu izvajale preiskave, po tem pa ni bil ustrezno zaščiteno.

Meritve smo izvajali na sedmem vertikalnem kablu gledano v gorvodni smeri. Izbrali smo ga, ker je bil nepoškodovan, prav tako pa sta bila nepoškodovana sosednja kabla.

Sila izmerjena v samem kablu je znašala 202,51 kN, kar je cca. 47,49 kN (19 %) manj od začetne sile prednapenjanja, ki je po osnovnem statičnem računu iz leta 1960, znašala 250 kN, oziroma skupaj za 12 zateg 300 t. Zmanjšanje sile v kablu ocenjujemo, kot posledico izgub relaksacije jekla za prednapenjanje. Od skupno 12ih vertikalnih zateg je ena zatega (št. 3) popolnoma pretrgana, po 3 zunanje zatega so podvržene močnejši koroziji (zaščitne cevi so močno korodirane), preostalih 6 zateg pa izkazuje stanje merilnega mesta – nepredovana površinska korozija.

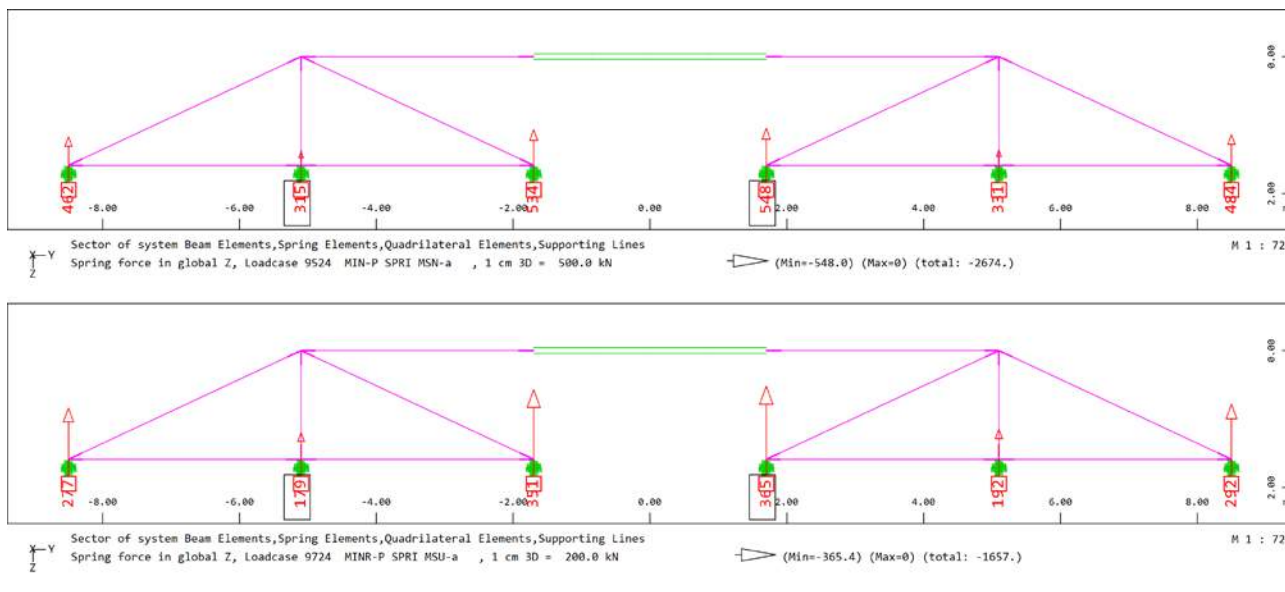
Na podlagi pregleda in meritev ocenjujemo da:

- zatege št. 1,2,10,11 in 12 ... zagotavljajo še 50 % izmerjene sile,
- zatega št. 3 ... je pretrgana,
- zatege 4 – 9 ... zagotavljajo izmerjeno silo,

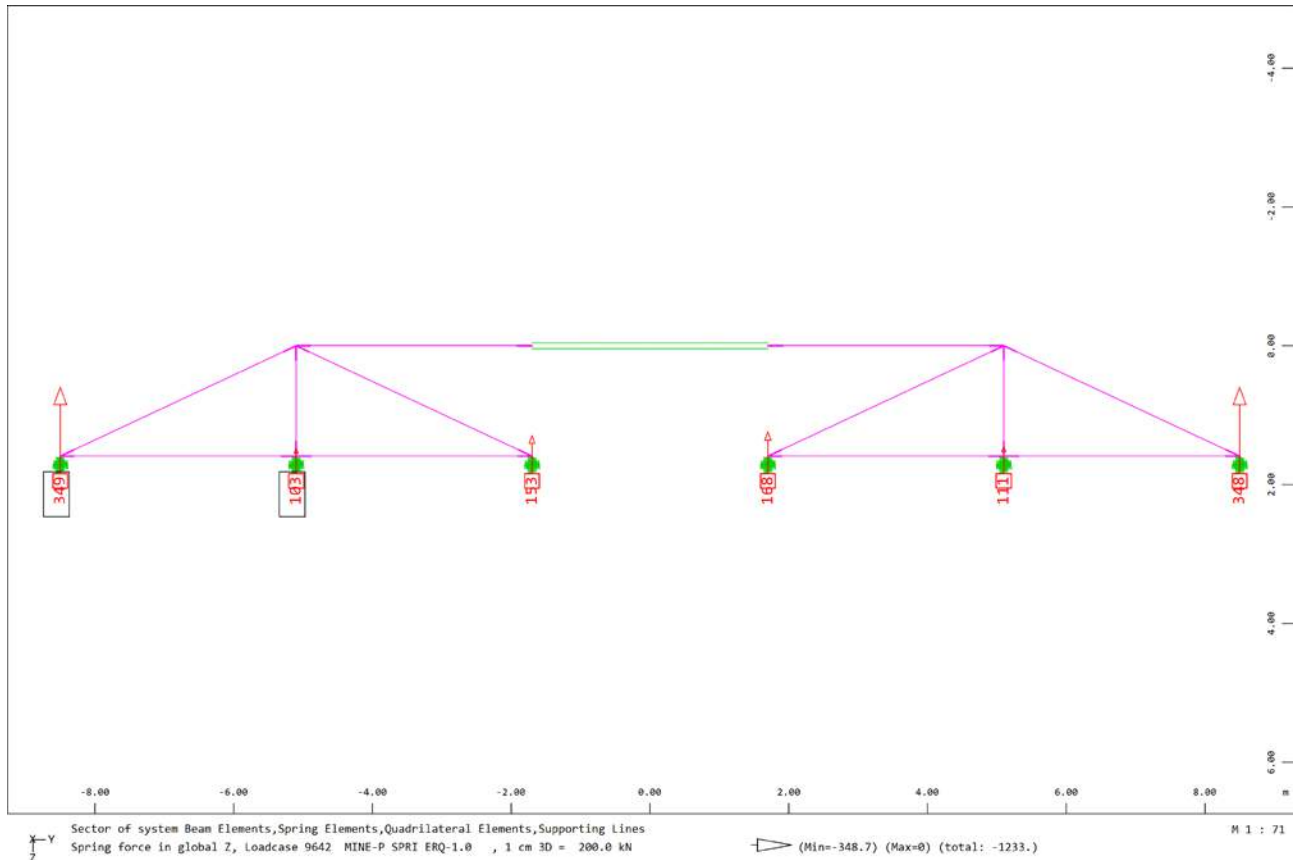
tako da je od začetne vnesene pozitivne reakcije 300 t (12 x 25 t), preko vertikalnih zateg na razpolago še 172,1 t (1721 kN) pozitivne reakcije (57.3 %).

V nadaljevanju so prikazane maksimalne natezne reakcije po osnovni obtežni kombinaciji ter po potresni obtežni kombinaci. Upoštevana je bila BK60 prometna shema.

Osnovna obtežna kombinacija: MSN / MSU-K



Potresna obtežna kombinacija: ERQ



Kontrola dekompresije

Dekompresija se izvaja za pogosto obtežno kombinacijo. V nadaljevanju se je kljub temu upoštevala karakteristična kombinacija, saj gre v konkretnem primeru za glavni element, ki zagotavlja nosilnost konstrukcije. Maksimalna natezna sila po karakteristični obtežni kombinaciji znaša 1657 kN (celotna konstrukcija).

V skladu s SIST EN 1992-1-1 je potrebno upoštevati odstopanje od predvidene sile prednepenja pri analizah po MSU s faktorjema 0,90/1,10.

Upoštevanje vseh vertikalnih zateg v osi (oba nosilca):

Karakteristična kombinacija:

$$F_{\text{nateg, k.k.}} = 1657 \text{ kN} > 0,9 \cdot 1721 \text{ kN} = 1549 \text{ kN} \text{ (primanjklaj sile je 6,9\%)}$$

V kolikor upoštevamo še zmanjšanje prereza v skladu z opombmo:

»Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 μm , pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 μm .«

$$F_{\text{nateg, P.k.}} = 1657 \text{ kN} \leq 0,9 \cdot 1721 \text{ kN} \times A_{\text{reduciran}} / A_{\text{upoštevan}} = 1518 \text{ kN} \text{ (primanjklaj sile je 8,4\%)}$$

Upoštevanje vertikalnih zateg samo enega nosilca (merodajen nosilec):

Karakteristična kombinacija:

$$F_{\text{nateg, K.k.}} = 849 \text{ kN} > 0,9 \cdot 810 \text{ kN} = 729 \text{ kN} \text{ (primanjklaj sile je 16,5 \%)}.$$

V kolikor upoštevamo še zmanjšanje prereza v skladu z opombmo:

»Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 μm , pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 μm .«

$$F_{\text{nateg, P.k.}} = 849 \text{ kN} \leq 0,9 \cdot 810 \text{ kN} \times A_{\text{reduciran}} / A_{\text{upoštev}} = 714 \text{ kN} \text{ (primanjklaj sile je 18,9 \%)}.$$

Kontrola po MSN**Upoštevanje vseh vertikalnih zateg v osi (oba nosilca):**

Maksimalna sila znaša 2674 kN.

V skladu z upoštevanimi silami, se je upoštevala tudi efektivna površina prereza kablov (upoštevamo reducirano vrednost v skladu s priporočili).

$$\Sigma A_{p,\text{eff.}} = 5 \cdot 0,5 \cdot 3,46 \text{ cm}^2 + 6 \cdot 3,46 \text{ cm}^2 = 29,4 \text{ cm}^2$$

V skladu s preiskavami vzorcev kablov iz Titovega mostu se lahko za natezno trdnost jeklenih zateg upošteva vrednost 1585 MPa. Kontrola po MSN je izvedena v nadaljevanju.

$$F_{\text{nateg, MSN}} = 2674 \leq \Sigma A_{p,\text{eff.}} \cdot 1585 \text{ MPa} / \gamma_p = 4052 \text{ kN} \text{ (izkoriščenost znaša 66 \%)}.$$

Upoštevanje vertikalnih zateg samo enega nosilca (merodajen nosilec):

Maksimalna sila znaša 1363 kN.

V skladu z upoštevanimi silami, se je upoštevala tudi efektivna površina prereza kablov (upoštevamo reducirano vrednost v skladu s priporočili).

$$\Sigma A_{p,\text{eff.}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 3,46 \text{ cm}^2 + 3 \cdot 3,46 \text{ cm}^2 = 13,8 \text{ cm}^2$$

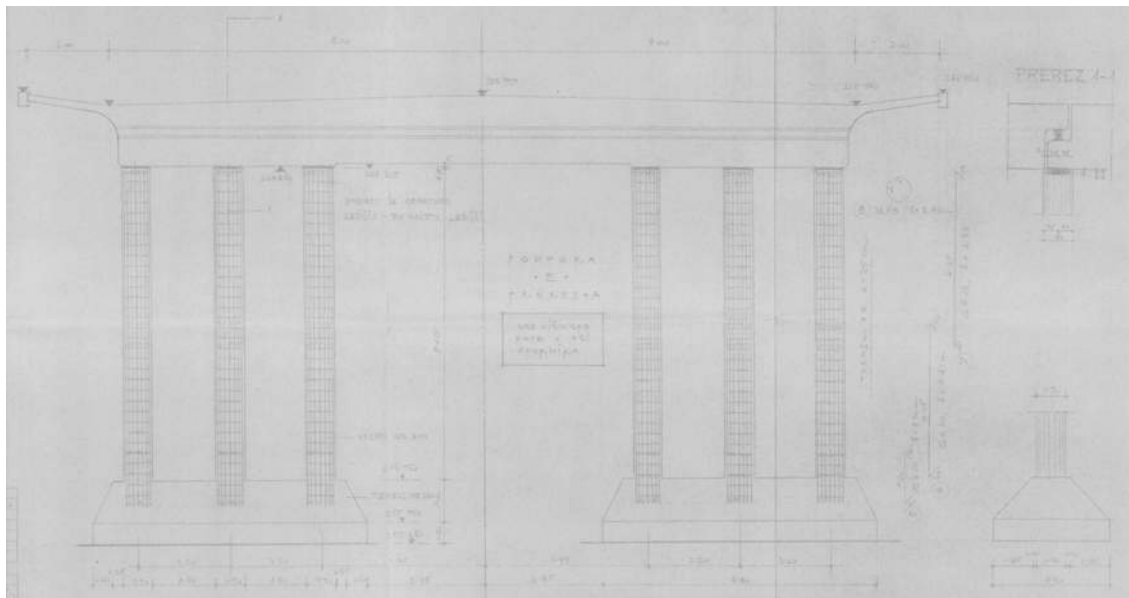
V skladu s preiskavami vzorcev kablov iz Titovega mostu se lahko za natezno trdnost jeklenih zateg upošteva vrednost 1585 MPa. Kontrola po MSN je izvedena v nadaljevanju.

$$F_{\text{nateg, MSN}} = 1363 \leq \Sigma A_{p,\text{eff.}} \cdot 1585 \text{ MPa} / \gamma_p = 1902 \text{ kN} \text{ (izkoriščenost znaša 72 \%)}.$$

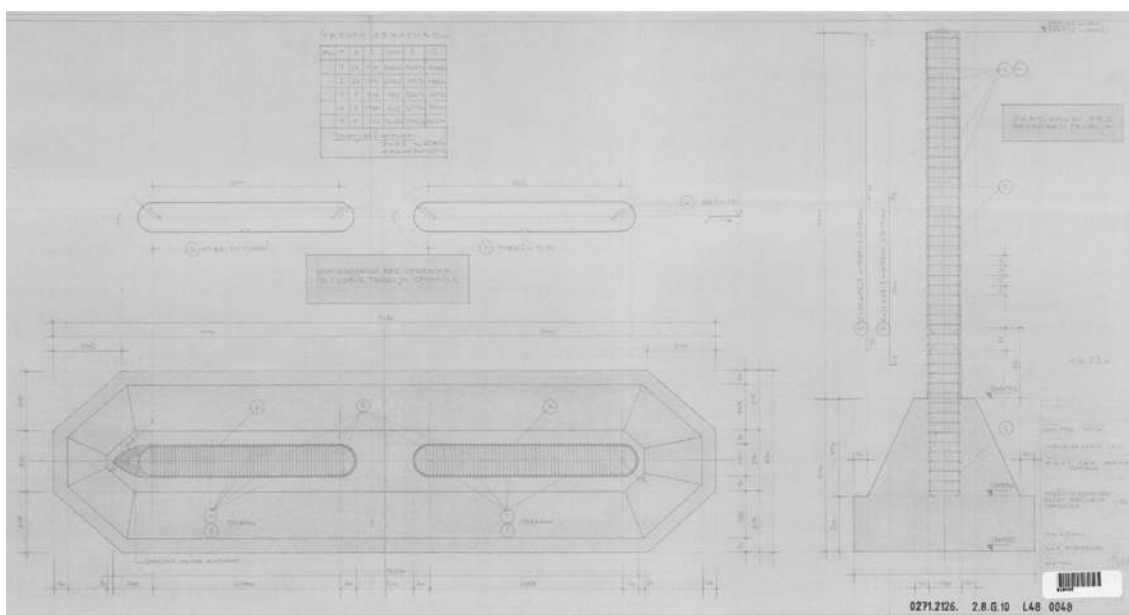
Po MSN zatege zadoščajo za prenos obremenitev. Kljub temu se priporoča nadomestitev dodatnih vertikalnih prednapetih zateg, ki bodo nadomestile poškodovane.

5. KONTROLA STEBROV

V nadaljevanju je izvedena kontrola vmesnih podpor po MSN in MSU. Preden se je izvedla kontrola je bila pregledana vsa obstoječa dokumentacija iz katere se je razbrala ustrezna geometrija posameznih elementov, materiali ter vgrajene armature. Na spodnjih sliki je tako prikazan armaturni načrt za vmesne rečne stebre in skupni steber premera $d=70\text{cm}$.



Armaturni načrt skupne podpore v osi E



Armaturni načrt vmesnih rečnih stebrov

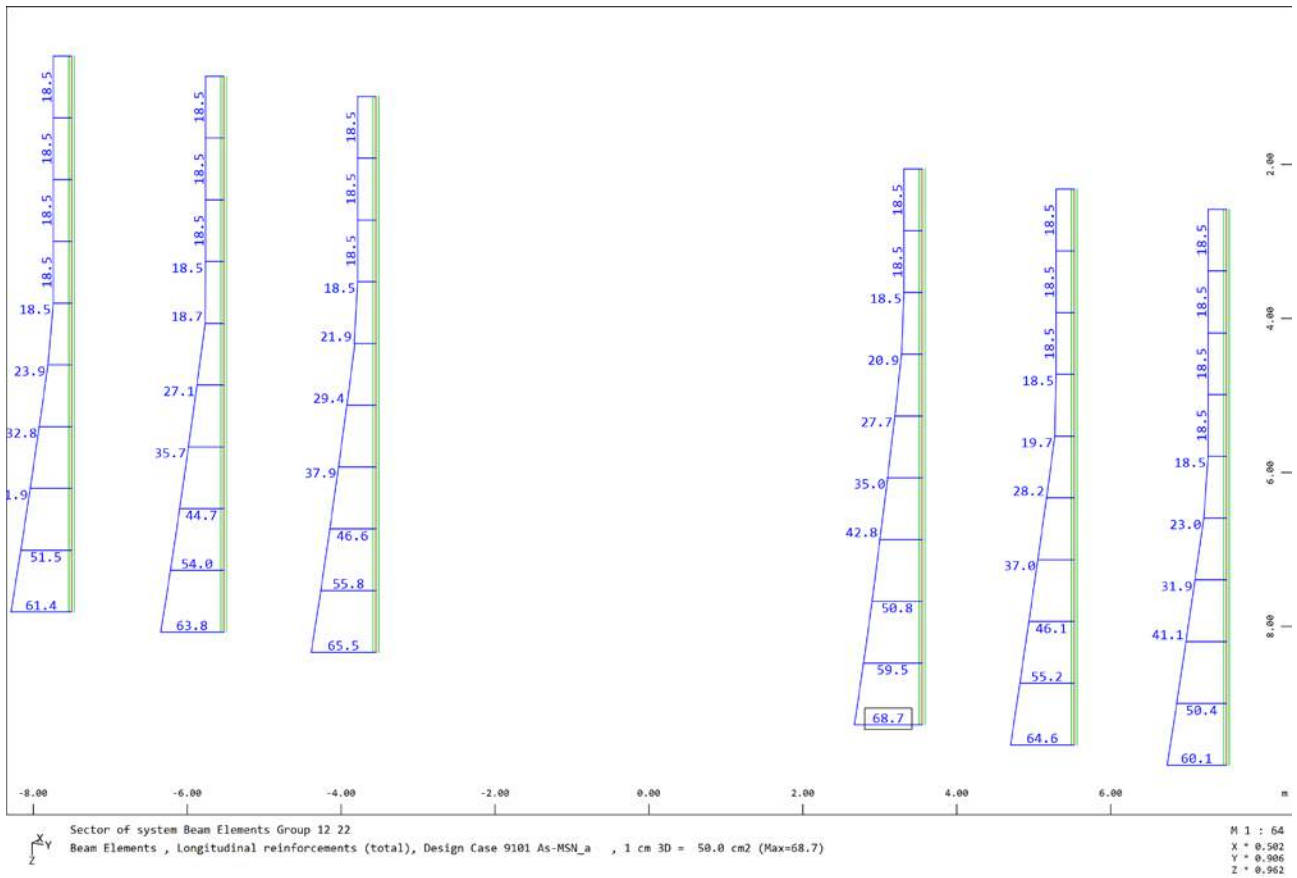
V tabeli je podan povzetek vgrajenih armatur v podporni konstrukciji

Os	Element	Vzdolžna armatura		Stremenska armatura	
		Spodaj	Zgoraj	Spodaj	Zgoraj
E	Steber $d=70\text{cm}$	$12\Phi 20$	$12\Phi 14$	$\Phi 8/25$	$\Phi 8/25$
0-1	Steber 1,2/8,4 m	$133\Phi 28$	$133\Phi 28$	$\Phi 8/35$	$\Phi 8/35$

5.1. *Kontrola po MSN*

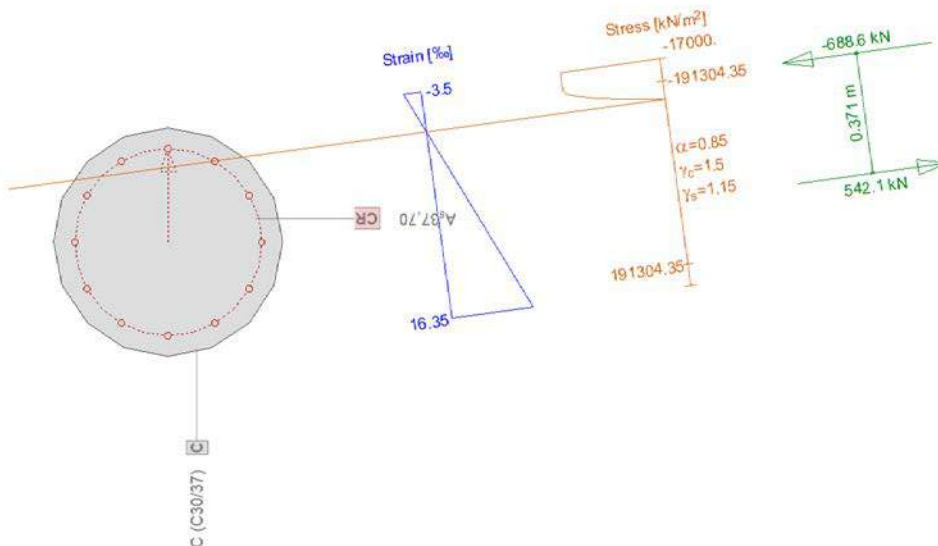
Skupni steber

Vzdolžna/vertikalna armatura



Kontrola je bila izvedena tudi za merodajni kombinacija s pomočjo vgrajene armature v programu Fagus.

Merodajna kombinacija	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	i
M _{z,max}	-261	55	430	1,81



Ultimate strength analysis Cross section (column): STEBER OS E

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=1.78$ not OK

Bending and axial force

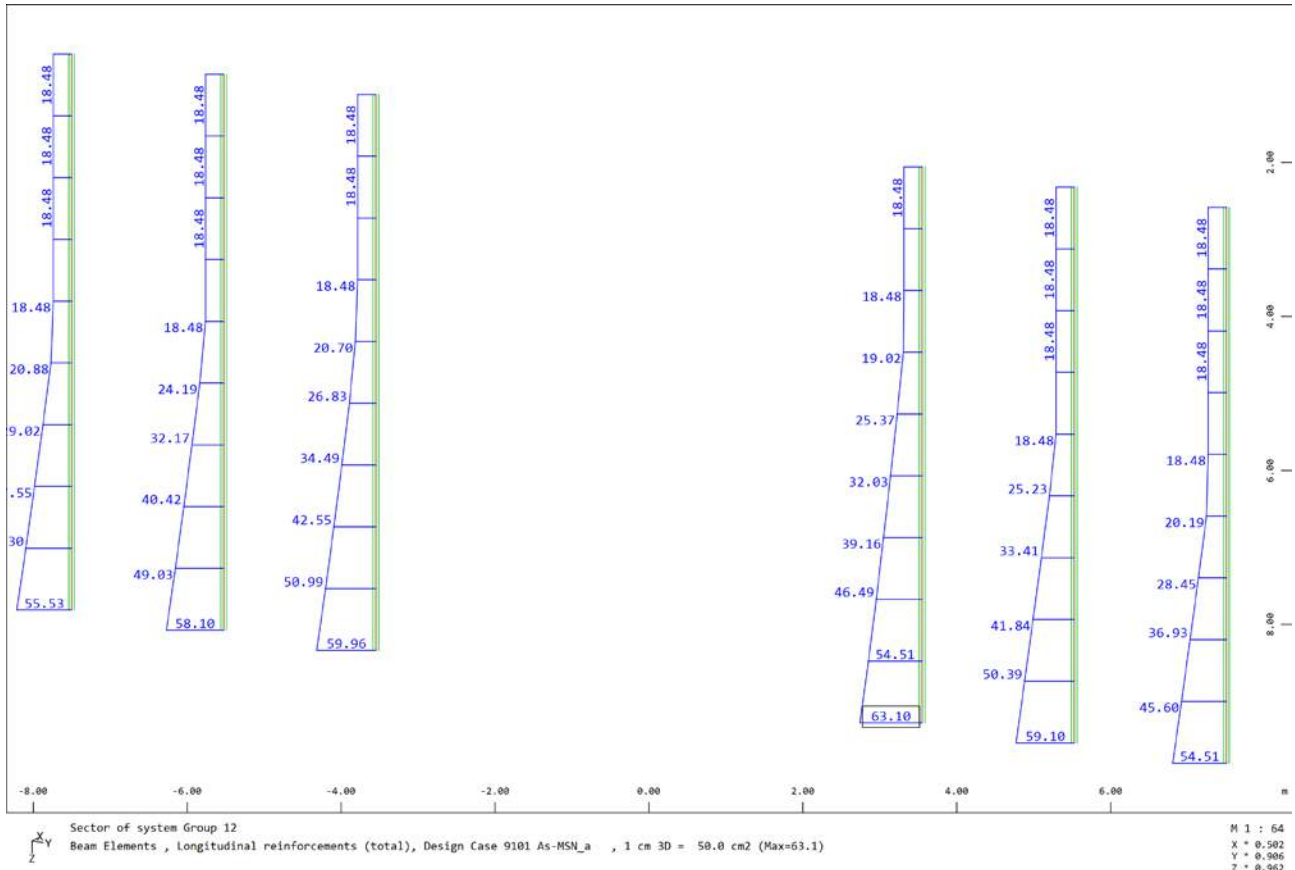
Shear forces and torsion

Complete CS

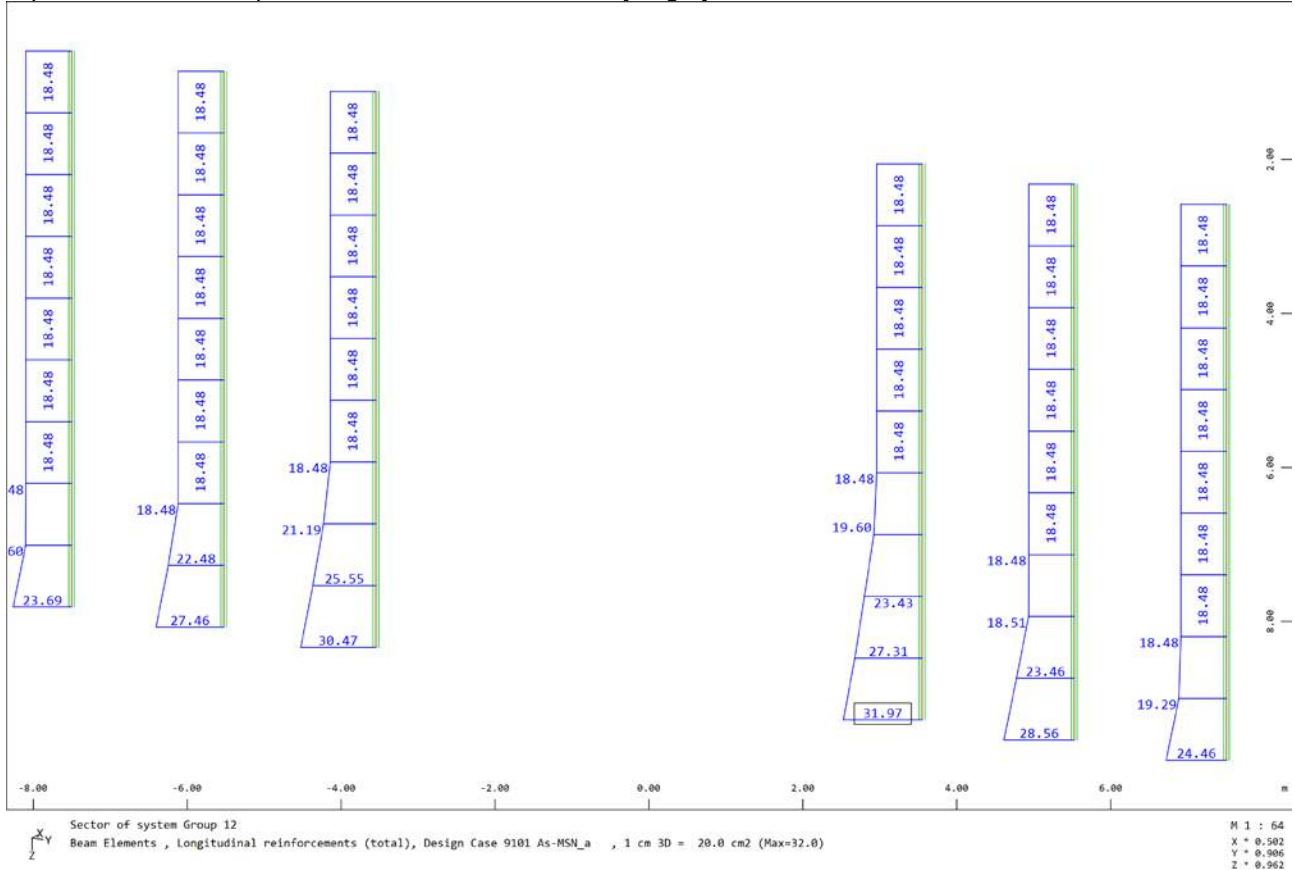
No.	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M_y [kN]	M_z [kN]	$\text{eff}(M,N)$ [kNm]	V_y [-]	V_z [-]	T	$\text{eff}(V,T)$	$\text{eff}(M,N,V,T)$
1	!ULS		-261,0	55,0	430,0	1,78					

Nosilnost prereza je presežena.

Ob upoštevanju zaviralne sheme po BK60 je potrebna armatura nekoliko manjša, pa še vedno večja od vgrajene.

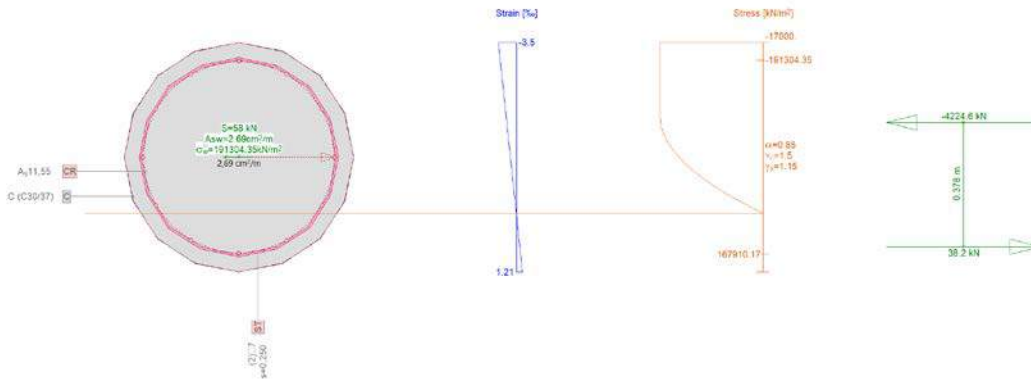


V primeru, če se ne upošteva vzdolžna zaviralna sila je vgrajena armatura zadostna.



Strižna armatura

V nadaljevanju je izračunana potrebna strižna armatura glede na maksimalno kombinacijo.



Transverse reinforcement

C30/37;S220 $A_k = 0.2165 [m^2]$ $u_k = 1.649 [m]$ $t_{ef} = 0.175 [m]$ Values from entire cross section

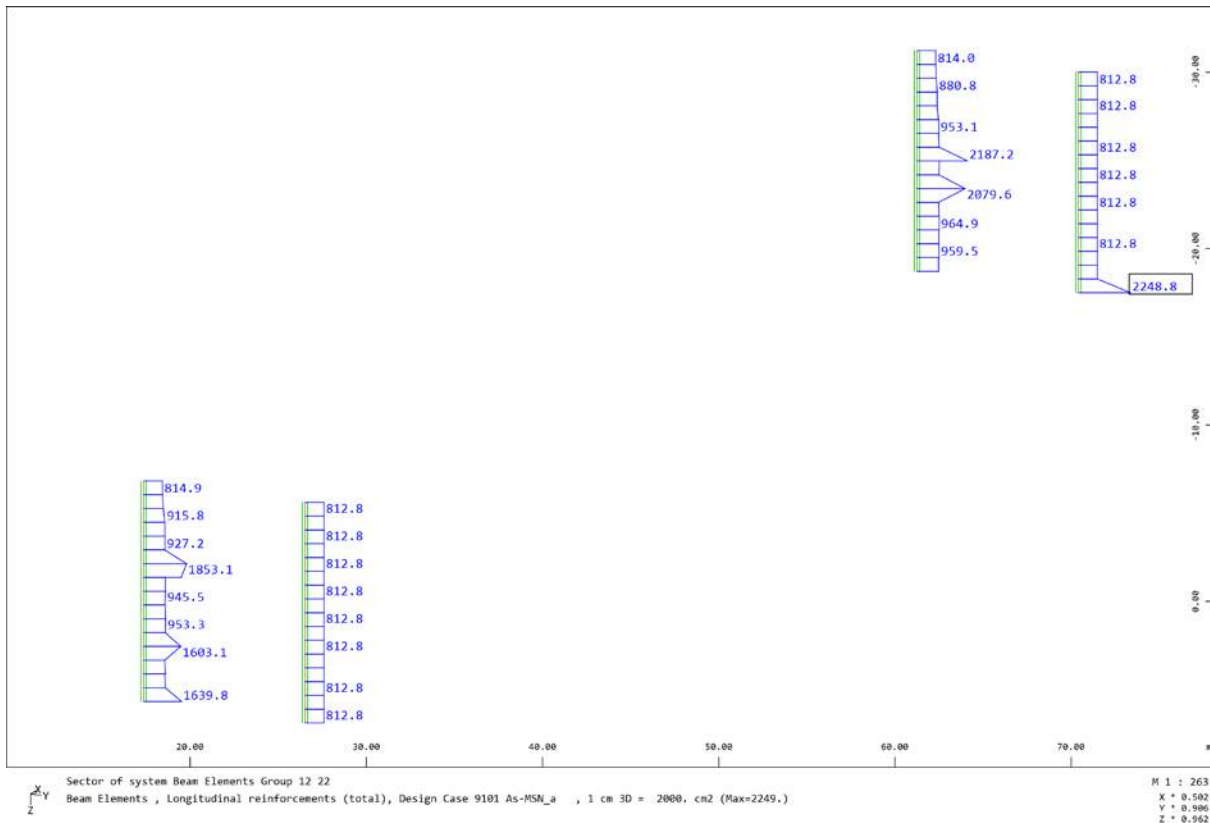
Nr.	Name	V_d [kN]	b_w [m]	z [cm ² /m]	θ	$a_{sw,min}$ [cm ²]	eff_c [cm ² /m]	req $A_{sl/2}$	req a_{sw} [cm ² /m]	selected	a_{sw}
1	SWZ	3.	0.532	0.455	22.	10.6	0.	0.19	0.14	(2)A7 s=0.25	2.69
1	SWY	58.	0.532	0.455	22.	10.6	0.06	3.75	2.69	(2)A7 s=0.25	2.69

- V_d : Shear wall forces (Force / Torsion)
- b_w : Eff. width of shear wall
- z : Internal lever arm (Height of shear wall)
- req $A_{sl/2}$: Required long. reinforcement for each stringer (due to V,T)
- req a_{sw} : Required stirrup area/unit length

Vgajena je armatura $\Phi 8/25=4,0 \text{ cm}^2$, kar je več kot je potrebna armatura.

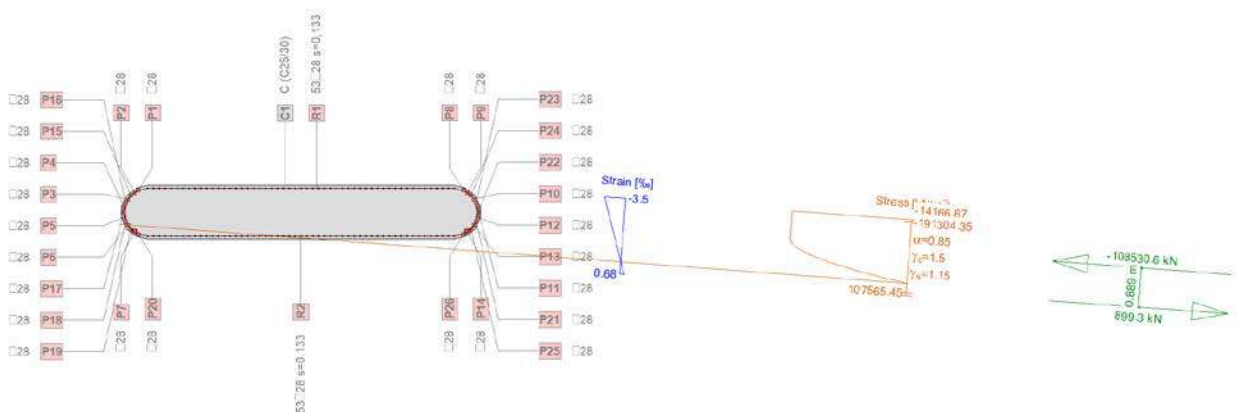
Vmesni rečni steber

Vzdolžna/vertikalna armatura



Kontrola je bila izvedena tudi za merodajni kombinacija s pomočjo vgrajene armature v programu Fagus.

Merodajna kombinacija	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	i
M _{y,max}	-47191	6543	20370	0,44



Ultimate strength analysis Cross section (Girder): STEBER VMESNI

Action forces / Efficiency: **eff(M,N)=0.44 OK**

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			eff(M,N)	V _y [-]	Complete CS		eff(V,T)	eff(M,N,V,T)
	AP [kN]	P [kNm]	N [-]	M _y [kN]	M _z [kNm]	V _z [-]			T			
1	!ULS		-47191,0	6543,0	20370,0		0,44					

Nosilnost prereza je ob vgrajeni armaturi ustrezna.

Strižna armatura

Vzdolžna smer

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm				
Precni prerez							
Sirina	b	6,9 [m]	Rocica notranjih sil z	1,02 [m]			
Visina	h	1,2 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ [m]			
Povrsina bet. prereza	A_c	8,28 [m ²]	Povrsina	A_k [m ²]			
Staticna visina	d	1,14 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k [m]			
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.					
Kvaliteta betona	C25/30	$\cot Q$	2,50	\Rightarrow	$\cot Q$	2,50	Samod.
Koeficient	a_c	0,85	Q	21,8	\Rightarrow	Q	21,8
Armatura							
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	$A_{s,l}$	45,6 [cm ²]			
$\Gamma_l = 0,0006$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>				
Obremenitev prereza							
Oсна sila	N_{Ed}	-44035 [kN]	Precna sila	V_{Ed}	49 ^q [kN]		
Torsion	T_{Ed}	[kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1,0		

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature		5670 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza		18572 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti		299 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost		37,44
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen		85,50 cm
$r_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja		0,17 %
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature		115,00 cm ² /m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature		1264,64 cm ² /m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura		115,00 cm²/m
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$		60 kN/m ²
$V_{Rd,ct}$			685 kN/m ²
$V_{Rd,max}$			2243 kN/m ²
$t_{Ed} < t_{Rd,ct}$			

Prečna smer

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm				
Precni prerez							
Sirina	b	1,2 [m]	Rocica notranjih sil z	6,15 [m]			
Visina	h	6,9 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$ [m]			
Povrsina bet. prereza	A_c	8,28 [m ²]	Povrsina	A_k [m ²]			
Staticna visina	d	6,85 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k [m]			
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.					
Kvaliteta betona	C25/30	$\cot Q$	2,50	\Rightarrow	$\cot Q$	2,50	Samod.
Koeficient	a_c	0,85	Q	21,8	\Rightarrow	Q	21,8
Armatura							
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm.	$A_{s,l}$	45,6 [cm ²]			
$\Gamma_l = 0,0006$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>				
Obremenitev prereza							
Oсна sila	N_{Ed}	-44035 [kN]	Precna sila	V_{Ed}	156 ^q [kN]		
Torsion	T_{Ed}	[kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1,0		

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature		5316 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza		19474 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti		299 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost		12,43
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen		513,75 cm
$r_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja		0,17 %
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature		20,00 cm ² /m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature		219,94 cm ² /m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura		20,00 cm²/m
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$		189 kN/m ²
$V_{Rd,ct}$			642 kN/m ²
$V_{Rd,max}$			2352 kN/m ²
$t_{Ed} < t_{Rd,ct}$			

Nosilnost prereza brez strižne armature je zadostna.

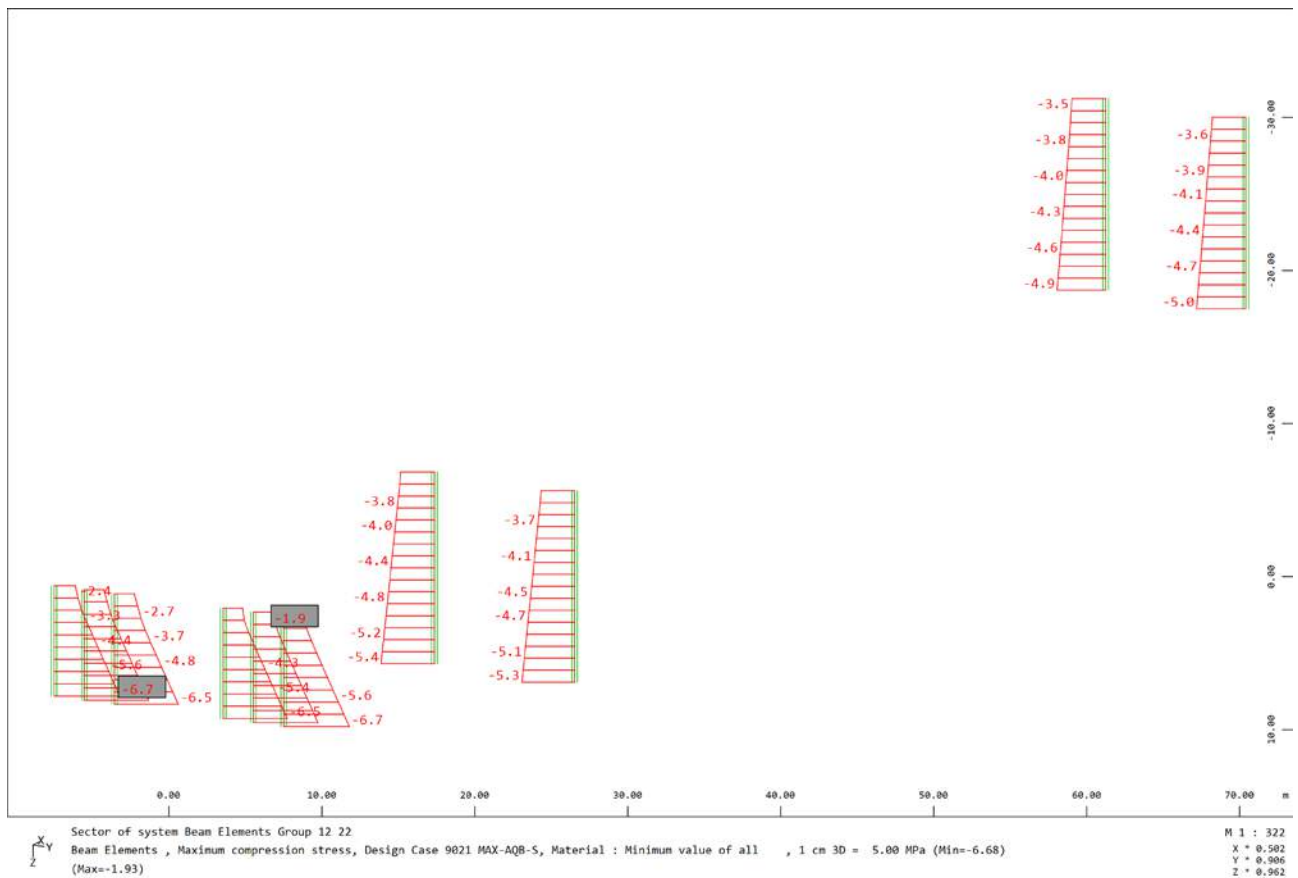
5.2. Kontrola po MSU

Kontrola tlačnih napetosti

Omejitev tlačnih napetosti (navidezno stalna kombinacija):

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(C25/30) = 11,25 \text{ MPa} \quad - \quad \text{vmesni rečni steber}$$

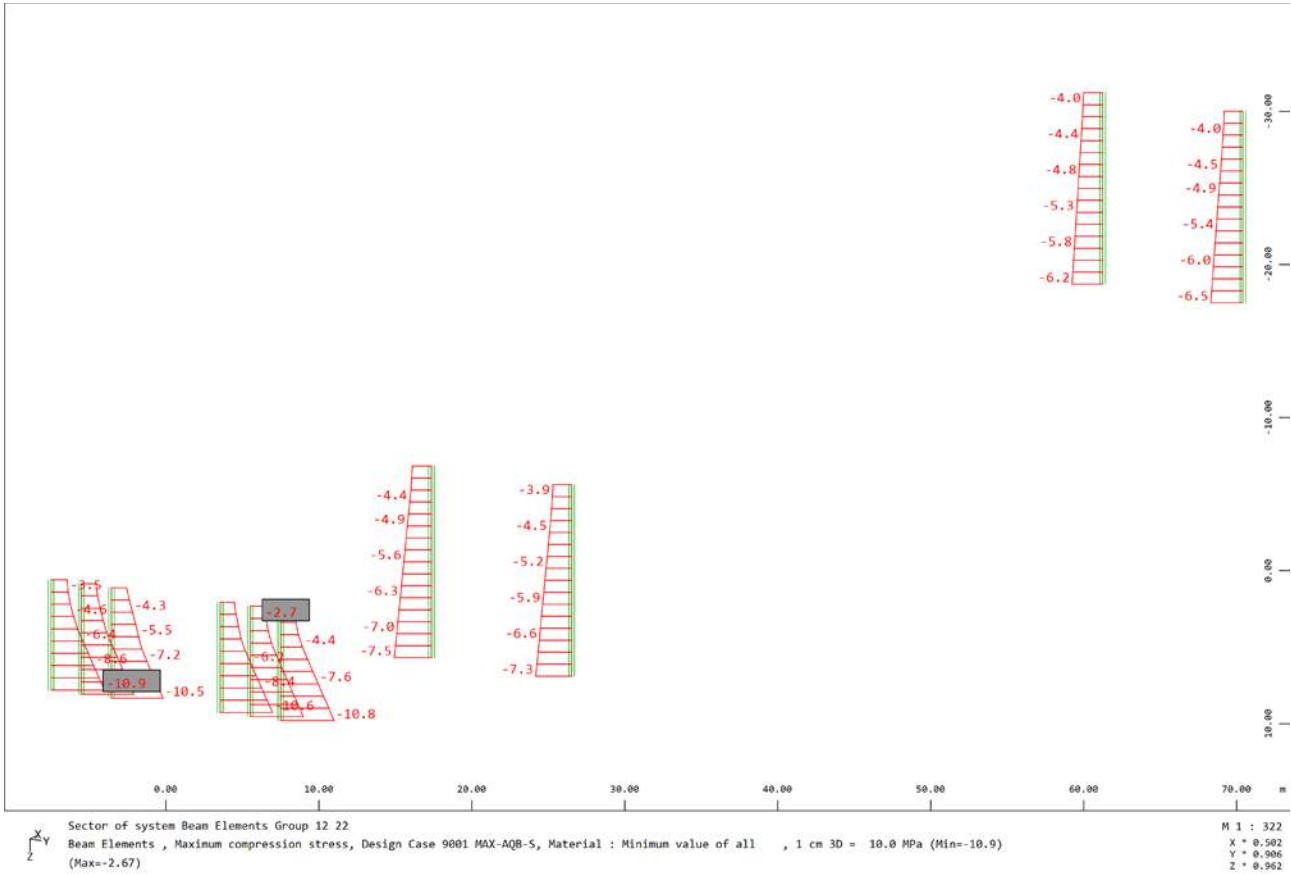
$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(C30/37) = 13,50 \text{ MPa} \quad - \quad \text{skupni steber}$$



Omejitev tlačnih napetosti (karakteristična kombinacija):

$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C25/30)} = 15,00 \text{ MPa}$ - vmesni rečni steber

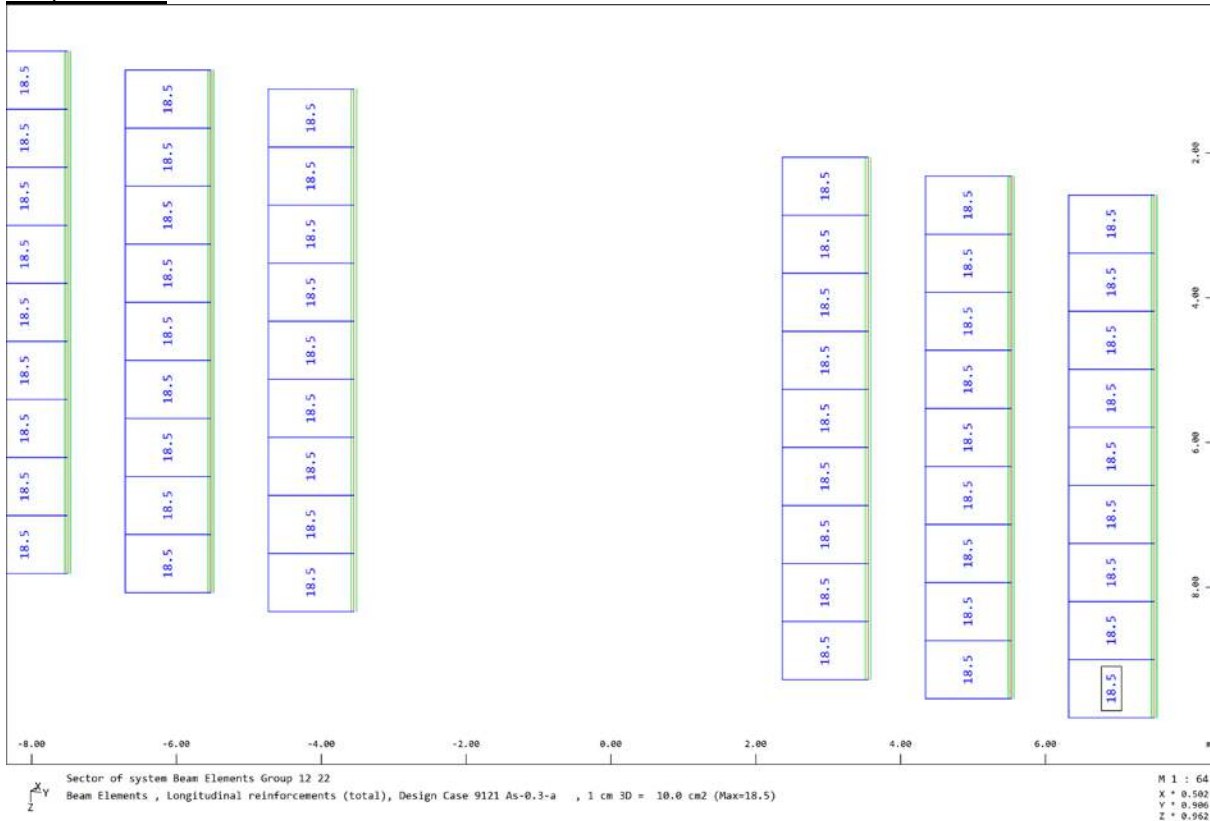
$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck(C30/37)} = 18,00 \text{ MPa}$ - skupni steber



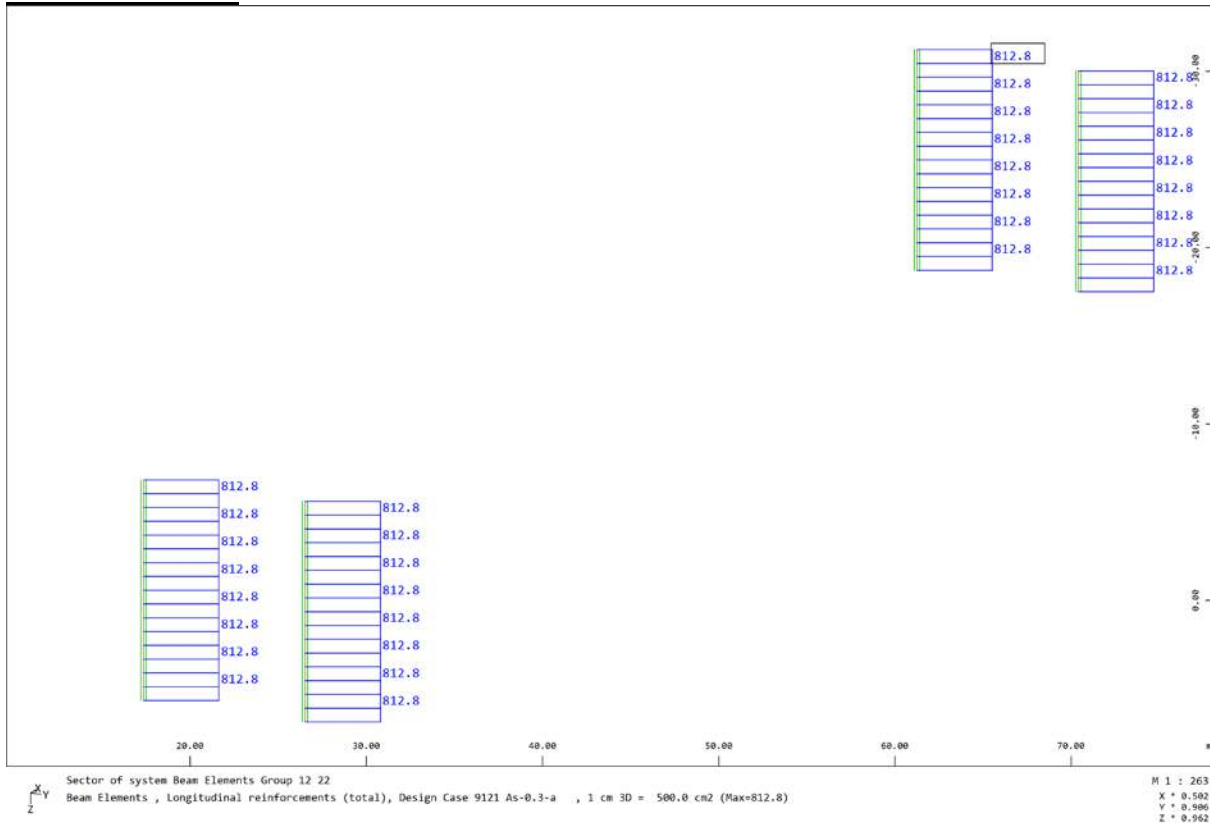
Kontrola širine razpok

Vzdolžna/vertikalna armatura

Skupni steber



Vmesni rečni steber



Kombinaciji nista merodajni za določitev potrebne maksimalne armature.

5.3. Povzetek potrebnih armatur

V nadaljevanju poročila je izveden povzetek potrebnih armatur, tudi ob upoštevanju potresne obremenitve.

Maksimalne potrebne armature stebrov v osi E:

			Vzdolžna armatura		Stremenska armatura
			Spodaj	Zgoraj	Spodaj/Zgoraj
E	Steber d=70cm	Vgrajena arm.	12Φ20 (37,68cm ²)	12Φ14 (18,48cm ²)	Φ8/25 (4,0cm ²)
		Potrebna arm. – reg.obt.	63,1	18,5	2,69
		Potrebna arm. - potres	65,0	18,5	6,27

Kot je razvidno iz tabele vgrajene armature v stebrih v osi E, so potrebne armature večje od vgrajene armature tako za osnovno obtežno kombinacijo po MSN, kot tudi za potresno obtežno kombinacijo po MSN.

Vmesni rečni steber:

Kot je razvidno iz analiz in povzetka v spodnji tabeli je v primeru upogiba izkazana ustrezna nosilnost prereza (tako za osnovno kot potresno obtežno kombinacijo po MSN), medtem ko je v primeru strižne obremenitve v primeru potresa, prečna nosilnost presežena.

		Kontrola upogiba	Kontrola striga
Vmesni rečni steber	Vgrajena arm.	133Φ28	Φ8/35
	Osnovna komb. po MSN	✓	✓
	Potresna komb. po MSN	✓	✗

6. KONTROLA TEMELJEV

V nadaljevanju je izvedena kontrola temeljev. Prvotno bo izvedena kontrola kontaktnih napetosti, ki so bile izračunane v sklopu globalnega modela za analizo, ali pa so se naredili lokalni modeli temeljev (Fagus) ter se obremenili z ustreznimi napetostmi.

Temeljna tla so bila deloma preiskava. V okviru dostopne projektne dokumentacije je bilo priloženo »Predhodno strokovno mnenje o pogojih temeljenja novega cestnega mostu preko Drave v Mariboru« (Geološko zavod, Ljubljana). V omenjenem poročilu so bili zajeti podatki za temelje rečnih srebrov. Nosilnost le teh je podana v spodnji tabeli.

3. V spodnji tabeli podajamo določitev nosilnosti temeljnih tal za primer središčno obremenjenega rešnega opornika dimenzij 25.0 x 5.0 m² ter ob upoštevanju:

prostorske teže zemljine pod vodo: $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
 kota notranjega trenja zemljine: $\varphi = 35^\circ$

po Caquot-u (Traité de mécanique des sols, 1956) v zavisnosti od predvidene globine temeljenja.

Globina temeljenja (od dna korita do dna temelja) t m	Lomna obremenitev $\sigma = 1 \text{ cm}$ kg/cm ²	Dopustna obremenitev v kg/cm ² ob upoštevanju koeficienta varnosti S = 3
2.0	11.90	<u>3.95</u>
4.0	19.55	<u>6.50</u>
6.0	27.33	<u>9.10</u>

Z ozirom na predvideno lastno in koristno težo opornika oca 6.000 t je ob upoštevanju koeficienta varnosti S = 3 računati za slučaj dimenzij temelja, kot so bile sgoraj podane, s globino temeljenja oca t = 5.0 m. V kolikor bi prišlo do zmanjšanja dimenzij temelja za opornik, je seveda računati z večjo globino temeljenja.

Izsek iz predhodnega strokovnega mnenja

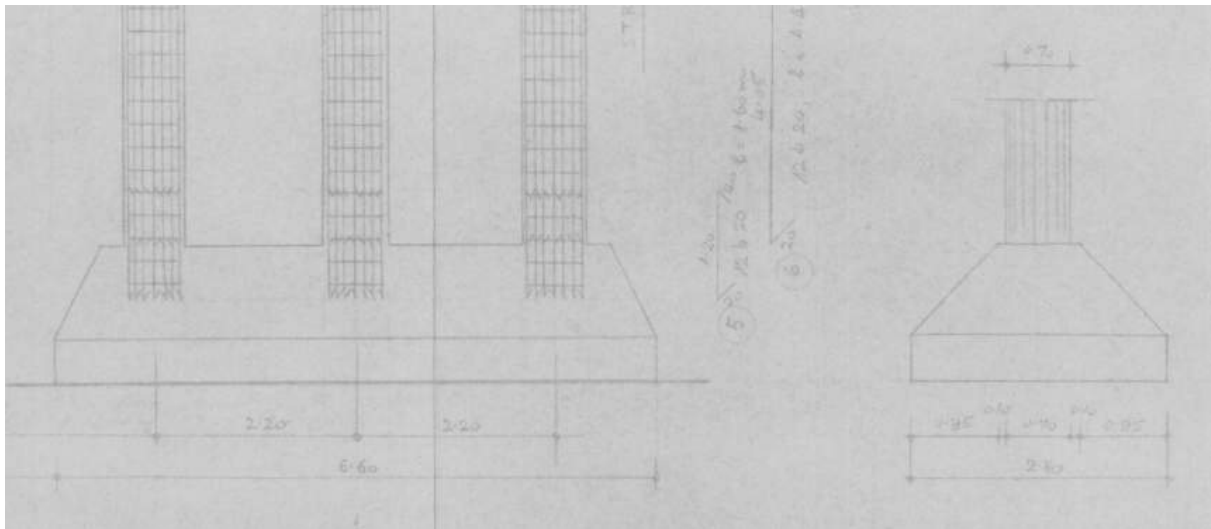
Glede na globino rečnih temeljev, ki znaša 4,7 oz. 5,1m se lahko upošteva maksimalna dopustna obremenitev v skladu z zgornjo tabelo min 735 kPa. Za preostale temelje, ki se nahajajo v gramoznem materialu je bilo v okviru tehničnega poročila navedeno, da so dopustne napetosti 400 kPa.

Glede na takratne predpise so se dopustne napetosti preverile v skladu s karakteristično kombinacijo, medtem ko je bila dodatno narejena nosilnost temeljev v skladu s trenutno veljavnimi predpisi po SIST EN 1997.

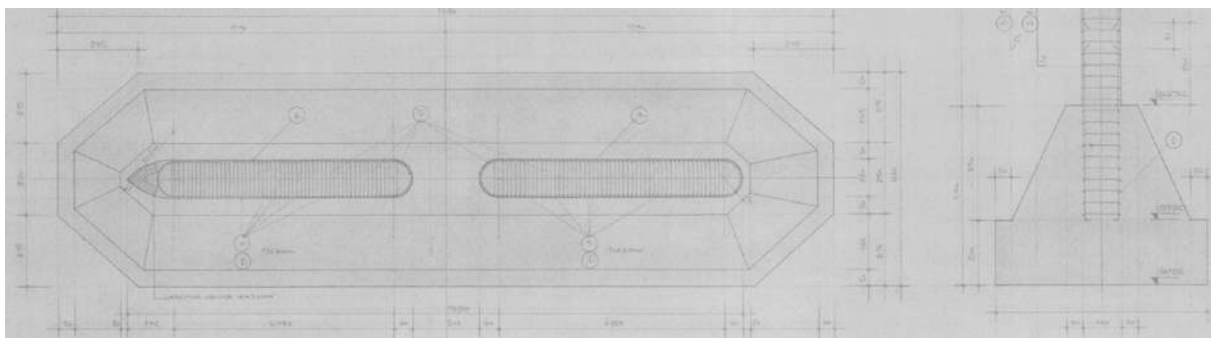
1,7 Temeljna tla so deloma preiskana. Priloženo je »Predhodno strokovno mnenje o pogojih temeljenja novega cestnega mostu preko Drave v Mariboru« ki ga je dal Geološki zavod, Ljubljana. Omenjeno mnenje se nanaša na temelje rečnih stebrov in so na osnovi tega poročila privzete dopustne napetosti za temelje rečnih opornikov. Za temelje ostalih opornikov, ki so fundirani na gramoznem materialu, so ocenjene dopustne napetosti na 4,0 kPa/cm²

Izsek iz tehničnega poročila

Temelji objekta niso armirani. Predpostavka v analizi je bila, da v kolikor niso presežene dopustne kontaktne napetosti v temeljnih tleh ter se hkrati dokažejo lokalne tlačne napetosti v betonih in nerazpokanost prereza, temelji prevzamejo vse obremenitve.



Temelj skupne podpore v osi E

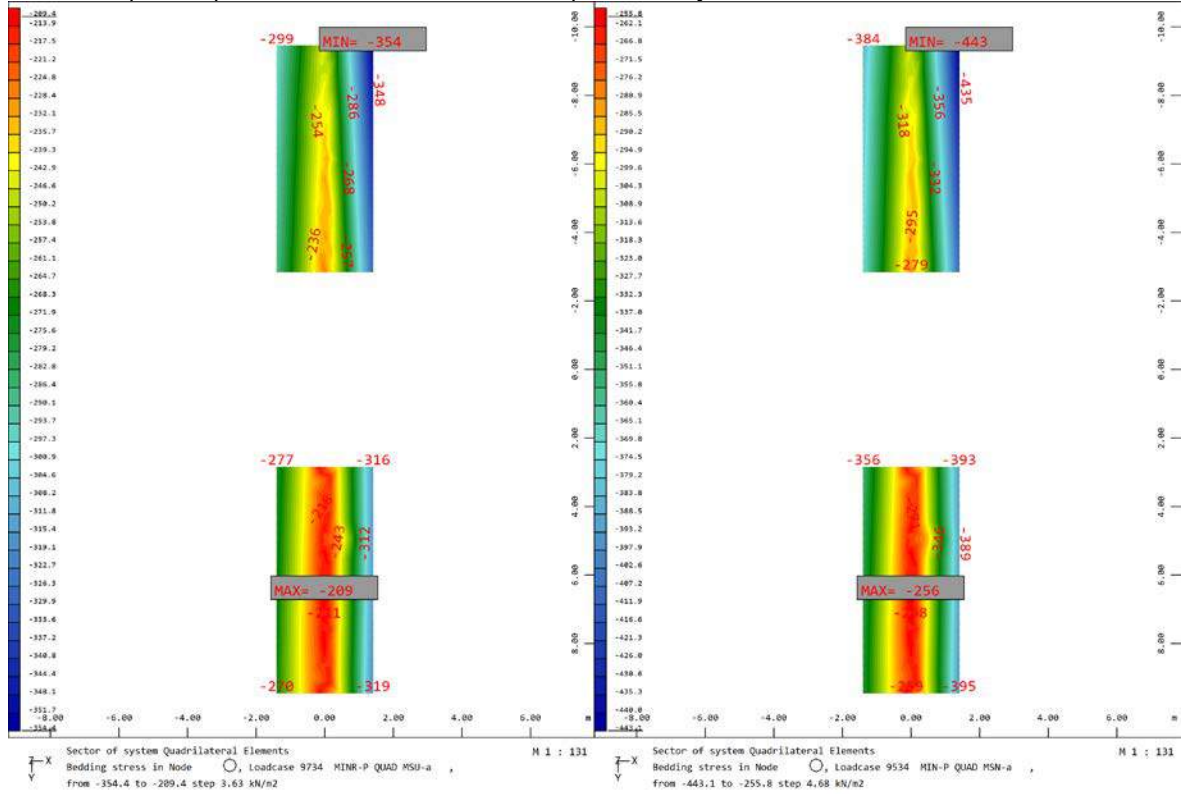


Temelj vmesnih rečnih stebrov

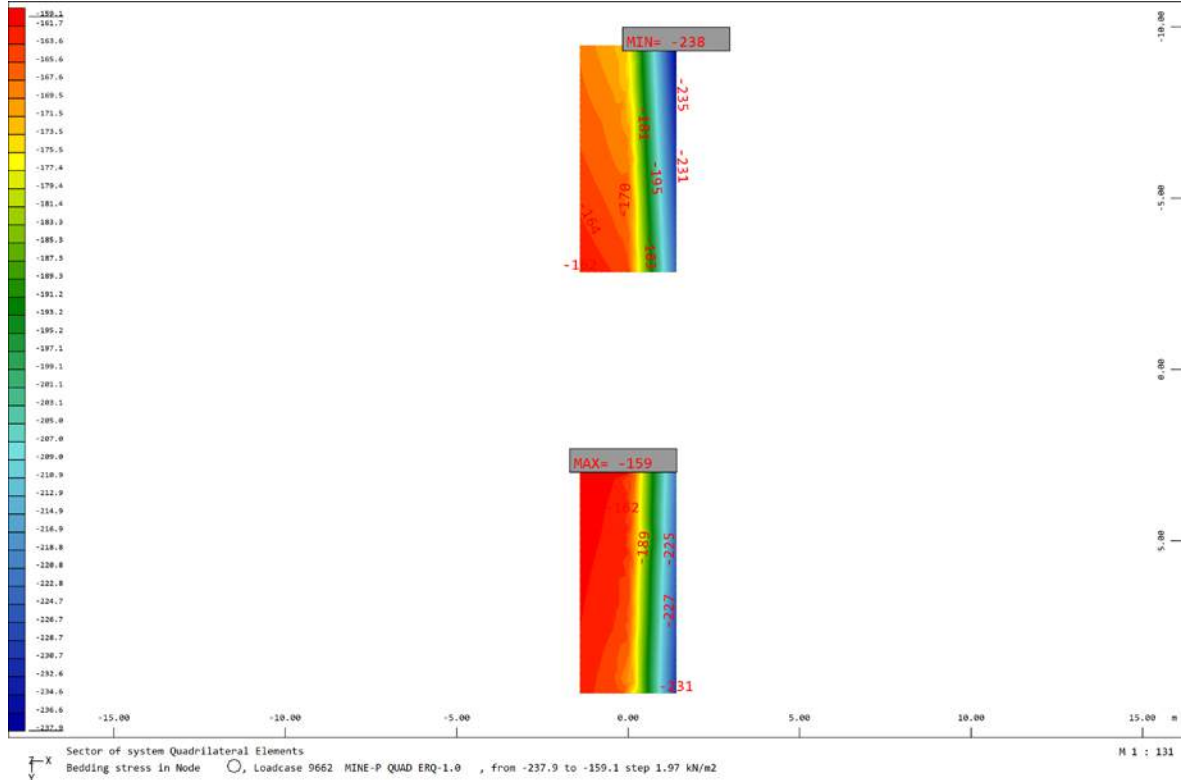
6.1. Kontrola kontaktnih napetosti v temeljih

Temelj v osi E:

Maksimalne napetosti po MSU-karak.komb. / MSN (upoštevana je shema BK60):



Potres:



Kontrola po MSU:**Stress analysis Cross section (Girder): TEMELJ OS E****Action forces**

No.	Bending and axial force		Shear forces and torsion			V _y	Remarks		T	-
	AP [kNm]	P [kNm]	N [kN]	M _y [kN]	M _z [kNm]		V _z			
1	!SLS		-4407,0	152,0	44,0					
2	!SLS		-2080,0	185,0	280,0					
3	!SLS		-1670,0	1012,0	37,0					

Tensions on z-axis (3 Analysis)

Name	Class	y _q [m]	Z _q [kN/m ²]	σ _d max [kN/m ²]	σ _d min	Δσ _d	
C1		C2530	0,000	1,400	-134.01	-256.1	122.09
C1		C2530	0,000	-1,400	0.	-220.85	220.85

Kontrola po MSN**Stress analysis Cross section (Girder): TEMELJ OS E****Action forces**

No.	Bending and axial force		Shear forces and torsion			V _y	Remarks		T	-
	AP [kNm]	P [kNm]	N [kN]	M _y [kN]	M _z [kNm]		V _z			
1	!ULS		-5478,0	190,0	63,0					
2	!ULS		-2440,0	182,0	368,0					
3	!ULS		-1699,0	1300,0	58,0					

Tensions on z-axis (3 Analysis)

Name	Class	y _q [m]	Z _q [kN/m ²]	σ _d max [kN/m ²]	σ _d min	Δσ _d	
C1		C2530	0,000	1,400	-153.05	-318.28	165.23
C1		C2530	0,000	-1,400	0.	-274.24	274.24

Rezultati s programom Fagus dajejo nekoliko nižje rezultate. V nadaljevanju je izvedena primerjava po MSU ter kontrola po MSN v skladu s SIST EN 1997.

$$\sigma_{max,MSN-K} = 354 \text{ kPa (v analizi nadvoza 411 kPa)} \approx \leq \sigma_{dop} = 400 \text{ kPa}^*$$

* V skladu z poročilom Geološkega zavoda

Nosilnost tal pod točkovnimi temelji - drenirani pogoji

Objekt:

Projektna nosilnost tal

Lokacija:

$$R/A' = c' N_c bc sc ic + q' N_q bq sq iq + 0,5 \gamma' B' N_\gamma by sy iy$$

projektni pristop pp 2

Podatki o geometriji temelja:

Efektivna dimenzija temelja

širina temelja B (B<L) (m) 2,80
 dolžina temelja L (m) 6,60
 globina temeljenja (m) 2,50
 nagnjenost temeljne ploskve α (°) 0,00

eB 0,79 mB 1,84
 eL 0,04 mL 1,16
 B' 1,22 θ 87,35
 L' 6,53 m 1,84
 A' 7,99

Podatki o temeljnih tleh

Faktorji nosilnosti:

strižni kot φ (°) 21,00
 kohezija c' (kPa) 0,00
 nedrenirana strižna trdnost c_u (kPa) 0,00
 prostorninska teža tal γ (kN/m³) 31,00
 podtalnica ne

N_q 7,07
 N_γ 4,66
 N_c 15,81

teža tal ob temelju q (kPa) 77,5

b_q 1,00
 b_γ 1,00
 b_c 1,00

Delni faktorj varnosti - zemljine

s_q 1,07
 s_γ 0,94
 s_c 1,08

kot strižne odpornosti γ_φ 1,00
 kohezija γ_c 1,00
 nedrenirana strižna trdnost γ_{cu} 1,00

i_q 0,82
 i_γ 0,73
 i_c 0,81

Delni faktorj varnosti - odpor

nosilnost 1,40
 zdrs 1,10

Projektni odpor tal

Podatki o projektni obremenitvi temelja

p = R/A' 384 kPa
 R_d 3071

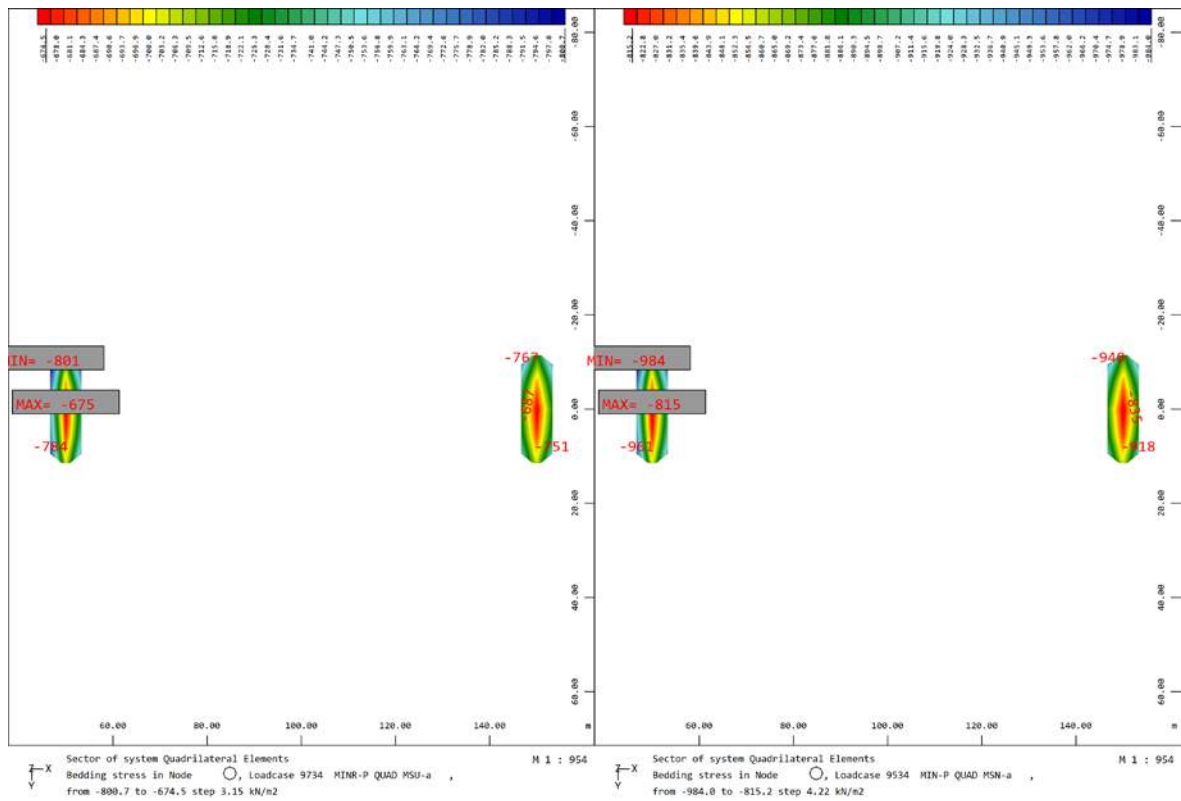
Nosilnost tal zadošča

vertikalna obtežba V_d 1650
 Horizontalna v smeri B 173
 Horizontalna v smeri L 8
 Momentna okrog smeri B 1300
 Momentna okrog smeri L 58

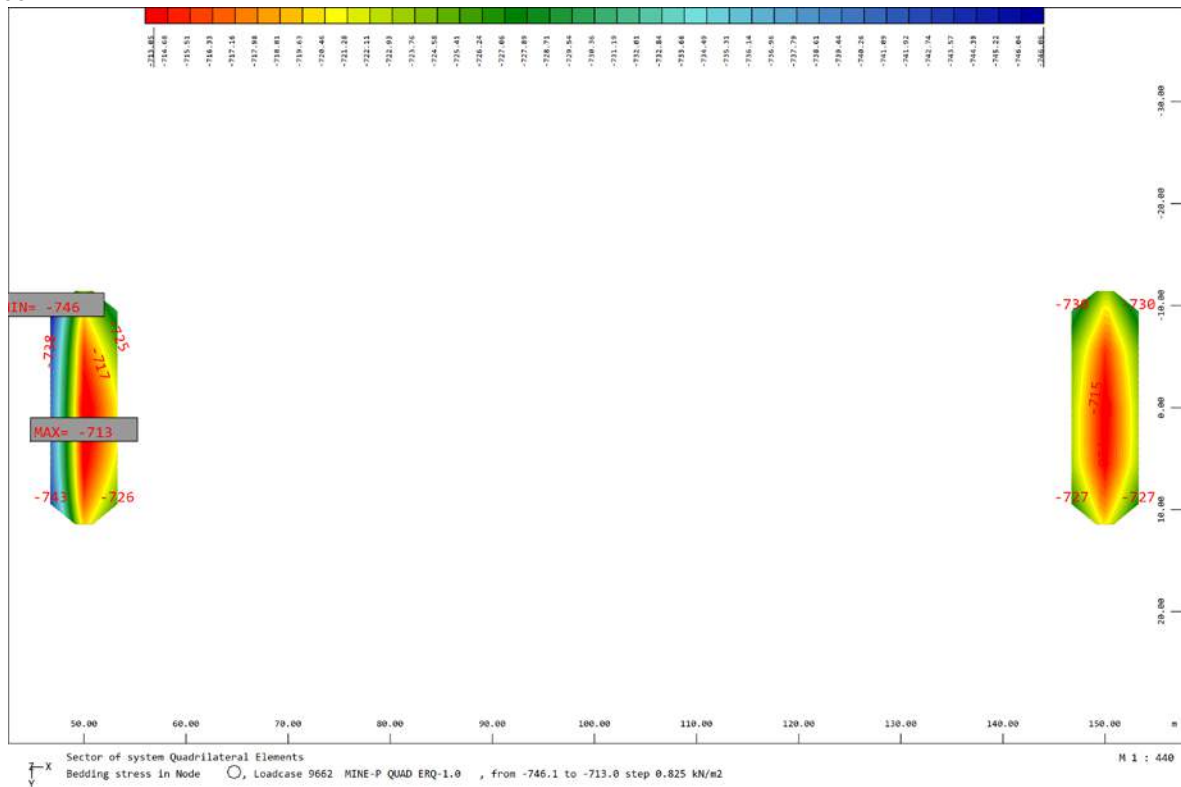
R_d/V_d 1,86

Vmesni rečni stebri:

Maksimalne napetosti po MSU-karak.komb. / MSN (upoštevana je shema BK60):



Potres:



Kontrola po MSU:

Stress analysis Cross section (Girder): TEMELJ RECNI

Action forces

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			V _y	Remarks		T	-
	AP	P	N	M _y	M _z	V _z					
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]					
1	!SLS		-96580,0	8484,0	5710,0						
2	!SLS		-92044,0	16953,0	9621,0						
3	!SLS		-88371,0	22326,0	3860,0						

Tensions on z-axis (3 Analysis)

Name	Class	y _q	z _q	σ _d max	σ _d min	Δσ _d	
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]			
C1		C2530	-0,000	11,900	-657.23	-686.74	29.51
C1		C2530	-0,000	-11,900	-568.74	-653.11	84.37

Kontrola po MSN

Stress analysis Cross section (Girder): TEMELJ RECNI

Action forces

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			V _y	Remarks		T	-
	AP	P	N	M _y	M _z	V _z					
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]					
1	!SLS		-1,13E+5	8674,0	8972,0						
2	!SLS		-1,08E+5	20370,0	12641,0						
3	!SLS		-98234,0	28019,0	7139,0						

Tensions on z-axis (3 Analysis)

Name	Class	y _q	z _q	σ _d max	σ _d min	Δσ _d	
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]			
C1		C2530	-0,000	11,900	-736.93	-803.81	66.88
C1		C2530	-0,000	-11,900	-625.87	-769.43	143.56

Rezultati s programom Fagus dajejo nekoliko nižje rezultate. V nadaljevanju je izvedena primerjava po MSU ter kontrola po MSN v skladu s SIST EN 1997.

$$\sigma_{max,MSN-K} = 687kPa \leq \sigma_{dop} = 735kPa^*$$

* V skladu z poročilom Geološkega zavoda

Robne napetosti izračunane s Sofistikom, ki znašajo 801 kPa presegajo dopustne napetosti v skladu s pogoji podanimi v poročilu Geološkega zavoda. Kljub temu pa v skladu s trenutnimi smernicami in postopki podanimi v SIST EN 1997-1 pogoji temeljenja izkazujejo ustrezno varnost.

Na merodajne kombinacije bo izvedena še kontrola po MSN, in sicer s pomočjo programa Fagus ter s pomočjo postopkov podanih v SIST EN 1997.

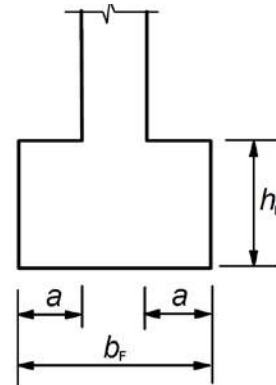
Nosilnost tal pod točkovnimi temelji - drenirani pogoji

Objekt:		Projektna nosilnost tal			
Lokacija:		$R/A' = c' N_c bc sc ic + q' N_q bq sq iq + 0,5 \gamma' B' N_\gamma by sy iy$			
projektni pristop	pp	2			
Podatki o geometriji temelja:		Efektivna dimenzija temelja			
širina temelja B (B<L) (m)	6,50	eB	0,11	mB	1,77
dolžina temelja L (m)	21,35	eL	0,18	mL	1,23
globina temeljenja (m)	4,20	B'	6,27	θ	31,81
nagnjenost temeljne ploskve α (°)	0,00	L'	20,99	m	1,38
		A'	131,70		
Podatki o temeljnih tleh		Faktorji nosilnosti:			
strižni kot φ (°)	21,00	Nq	7,07		
kohezija c' (kPa)	0,00	N γ	4,66		
nedrenirana strižna trdnost c _u (kPa)	0,00	Nc	15,81		
prostominska teža tal γ (kN/m ³)	31,00	bq	1,00		
podtalnica	ne	b γ	1,00		
teža tal ob temelju q (kPa)	130,2	bc	1,00		
Delni faktorj varnosti - zemljine		sq	1,11		
kot strižne odpornosti γ_φ	1,00	s γ	0,91		
kohezija γ_c	1,00	sc	1,12		
nedrenirana strižna trdnost γ_{cu}	1,00	iq	0,98		
Delni faktorj varnosti - odpor		i γ	0,96		
nosilnost	1,40	ic	0,98		
zdrs	1,10	Projektni odpor tal			
Podatki o projektni obremenitvi temelja		p = R/A'	995 kPa	Nosilnost tal zadošča	
vertikalna obtežba Vd	113415	Rd	131062		
Horizontalna v smeri B	972	Rd/Vd	1,16		
Horizontalna v smeri L	1567				
Momentna okrog smeri B	12811				
Momentna okrog smeri L	20370				

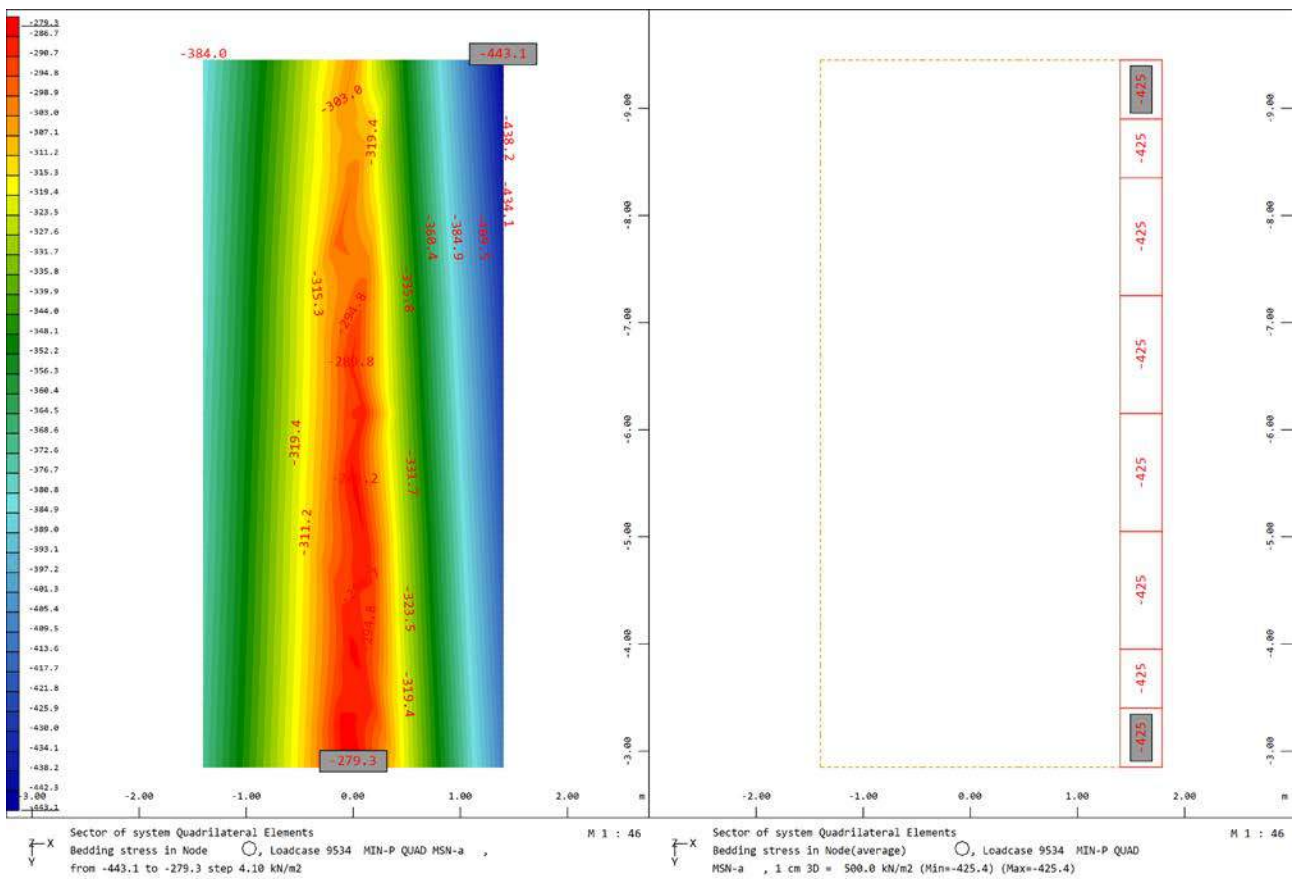
6.2. Kontrola napetosti v betonu

V skladu s SIST EN 1992-1-1, točka 12.9.3, se lahko pasovni in posamični temelji izvedejo kot narmirani, v primeru, če je zadoščeno spodnjemu pogoju:

$$0,85 \cdot h_f/a \geq \sqrt{(9 \cdot \sigma_{gd}/f_{ctd})}$$



Temelj v osi E:

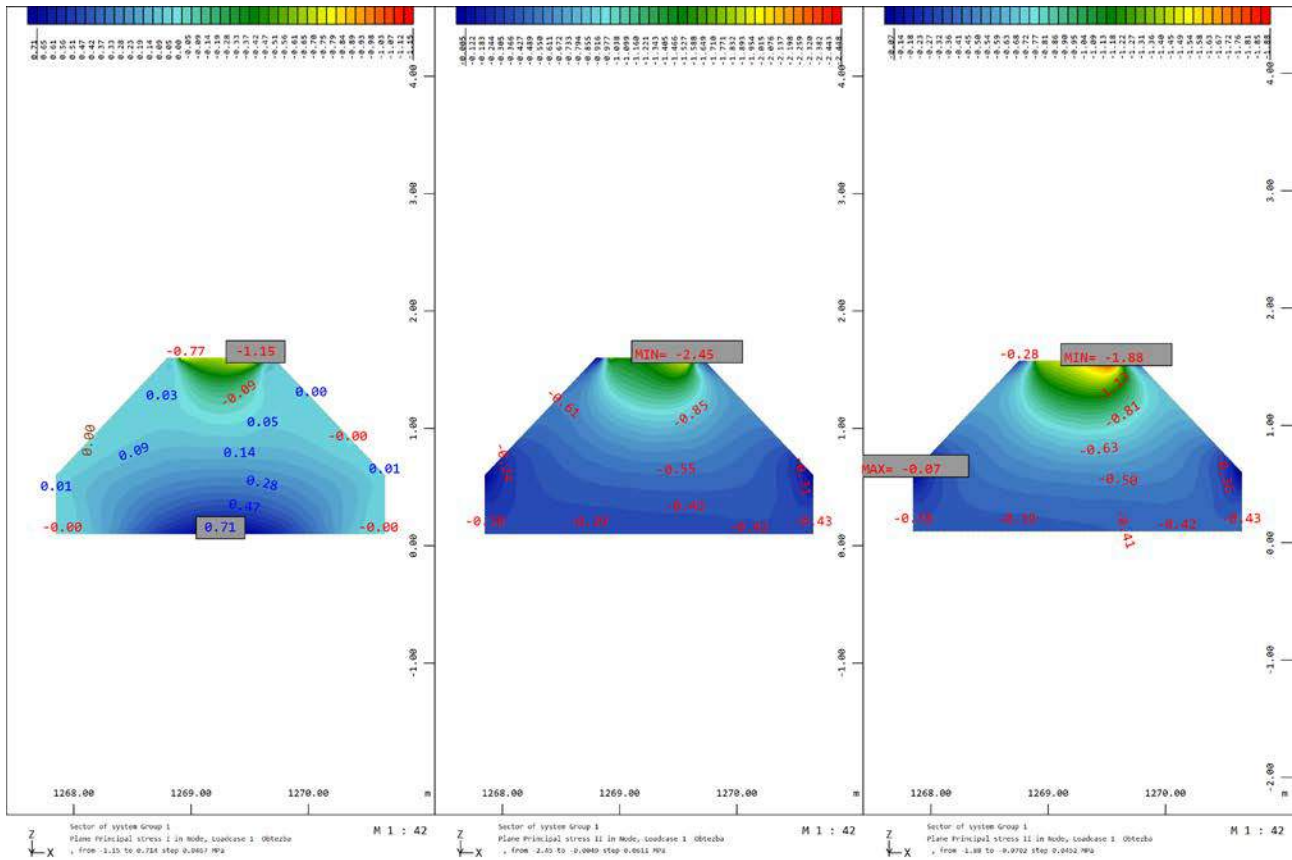


Upoštevamo $\sigma_{gd} = \max(425 \text{ kN/m}^2_{\text{Sofistik}}; 384 \text{ kN/m}^2_{\text{Excel}}) = 425 \text{ kN/m}^2$

$$0,85 \cdot \frac{1,50}{1,05} = 1,21 \geq \sqrt{\left(9 \cdot \frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd}}\right)} = \sqrt{\left(9 \cdot \frac{425}{1,2 \cdot 1000}\right)} = 1,78$$

Pogoju ni zadoščeno → izvedemo kontrolo napetosti.

Maksimalne napetosti so se preverile v skladu s točko 6.5.2(2) oziroma s pogojem navedenim v okviru kontrole tlačnega vozlišča v skladu s SIST EN 1992-1-1, točka 6.5.4(4).



Kontrola vozlišča:

$$\sigma_{Ed,max} = 2,45 \text{ MPa} \leq \min(k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}) = 15,0 \text{ MPa}$$

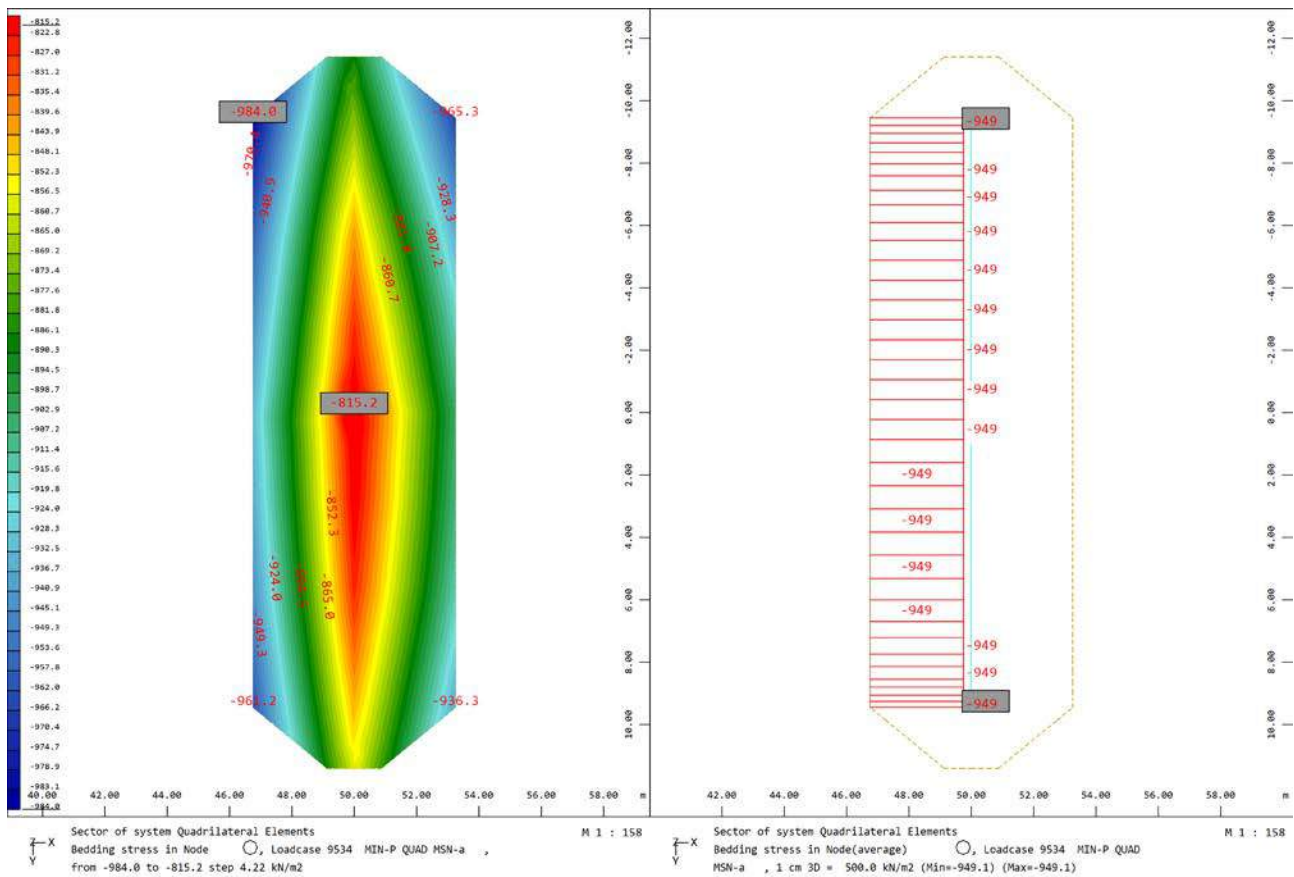
Maksimalne dopustne napetosti:

$$\sigma_{Ed,max} = 1,88 \text{ MPa} \leq \min(0,60 \cdot v' \cdot f_{cd}) = 9,0 \text{ MPa}$$

Nategi:

$$\sigma_{Ed,max} = 0,71 \text{ MPa} \leq f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$$

Vmesni rečni stebri:

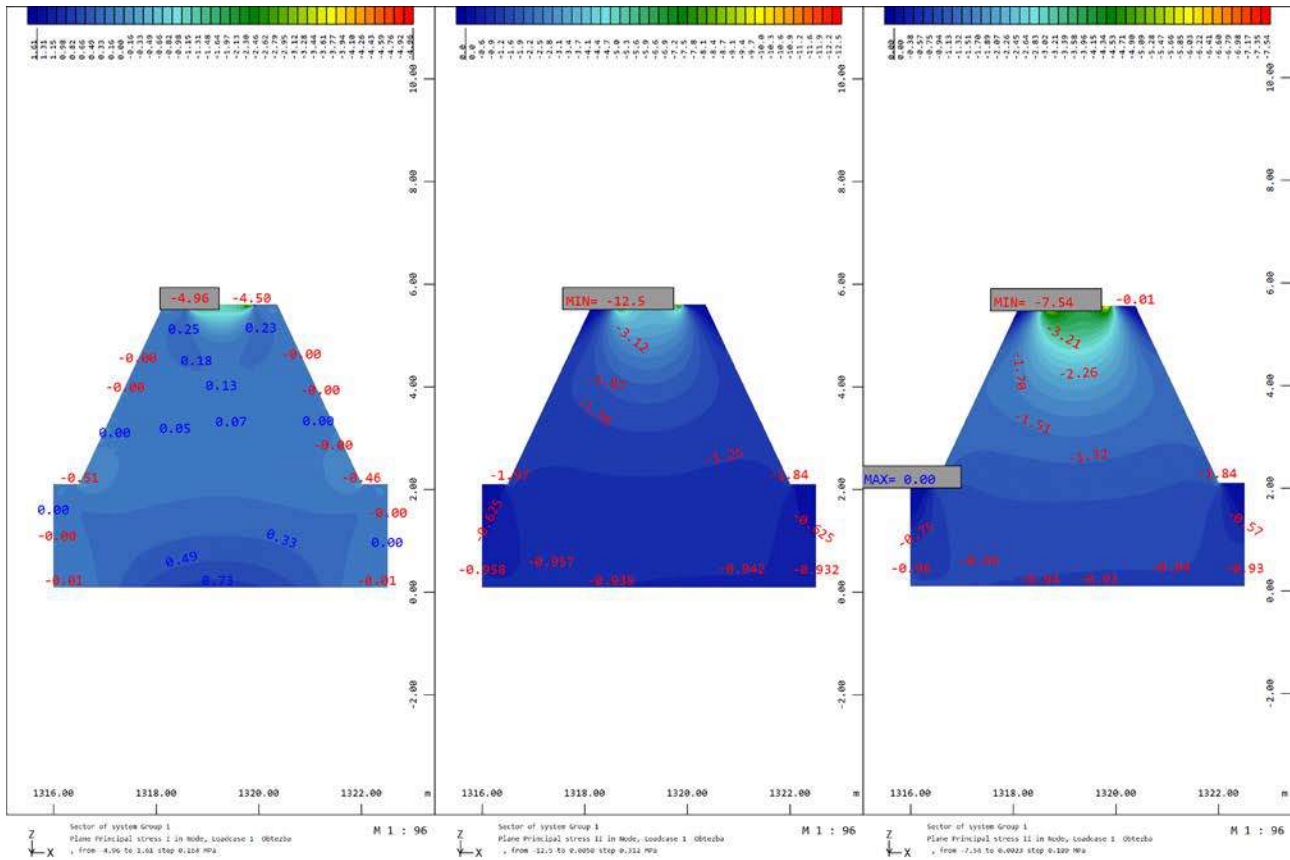


Upoštevamo $\sigma_{gd} = \max(949 \text{ kN/m}^2_{\text{Sofistik}} ; 995 \text{ kN/m}^2_{\text{Excel}}) = 995 \text{ kN/m}^2$

$$0,85 \cdot \frac{5,50}{2,65} = 1,76 \geq \sqrt{\left(9 \cdot \frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd}}\right)} = \sqrt{\left(9 \cdot \frac{995}{1,2 \cdot 1000}\right)} = 2,73$$

Pogoju ni zadoščeno → izvedemo kontrolo napetosti.

Maksimalne napetosti so se preverile v skladu s točko 6.5.2(2) oziroma s pogojem navedenim v okviru kontrole tlačnega vozlišča v skladu s SIST EN 1992-1-1, točka 6.5.4(4).



Kontrola vozlišča:

$$\sigma_{Ed,max} = 12,5 \text{ MPa} \leq \min(k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}) = 15,0 \text{ MPa}$$

Maksimalne dopustne napetosti:

$$\sigma_{Ed,max} = 7,5 \text{ MPa} \leq \min(0,60 \cdot v' \cdot f_{cd}) = 9,0 \text{ MPa}$$

Nategi:

$$\sigma_{Ed,max} = 0,73 \text{ MPa} \leq f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$$

D. DINAMIČNA ANALIZA MOSTU

Dinamična analiza za dano konstrukcijo je izvedena v skladu z Eurocode 8/2 in sicer, z modalno analizo (elastična analiza) s spektrom odziva. Projektni pospešek tal je po EC8 enak vršnemu (ali največjemu) pospešku tal. To je največja absolutna vrednost zapisa pospeška na prostem površju. Dinamična analiza konstrukcije se je izvedla ob spodaj podanih predpostavkah.

- projektni pospešek $a_g = 0.10$ (v primeru povratne dobe 475 let)
- kategorija tal C
- faktor pomembnost objekta BIF = 1.0

Upoštevan je bil faktor obnašanja sil pri analizi na upogib $q = 3,5$ za skupni steber, ter v primeru vmesnih rečnih stebrov $q = 1,5$ (prečna smer) oziroma $q = 3,5$ (vzdolžna smer). Pri analizi na strig se je upošteval faktor $q = 1.0$. Pri izračunu smo upoštevali življensko dobo 30 let, katera se je upoštevala kot preostala življenska doba objekta. Na podlagi tega se je izračunal dejanski projektni pospešek in povratna doba.

V okviru dinamične analize konstrukcije je bila upoštevana prometna obtežba v skladu s shemo BK60.

$$a_{gc}/a_g = (T_{RC}/T_{NRC})^k$$

$$t_c = 30 \text{ let}$$

$$t_{RC} = 1/(1-(1-p)^{1/t_c}) = 30/0,10 = 285 \text{ let} \quad \rightarrow \text{povratna doba je 285 let, kar ustreza verjetnosti preseganja 10\% v 30 letih}$$

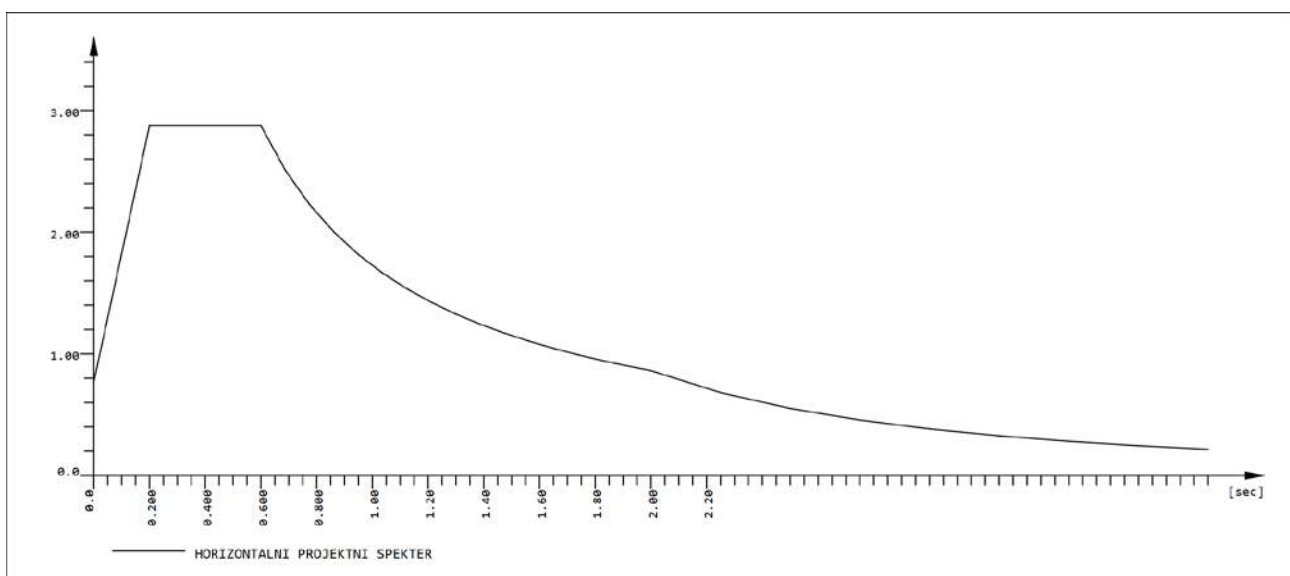
$$t_{NRC} = 475 \text{ let}$$

$$k_0 \approx [0,30 - 0,45] \rightarrow 0,35$$

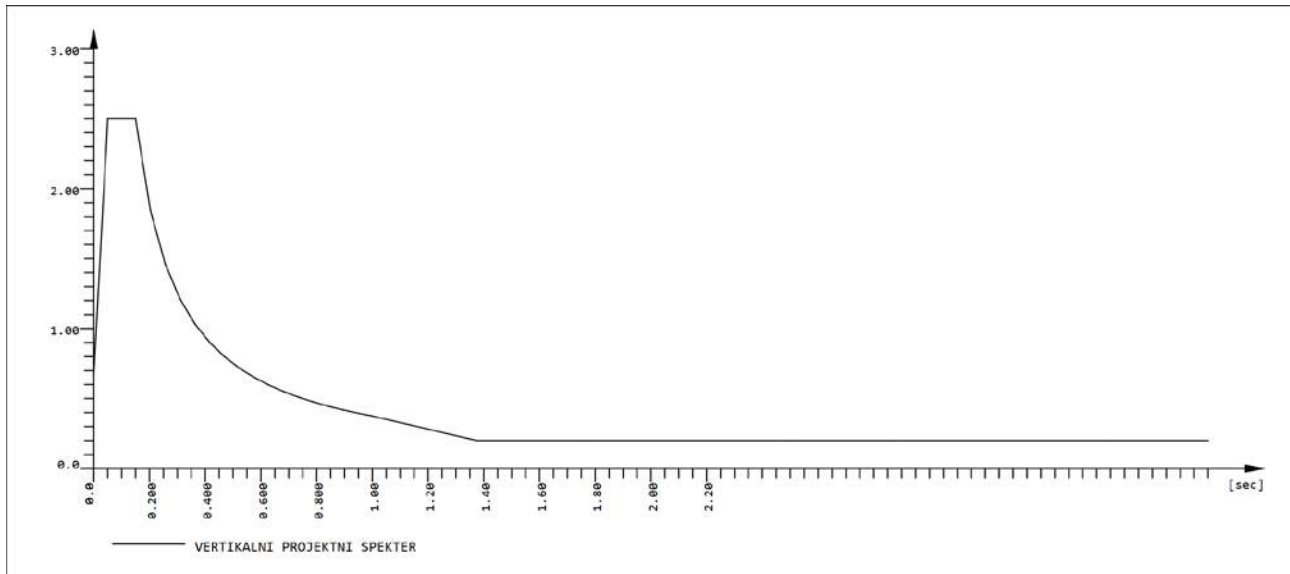
$$a_{gc}/a_g = (285/475)^{0,35} = 0,836$$

$$a_{gc} = 0,836 \cdot 0,10g = 0,0836g$$

Horizontalni projektni spekter ($q=1,0$):



Vertikalni projektni spekter ($q=1,0$):



V izračunu so upoštevani vsi bistveni načini nihanja, ki pomembno vplivajo na odziv konstrukcije, tako da znaša vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane načine nihanja minimalno 90% skupne mase obravnavane konstrukcije.

Za projektno potresno obtežbo A_{Ed} je upoštevana najbolj neugodna od naslednjih kombinacij

- $1,00 A_{Ex} + 0,30 A_{Ey} + 1,00 A_{Ez}$
- $1,00 A_{Ex} + 1,00 A_{Ey} + 0,30 A_{Ez}$
- $0,30 A_{Ex} + 1,00 A_{Ey} + 1,00 A_{Ez}$

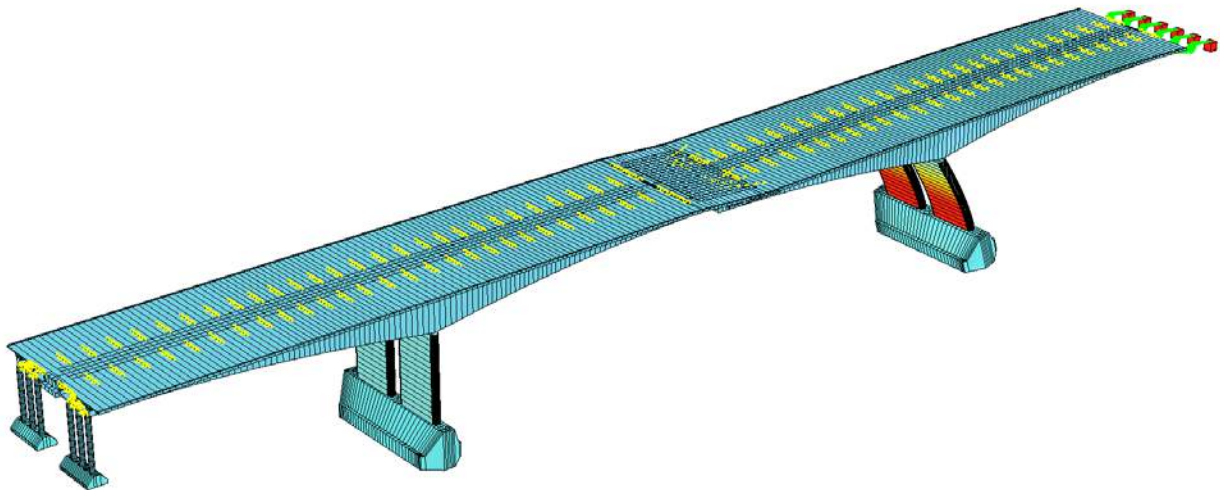
kjer so A_{Ex} , A_{Ey} , A_{Ez} obremenitve zaradi potresne obtežbe v smereh X, Y, Z.

1. NIHANJNE OBLIKE

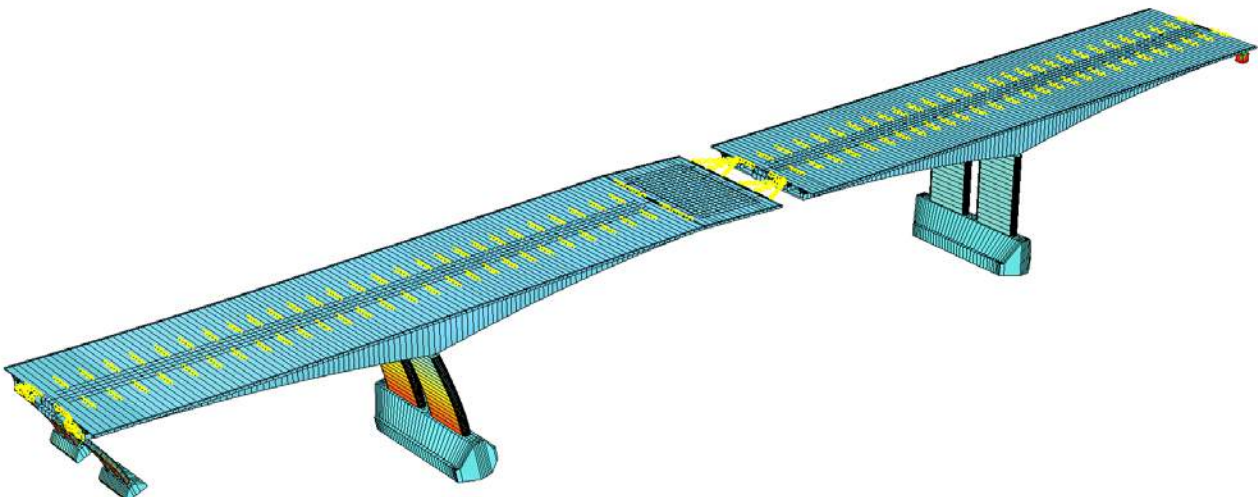
Eigenvalues

No.	LC	λ	error	ω	f	T	ξ	Meff			participation		
		[rad ² /sec ²]	[-]	[rad/sec]	[Hz]	[sec]	[%]	X[%]	Y[%]	Z[%]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	2901	3.9007E+00	0.0E+00	1.975	0.314	3.181	1.618	46.3	0.0	0.0	46.3	0.0	0.0
2	2902	4.1445E+00	0.0E+00	2.036	0.324	3.086	1.634	51.7	0.0	0.0	51.7	0.0	0.0
3	2903	1.9146E+01	0.0E+00	4.376	0.696	1.436	1.361	0.0	3.7	0.0	0.0	3.7	0.0
4	2904	2.0235E+01	0.0E+00	4.498	0.716	1.397	0.036	0.0	0.0	7.8	0.0	0.0	7.8
5	2905	2.2789E+01	0.0E+00	4.774	0.760	1.316	0.031	0.2	0.0	0.2	0.2	0.0	0.2
6	2906	3.5710E+01	0.0E+00	5.976	0.951	1.051	0.641	0.0	78.7	0.0	0.0	78.7	0.0
7	2907	1.9640E+02	0.0E+00	14.014	2.230	0.448	0.076	0.0	0.0	41.3	0.0	0.0	41.3
8	2908	2.1236E+02	0.0E+00	14.573	2.319	0.431	0.063	0.0	0.0	6.7	0.0	0.0	6.7
9	2909	2.2686E+02	0.0E+00	15.062	2.397	0.417	0.107	0.0	4.5	0.0	0.0	4.5	0.0
10	2910	4.0471E+02	0.0E+00	20.117	3.202	0.312	0.195	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0

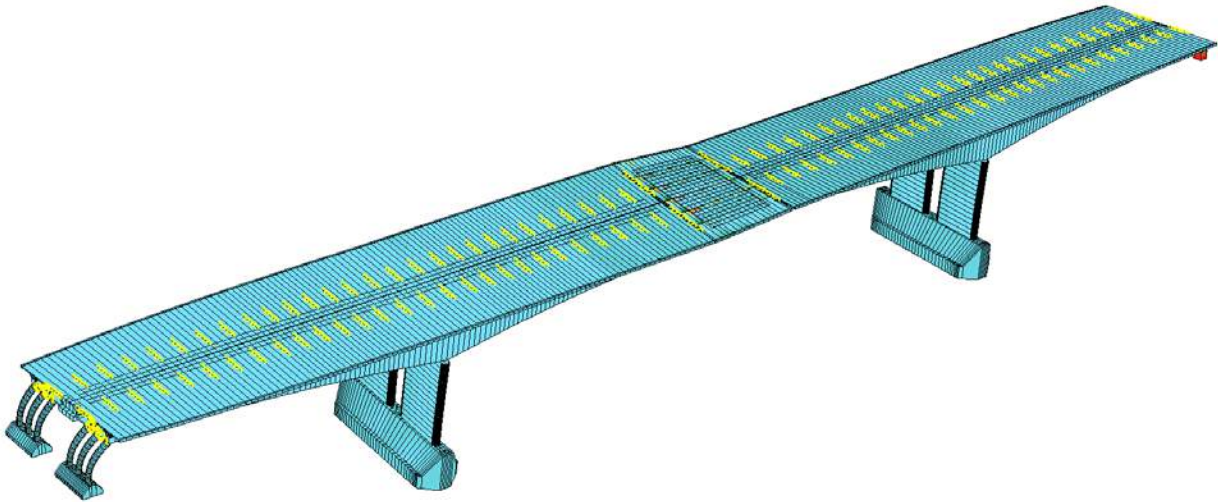
1. Nihajna oblika



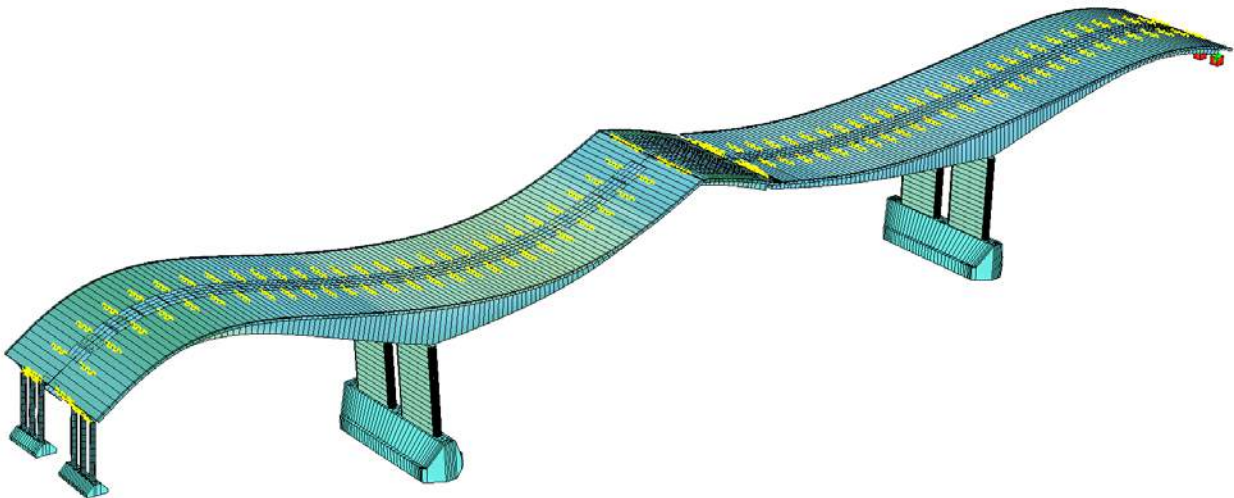
2. Nihajna oblika



6. Nihajna oblika



7. Nihajna oblika

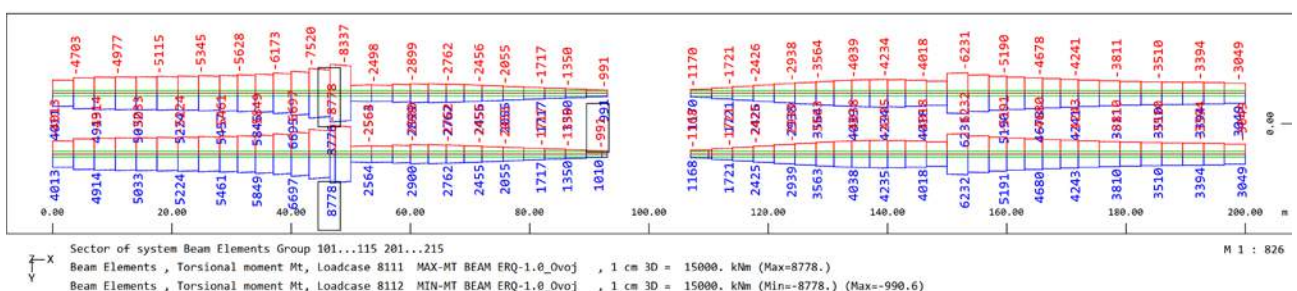
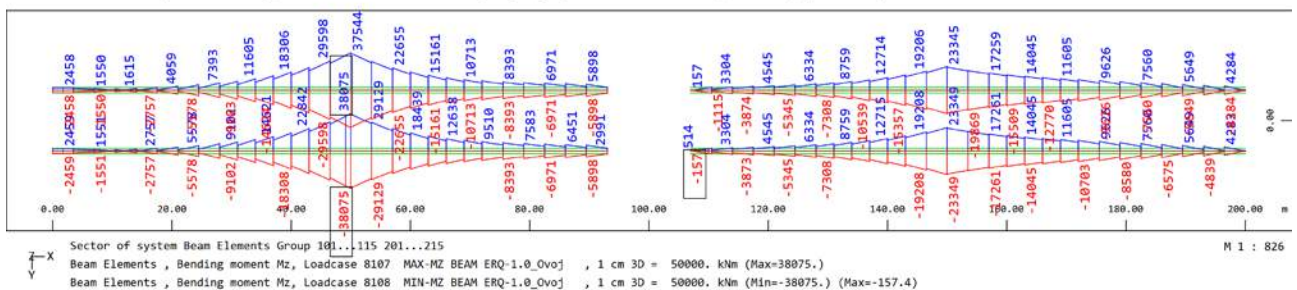
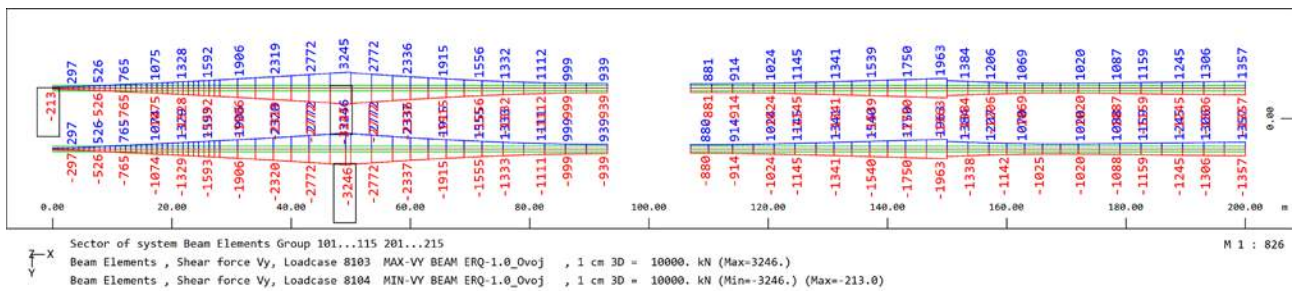
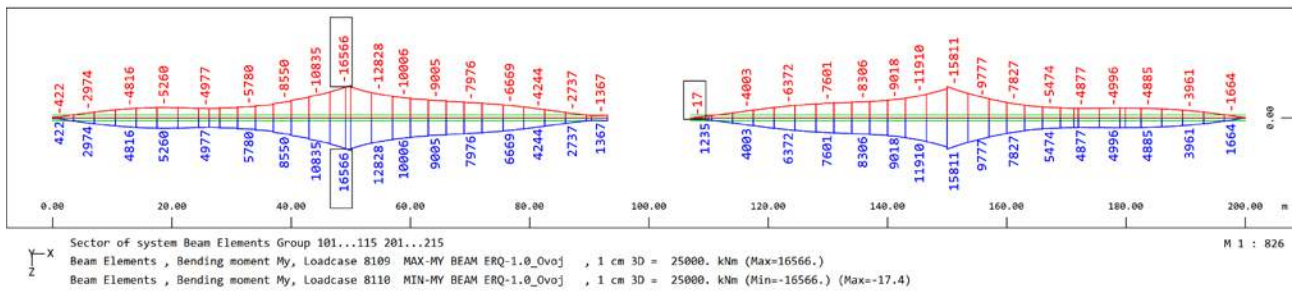
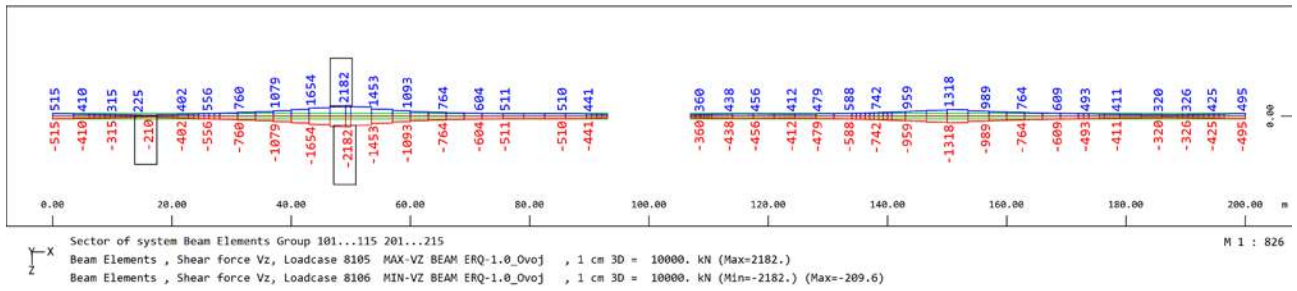
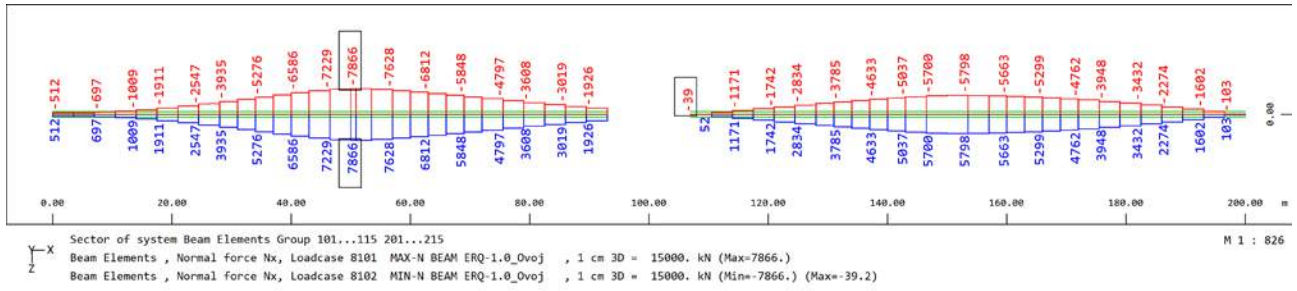


2. NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE

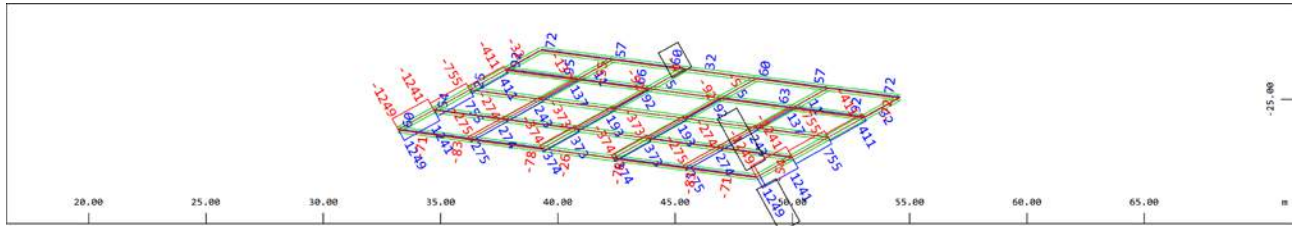
2.1. Obremenitve zaradi potresne obtežbe (q=1.0)

Prekladna konstrukcija – konzolni del

$N / V_y / V_z / M_y / M_z / M_T$

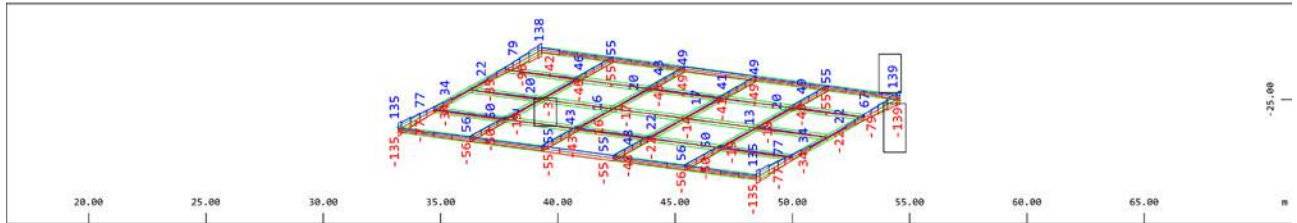


Prekladna konstrukcija – Gerberjev nosilec $N / V_y / V_z / M_y / M_z / M_t$



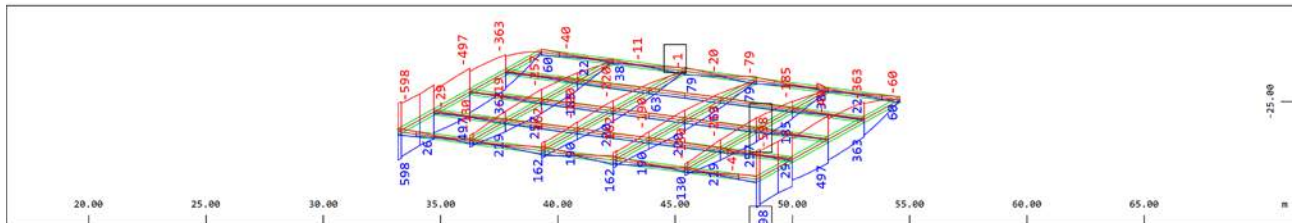
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8101 MAX-N BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 5000. kN (Max=1249.)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8102 MIN-N BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 5000. kN (Min=-1249.) (Max=-4.05)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



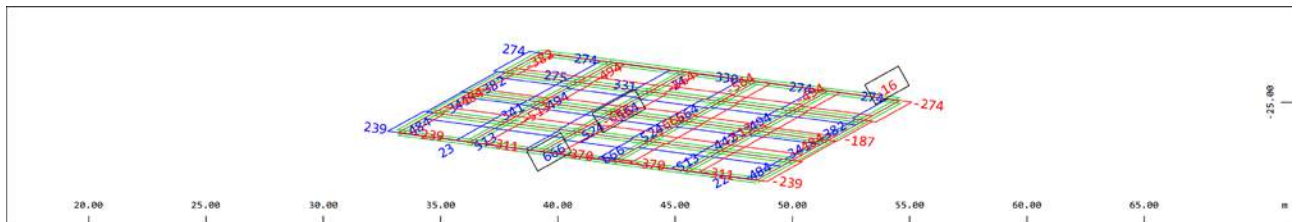
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8105 MAX-VZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Max=138.6)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8106 MIN-VZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Min=-138.6) (Max=-3.06)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



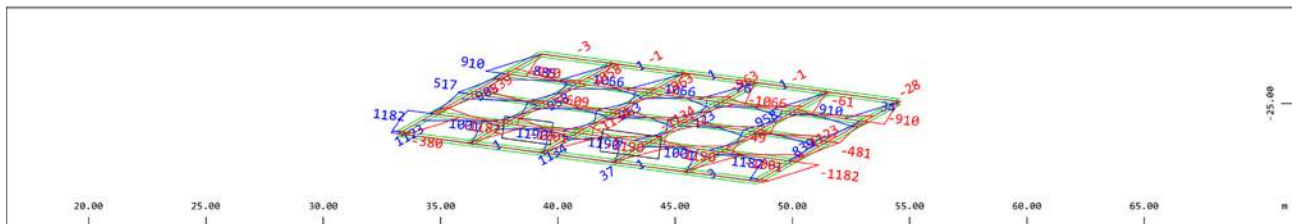
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8109 MAX-MY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Max=598.2)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8110 MIN-MY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Min=-598.2) (Max=-1.17)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



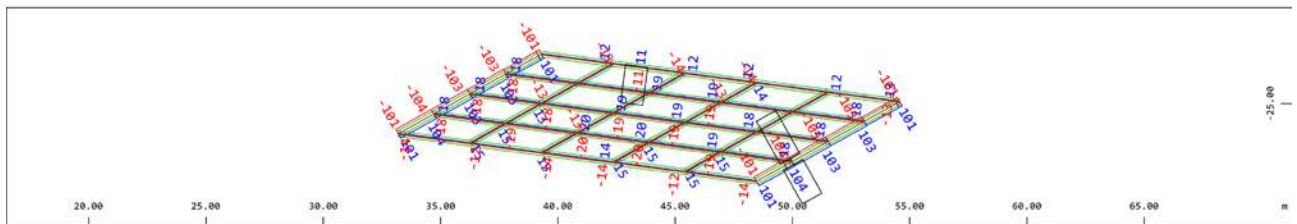
Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8103 MAX-VY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Max=666.1)
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8104 MIN-VY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Min=-666.1) (Max=-15.6)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8107 MAX-MZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 2000. kNm (Max=1190.)
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8108 MIN-MZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 2000. kNm (Min=-1190.) (Max=-0.403)

M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

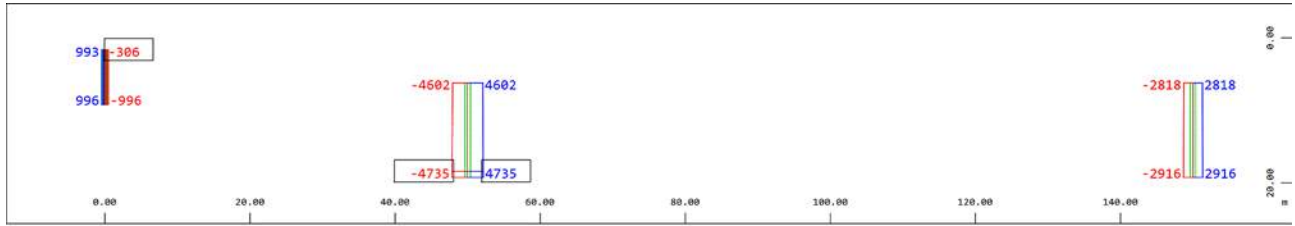


Sector of system Beam Elements Group 401 402 411 412
 Beam Elements , Torsional moment Mt, Loadcase 8111 MAX-MT BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Max=104.5)
 Beam Elements , Torsional moment Mt, Loadcase 8112 MIN-MT BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Min=-104.5) (Max=-11.0)

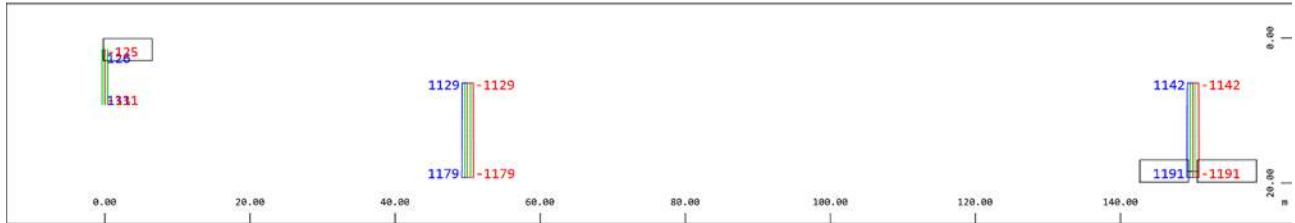
M 1 : 210
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Podporna konstrukcija

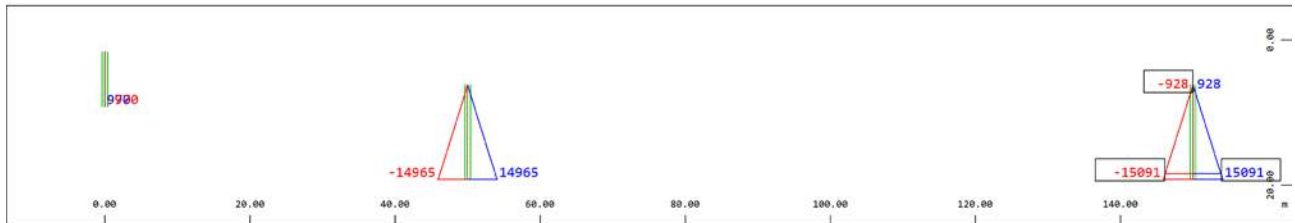
N / V_y / V_z / M_y / M_z / M_T



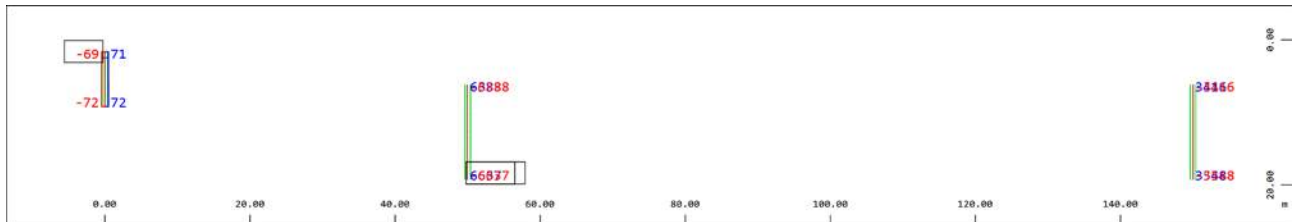
Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8101 MAX-N BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 15000. kN (Max=4735.)
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8102 MIN-N BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 15000. kN (Min=-4735.) (Max=-305.6)



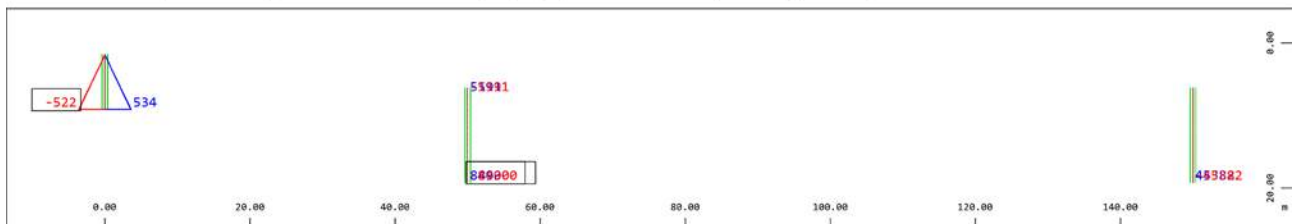
Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8105 MAX-VZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=1191.)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8106 MIN-VZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-1191.) (Max=-125.2)



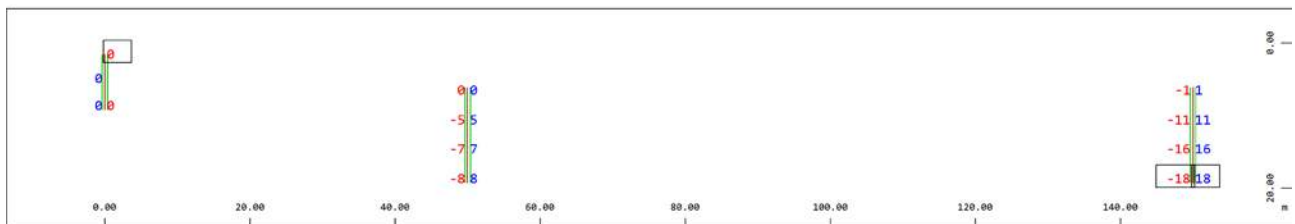
Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8109 MAX-MY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 25000. kNm (Max=15091.)
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8110 MIN-MY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 25000. kNm (Min=-15091.) (Max=-8.7717e-08)



Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8103 MAX-VY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Max=6637.)
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8104 MIN-VY BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kN (Min=-6637.) (Max=-69.1)



Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8107 MAX-MZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Max=84900.)
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8108 MIN-MZ BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 1000. kNm (Min=-84900.) (Max=-1.1552e-07)

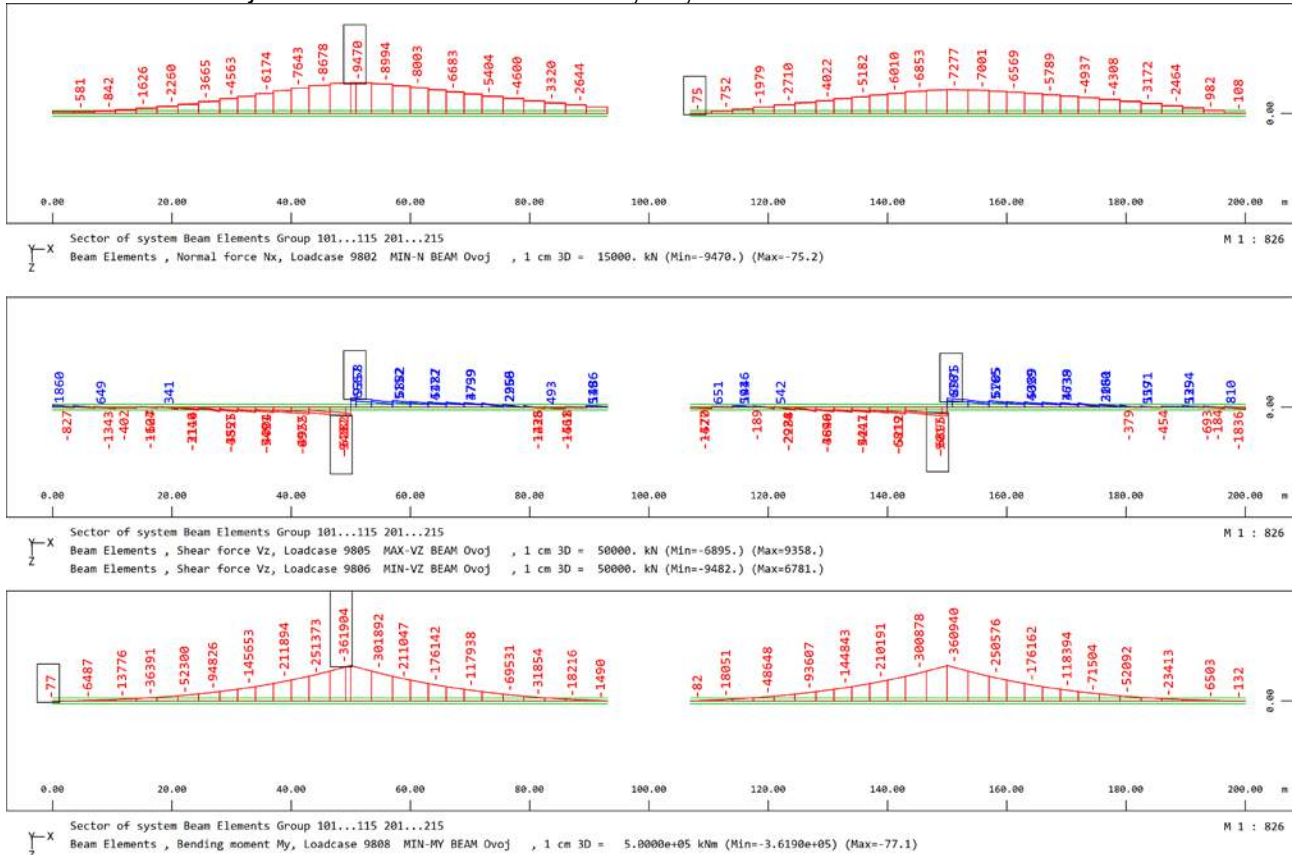


Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Torsional moment Mt, Loadcase 8111 MAX-MT BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 15000. kNm (Max=18.3)
 Beam Elements , Torsional moment Mt, Loadcase 8112 MIN-MT BEAM ERQ-1.0_Ovoj , 1 cm 3D = 15000. kNm (Min=-18.3) (Max=-2.3364e-04)

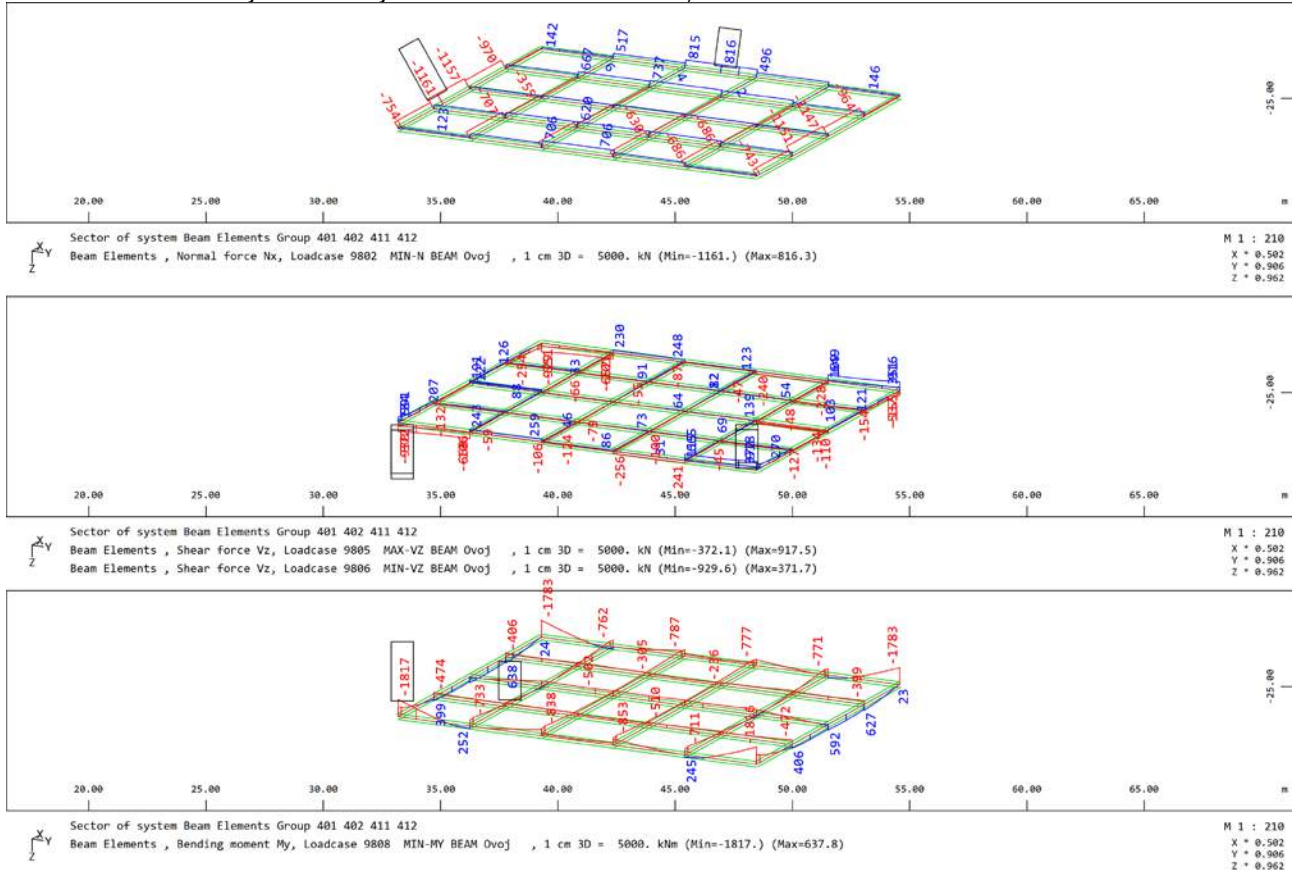
2.2. Potresna kombinacija po MSN ($q=1.0$)

V kombinacijah je upoštevana prometna shema BK60.

Prekladna konstrukcija – konzolni del $N / V_y / M_y$

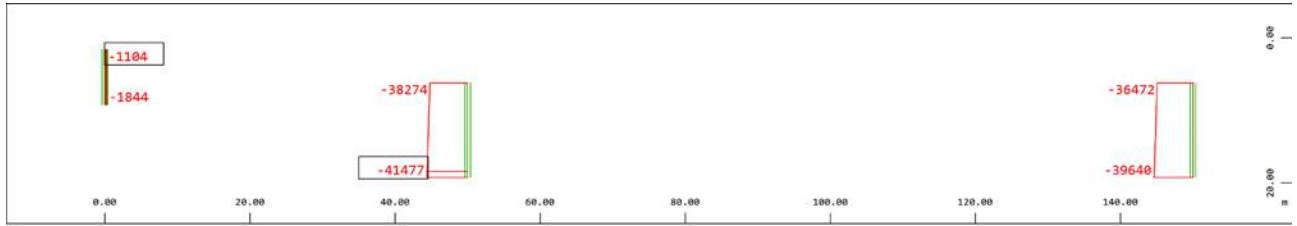


Prekladna konstrukcija – Gerberjev nosilec $N / V_z / M_y$



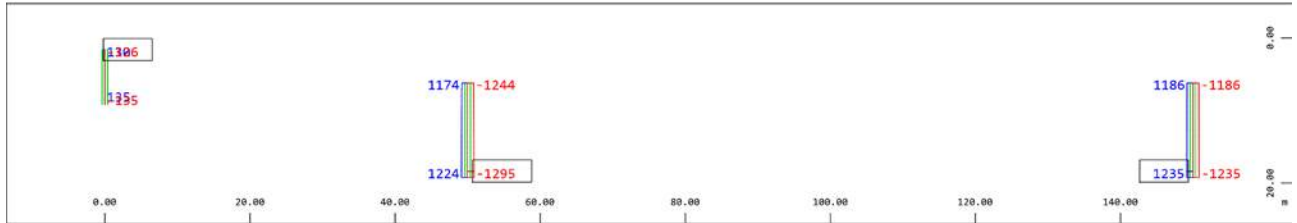
Podporna konstrukcija

N / Vz / My / Vy / Mz



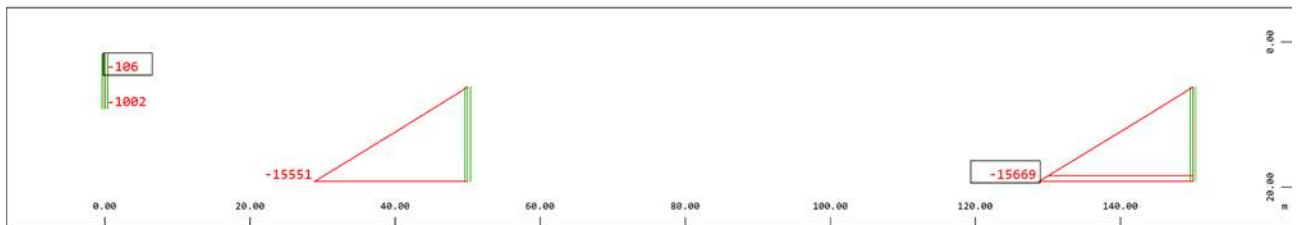
Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 9802 MIN-N BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 50000. kN (Min=-41477.) (Max=-1104.)

M 1 : 679



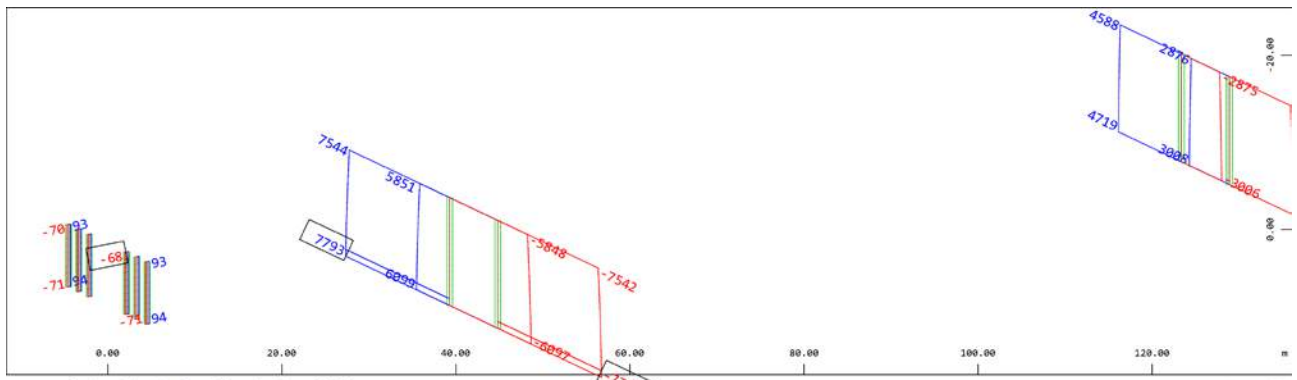
Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 9805 MAX-VZ BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Max=1235.)
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 9806 MIN-VZ BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 10000. kN (Min=-1295.) (Max=-125.8)

M 1 : 679



Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 9808 MIN-MY BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 5000. kNm (Min=-15669.) (Max=-2.0186e-07)

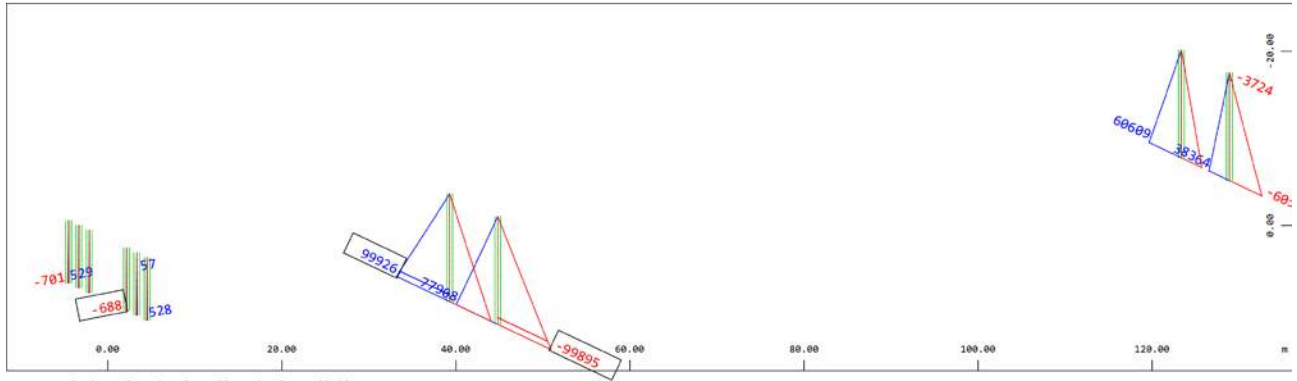
M 1 : 679



Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 9803 MAX-VY BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 2000. kN (Max=7793.)
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 9804 MIN-VY BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 2000. kN (Min=-7791.) (Max=-68.4)

M 1 : 566

X * 0.857
 Y * 0.599
 Z * 0.952



Sector of system Beam Elements Group 12 22
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9809 MAX-MZ BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 50000. kNm (Max=99926.)
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9810 MIN-MZ BEAM Ovoj , 1 cm 3D = 50000. kNm (Min=-99895.) (Max= 5.6124e-05)

M 1 : 566

X * 0.857
 Y * 0.599
 Z * 0.952

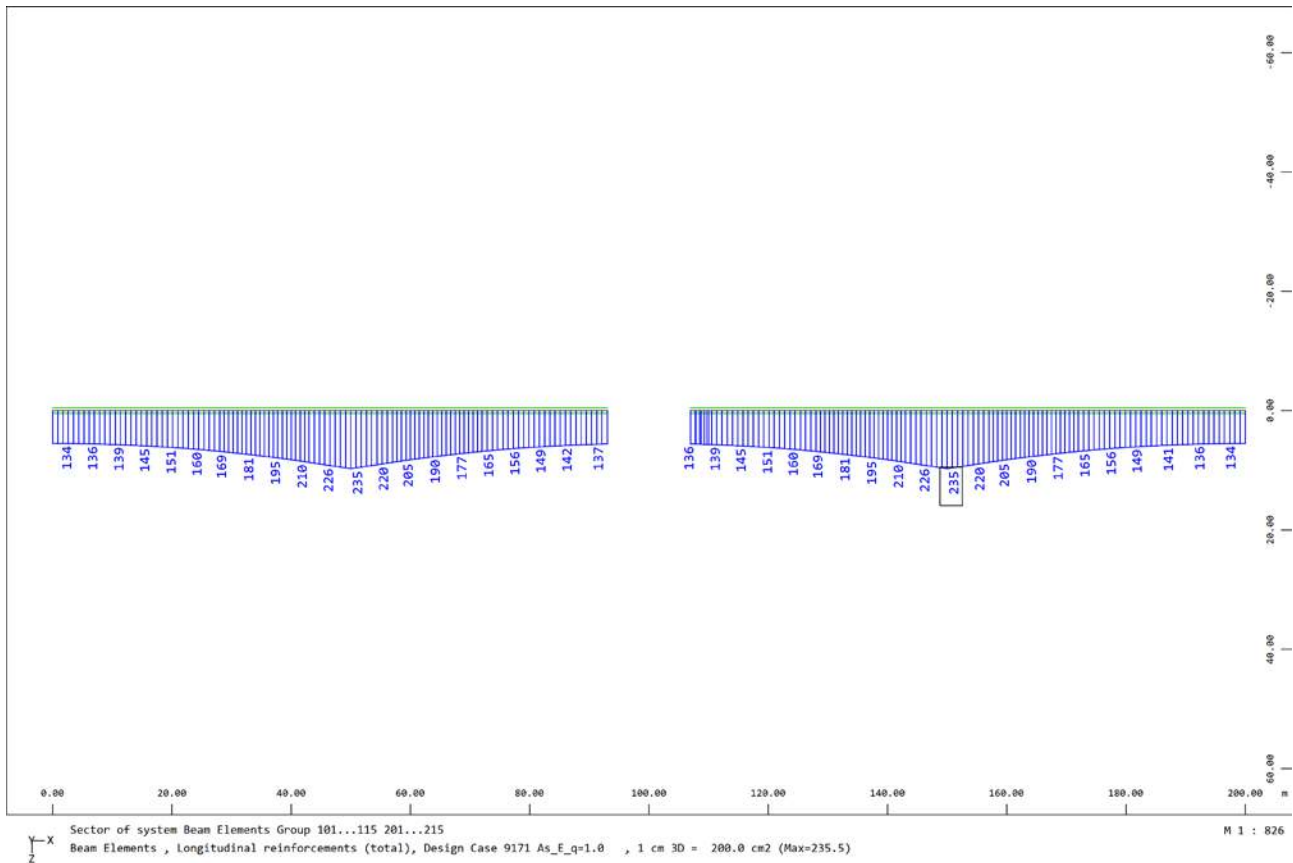
3. KONTROLA VOZIŠČNIH KONSTRUKCIJ

Že predhodno je bilo dokazano, da je potrebna zamenjava vmesnega dela prekladne konstrukcije, tako imenovanega Gerberjevega nosilca. Zaradi tega kontrola le tega na potresno obremenitev v nadaljevanju ni izvedena.

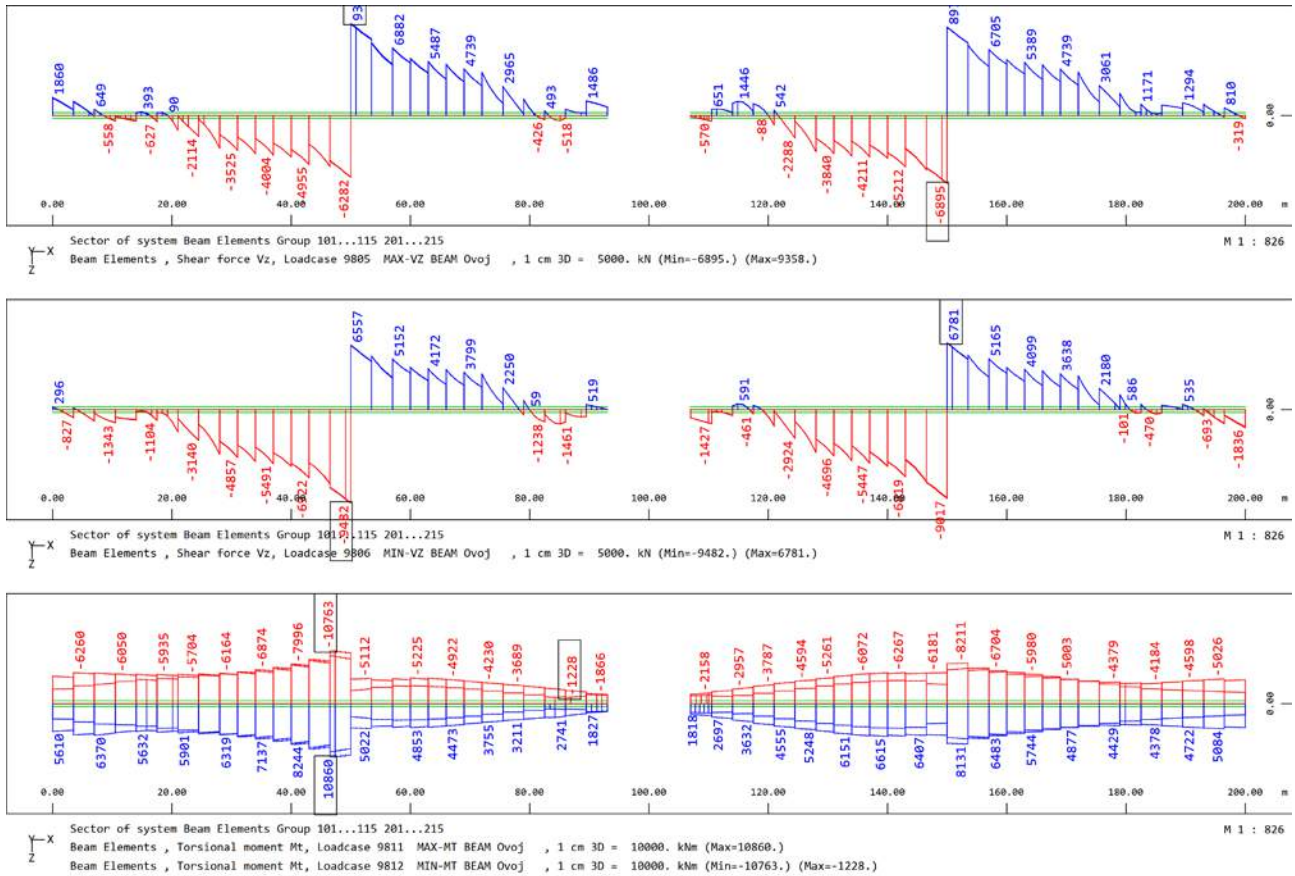
Obremenitve na konzolnem delu smo mnogo manjše kot pri osnovni obtežni kombinaciji po MSN, kar je razvidno iz sheme v nadaljevanju, ki izkazuje, da ni potrebnega povečanja minimalne armatura.

Kontrola upogiba

Konzolni del



Kontrola striga



Analiza je bila narejena ob upoštevanju prometne sheme BK60 ter polnem vplivu kablov predpostavka a). Preostale predpostavke so enake kot pri izračunu striga glede na osnovno obtežno kombinacijo po MSN. Upoštevale so se tudi karakteristike betona dokazane s preizkusi C45/55.

Prez nad rečnim stebrom

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V _Z [kN]	V _{Z,nosilec} [kN]	M _t [kN]
BK60	V _{Z,max.} / V _{Z,min.}	9482	3160	6883
	V _{Z,max.red.} / V _{Z,min.red.}	6283	2094	6126
	M _{T,max.} / M _{T,min.}	6555	2185	10463
	M _{T,max.red.} / M _{T,min.red.}	4051	1350	9114

V_{Z,max.} / V_{Z,min.}

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Prečni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,i} 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c 3,61 [m ²]	Površina	A _k 37,86 [m ²]
Statična visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} 23,1 [cm ²]
		f _i = 0,0007	Prednapeti element <input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -101273 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 3160 [kN]
Torsion	T _{Ed} 6883 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} 1,25

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	2805 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	10220 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	3,23

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm
t _{ti}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	81 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	53,32

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,31 + 0,02 < 1,0$$

$$0,33 < 1,0$$

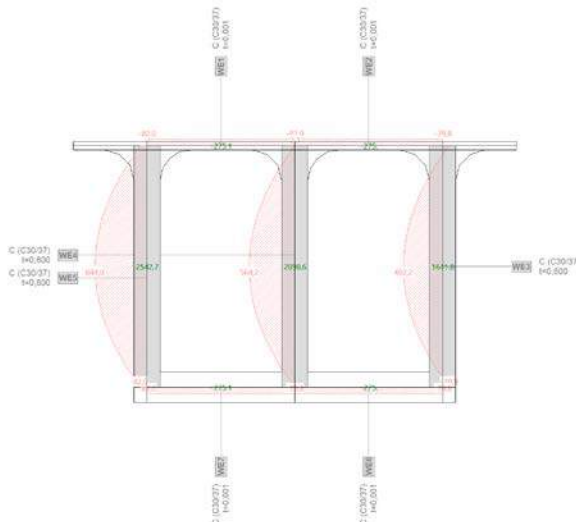
Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzd. arm
Prečni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,i} 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c 3,61 [m ²]	Površina	A _k 37,86 [m ²]
Statična visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	cot Q 2,50 Samod. <input checked="" type="checkbox"/>
		Q 21,8	Q 21,8
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} 23,1 [cm ²]
		f _i = 0,0007	Prednapeti element <input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -101273 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 2094 [kN]
Torsion	T _{Ed} 6126 [kNm]	Koef. varnosti	g _{Bd} 1,25
Rezultati - Strig			
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	2805 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	10220 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	4,88	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	409,50 cm	
f _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
A _{s,min}	Prez minimalne armature	13,42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prez maksimalne armature	180,35 cm ² /m	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b × h)	580 kN/m ²	
V _{Rd,ct}		777 kN/m ²	
V _{Rd,max}		2829 kN/m ²	
t _{Ed} < t _{Rd,ct}			
Rezultati - Torzija			
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm	
t _{ti}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	72 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	59,91	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60,00 cm	
A _{sw}	Računsko potrebna armatura	1,55 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
0,75 + 0,04 < 1,0			
0,79 < 1,0			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature:

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,79 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 2543 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 2805 \text{ kN}$$

$$M_{t,max.} / M_{t,min.}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c 3,61 [m ²]	Površina	A _k 37,86 [m ²]
Statična visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} 23,1 [cm ²]
r _i = 0,0007 Prednapeti element <input type="checkbox"/>			
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -101273 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 2185 [kN]
Torsion	T _{Ed} 10463 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} 1,25

V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	2805 kN
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	10220 kN
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	4.68

T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	123 kN/m ²
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	35.08

Kombinacija striga in torzije

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$$

$$0.78 + 0.07 < 1.0$$

$$0.85 < 1.0$$

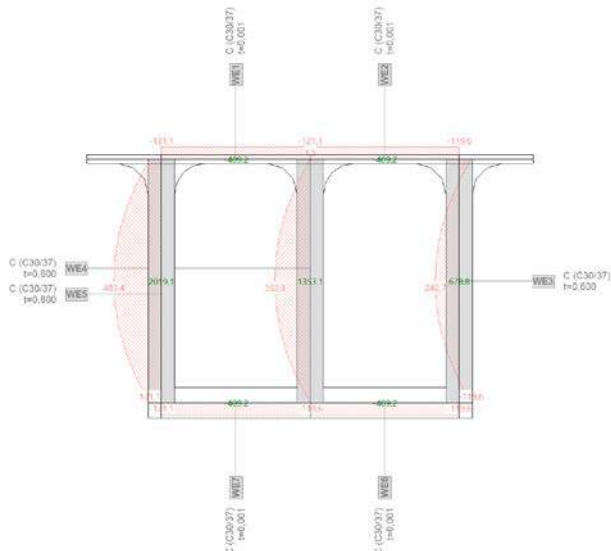
Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Strig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
Precni prerez			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z 4,92 [m]
Visina	h 6,02 [m]	Debelina stene	t _{ef,j} 0,6 [m]
Površina bet. prereza	A _c 3,61 [m ²]	Površina	A _k 37,86 [m ²]
Statična visina	d 5,46 [m]	Obseg ploskve	u _k 24,73 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient	a _c 0,85	cot Q 2,50	=> cot Q 2,50 Samod.
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A _{sl} 23,1 [cm ²]
r _i = 0,0007 Prednapeti element <input type="checkbox"/>			
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N _{Ed} -101273 [kN]	Precna sila	V _{Ed} 1350 [kN]
Torsion	T _{Ed} 9114 [kNm]	Koef. varnosti	γ _{Bd} 1,25
Rezultat - Strig			
V _{Rd,c}	Nosilnost preseka brez strižne armature	2805 kN	
V _{Rd,max}	Nosilnost armiranega prečnega prereza	10220 kN	
t _{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
V _{Rd,max} / V _{Ed}	Relativna varnost	7.57	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	409.50 cm	
r _{w,min}	Minimalni odstotek armiranja	0.22 %	
A _{s,min}	Prezrač minimalne armature	13.42 cm ² /m	
A _{s,max}	Prezrač maksimalne armature	180.35 cm ² /m	
A _{sw}	Računska potrebna armatura	13.42 cm ² /m	
V _{Ed}	V _{Ed} / (b x h)	374 kN/m ²	
V _{Ed,ct}		777 kN/m ²	
V _{Rd,max}		2829 kN/m ²	
t _{Ed}	t _{Ed} < t _{Rd,ct}		
Rezultat - Torzija			
T _{Rd,c}	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	150210 kNm	
T _{Rd,max}	Projektna odpornost torzijskega momenta	367006 kNm	
t _{t,i}	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	107 kN/m ²	
T _{Rd,max} / T _{Ed}	Relativna varnost	40.27	
S _{w,max}	Maksimalni razmak stremen	60.00 cm	
A _{sw}	Računska potrebna armatura	2.31 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$			
$0.48 + 0.06 < 1.0$			
$0.54 < 1.0$			

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,54 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 2020 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 2805 \text{ kN}$$

Prerez na koncu konzole

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
BK60	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	1860	620	2756
	$V_{z,max.red.} / V_{z,min.red}$	1265	422	2730
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	1575	525	5610
	$M_{T,max.red.} / M_{T,min.red}$	1023	341	5526

$$V_{z,max.} / V_{z,min.}$$

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki		Rezultati - Strig		Rezultati - Torzija		Rezultati - Vzd. arm	
Precni prerez							
Sirina	b	0,6 [m]	Rocica notranjih sil	z	1,39 [m]		
Visina	h	1,6 [m]	Debelina stene	$t_{ef,j}$	0,6 [m]		
Povrsina bet. prereza	A_c	0,94 [m ²]	Povrsina	A_k	9,94 [m ²]		
Staticna visina	d	1,54 [m]	Obseg ploskve	A_k	16,52 [m]		
Beton							
Kvaliteta betona	C45/55		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.				
Koeficient	a_c	0,85	$\cot Q$	2,50	\Rightarrow	$\cot Q$	2,50 Samod.
			Q	21,8	\Rightarrow	Q	21,8
Armatura							
Kvaliteta armature	S 240		Povrsina vzdolžne arm.	A_{sl}	23,1 [cm ²]		
		$f_t = 0.0025$	Prednapeti element		<input type="checkbox"/>		
Obremenitev prereza							
Oсна sila	N_{Ed}	-17238 [kN]	Precna sila	V_{Ed}	620 [kN]		
Torsion	T_{Ed}	275 [kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1,25		

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	841 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	2887 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	4.66

$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	51619 kNm
$t_{t,j}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	231 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	18.73

Kombinacija striga in torzije

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1.0$$

$$0.74 + 0.13 < 1.0$$

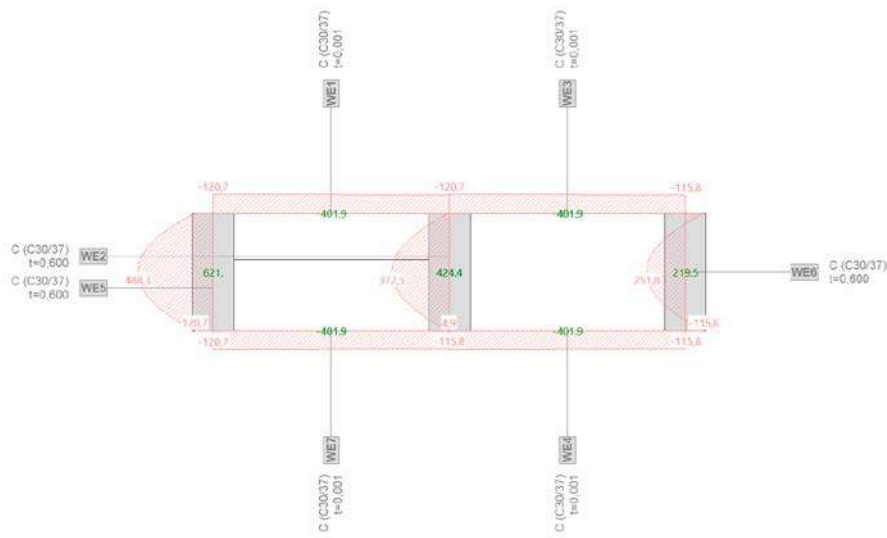
$$0.87 < 1.0$$

Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. arm	Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. arm	Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. arm				
Prečni presek Širina b 0.5 [m] Roccica notranjih sil z 1.39 [m] Visina h 1.6 [m] Debelina stene t _{ed} 0.6 [m] Ploščina bet. prereza A _c 0.94 [m ²] Ploščina A _k 9.94 [m ²] Stativna visina d 1.54 [m] Obseg ploskve A _k u _k 16.52 [m]				Beton Kvaliteta betona C45/55 Koeficient α _c 0.85 Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem. cot Q 2.50 cot Q 2.50 Smerod. Q 21.8 Q 21.8				Armatura Kvaliteta armature S 240 Ploščina vzdolžne arm. A _d 23.1 [cm ²] f _l = 0.0025 Prednapeti element <input type="checkbox"/>				Obremenitev prereza Osnova sila N _{Ed} -17238 [kN] Precna sila V _{Ed} 422 [kN] Torsion T _{Ed} 2734 [kNm] Koef. varnosti γ _d 1.25			
Podatki V _{Rd,c} Nosilnost preseka brez odrižne armature 841 kN V _{Rd,max} Nosilnost armiranega prečnega prereza 2887 kN t _{rd} Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti 443 kN/m ² V _{Rd,max} / V _{Ed} Relativna varnost 6.84				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 115.50 cm r _{w,min} Minimalni odstotek armiranja 0.22 % A _{s,min} Prezrač minimalne armature 13.42 cm ² /m A _{s,max} Prezrač maksimalne armature 180.35 cm ² /m A _{s,sw} Računsko potrebna armatura 13.42 cm ² /m				Podatki T _{Rd,c} Torzijska odpornost prereza brez odrižne armature 21127 kNm T _{Rd,max} Projektna odpornost torzijskega momenta 51619 kNm t _{lj} Stružna napetost v steni prereza zaradi torzije 229 kN/m ² T _{Rd,max} / T _{Ed} Relativna varnost 18.91							
Podatki V _{Ed} V _{Ed} / (b x h) 440 kN/m ² V _{Rd,ct} 876 kN/m ² V _{Rd,max} 3008 kN/m ² t _{Ed} < t _{Rd,ct}				Podatki S _{w,max} Maksimalni razmak stremen 60.00 cm A _{s,sw} Računsko potrebna armatura 2.63 cm ² /m				Kombinacija striga in torzije $V_{Ed} / V_{Rd,c} + t_{Ed} / t_{Rd,c} \leq 1.0$ $0.50 + 0.13 < 1.0$ $0.63 < 1.0$							

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} = 0,63 \leq 1,0$$

Kontrola s pomočjo programa Fagus:



$$V_{Ed,max} = 621 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 841 \text{ kN}$$

$M_{T,max} / M_{T,min}$.

Kontrola tlačne diagonale:

Podatki	Rezultat - Stig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
Precni prezek			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,i}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a_c	0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod.
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl}	23,1 [cm ²]
$f_t = 0,0025$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -17238 [kN]	Precna sila V_{Ed}	525 [kN]
Torsion	T_{Ed} 5614 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd}	1,25

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	841 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	2887 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	5,50

$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	51619 kNm
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	470 kN/m ²
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	9,20

Kombinacija striga in torzije

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

$$0,62 + 0,27 < 1,0$$

$$0,89 < 1,0$$

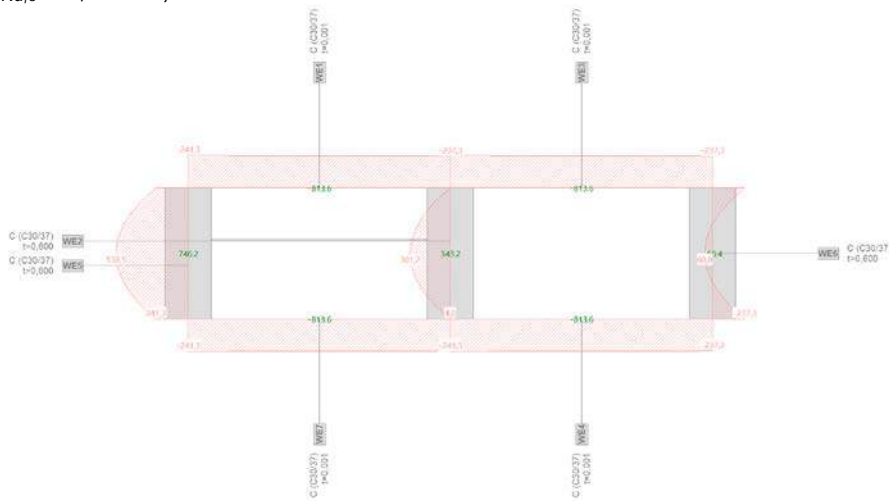
Kontrola potrebne armature:

Podatki	Rezultat - Stig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
Precni prezek			
Sirina	b 0,6 [m]	Rocica notranjih sil z 1,39 [m]	
Visina	h 1,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,i}$ 0,6 [m]	
Povrsina bet. prereza A_c	0,94 [m ²]	Povrsina A_k 9,94 [m ²]	
Staticna visina	d 1,54 [m]	Obseg ploskve A_k	u_k 16,52 [m]
Beton			
Kvaliteta betona	C45/55	Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Koeficient a_c	0,85	$\cot Q$ 2,50	$\cot Q$ 2,50 Samod.
		Q 21,8	Q 21,8 <input checked="" type="checkbox"/>
Armatura			
Kvaliteta armature	S 240	Povrsina vzdolžne arm. A_{sl}	23,1 [cm ²]
$f_t = 0,0025$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Obremenitev prereza			
Oсна sila	N_{Ed} -17238 [kN]	Precna sila V_{Ed}	341 [kN]
Torsion	T_{Ed} 5592 [kNm]	Koef. varnosti γ_{Bd}	1,25

Podatki	Rezultat - Stig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	841 kN	
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	2887 kN	
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	443 kN/m ²	
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	8,47	
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	115,50 cm	
$f_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0,22 %	
$A_{s,min}$	Prezrač minimalne armature	13,42 cm ² /m	
$A_{s,max}$	Prezrač maksimalne armature	180,35 cm ² /m	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	13,42 cm ² /m	
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$	355 kN/m ²	
$V_{Rd,c,t}$		876 kN/m ²	
$V_{Rd,max}$		3009 kN/m ²	
$t_{Ed} < t_{Rd,c,t}$			

Podatki	Rezultat - Stig	Rezultat - Torzija	Rezultat - Vzd. arm
$T_{Rd,c}$	Torzijska odpornost prereza brez strižne armature	21127 kNm	
$T_{Rd,max}$	Projektna odpornost torzijskega momenta	51619 kNm	
$t_{t,i}$	Strižna napetost v steni prereza zaradi torzije	466 kN/m ²	
$T_{Rd,max} / T_{Ed}$	Relativna varnost	9,28	
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	80,00 cm	
$A_{s,w}$	Računsko potrebna armatura	5,36 cm ² /m	
Kombinacija striga in torzije			
$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} \leq 1,0$			
$0,41 + 0,26 < 1,0$			
$0,67 < 1,0$			

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 0,67 \leq 1,0$$



$$V_{Ed,max} = 747 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 841 \text{ kN}$$

Prerez v polju (maks.armatura določena s Sofistikom)

Analiza v polju ni izkazovala niti ustrežne varnosti pri obtežbah s 40 tonskim vozilom, kot tudi ne s shemami po LM4. Zato je v nadaljevanju izvedena kontrola ob upoštevanju betona C45/55 ter sheme BK60.

Merodajne kombinacije:

Predpostavka	Kombinacija	V_z [kN]	$V_{z,nosilec}$ [kN]	M_t [kN]
BK60	$V_{z,max.} / V_{z,min.}$	4379	1459	1326
	$M_{T,max.} / M_{T,min.}$	4007	1335	4342

$$V_{Rd,c} = 3847 \text{ kN (poglavje C 2.1)}$$

$$V_{z,max.} / V_{z,min.}$$

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 1,25 \times 1459 / 3847 + 0,03 = 0,51 \leq 1,00$$

$$M_{t,max.} / M_{t,min.}$$

Kontrola izkoriščenosti prereza brez armature (upoštevamo zgoraj izračunano nosilnost prereza brez armature):

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} + T_{Ed} / T_{Rd,c} = 1,25 \times 1335 / 3847 + 0,10 = 0,54 \leq 1,00$$

Ultimate strength analysis Cross section (column): STEBER OS E

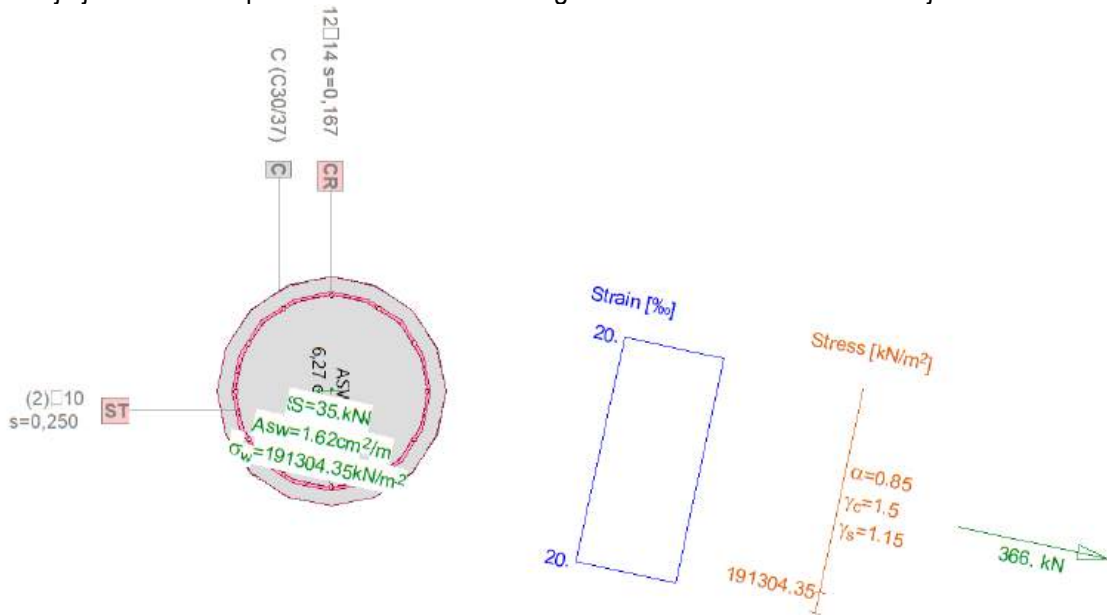
Action forces / Efficiency: $eff(M,N)=1.48$ not OK

Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS			
No.	AP	P	N	M_y	M_z	$eff(M,N)$	V_y	V_z	T	$eff(V,T)$	$eff(M,N,V,T)$
[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]		
1	!ULS		-672,0	88,0	456,0	1,48					

Nosilnost prereza je presežena.

Strižna armatura

V nadaljevanju je izračunana potrebna strižna armatura glede na maksimalno kombinacijo.



Transverse reinforcement

C30/37;S220 $A_k = 0.2165 [m^2]$ $u_k = 1.649 [m]$ $t_{ef} = 0.175 [m]$ Values from entire cross section

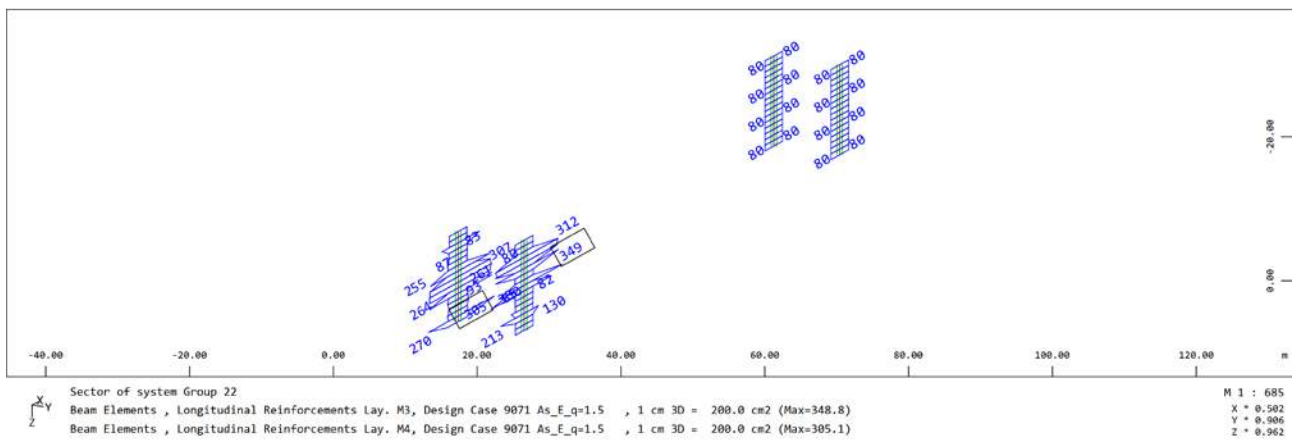
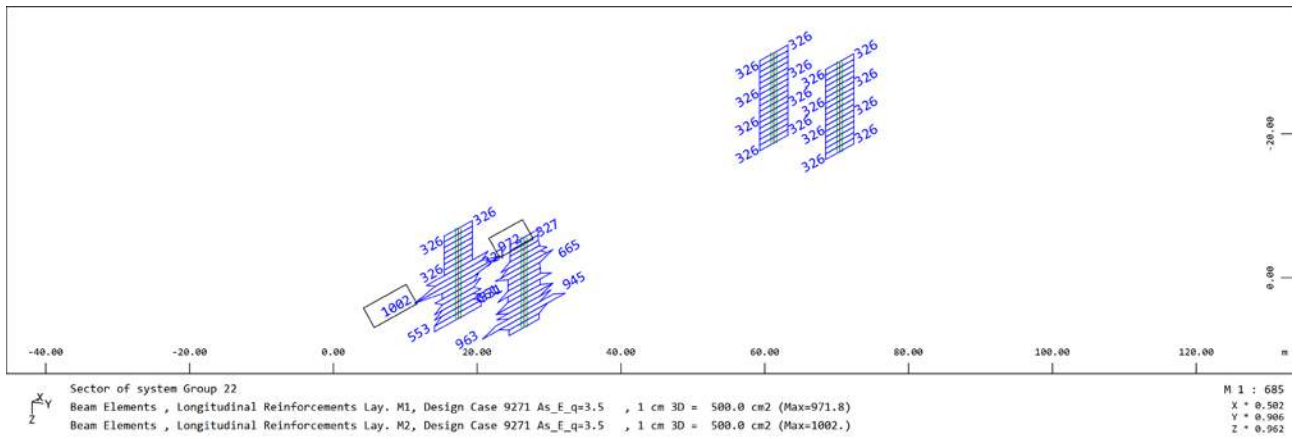
Nr.	Name	V_d	b_w	z	θ	$a_{sw,min}$	eff_c	req $A_{sl/2}$	req a_{sw}	selected	a_{sw}
[kN]	[m]	[m]		[cm²/m]		[cm²]	[cm²/m]		[cm²/m]		
1	SWZ	135.	0.532	0.455	22.	10.6	0.13	8.73	6.27	(2)A10 s=0.25	6.27
1	SWY	35.	0.532	0.455	22.	10.6	0.03	2.26	1.62	(2)A10 s=0.25	6.27

- V_d : Shear wall forces (Force / Torsion)
- b_w : Eff. width of shear wall
- z : Internal lever arm (Height of shear wall)
- req $A_{sl/2}$: Required long. reinforcement for each stringer (due to V,T)
- req a_{sw} : Required stirrup area/unit length

Vgajena je armatura $\Phi 8/25=4,0 \text{ cm}^2$ ter je manjša od potrebne računске.

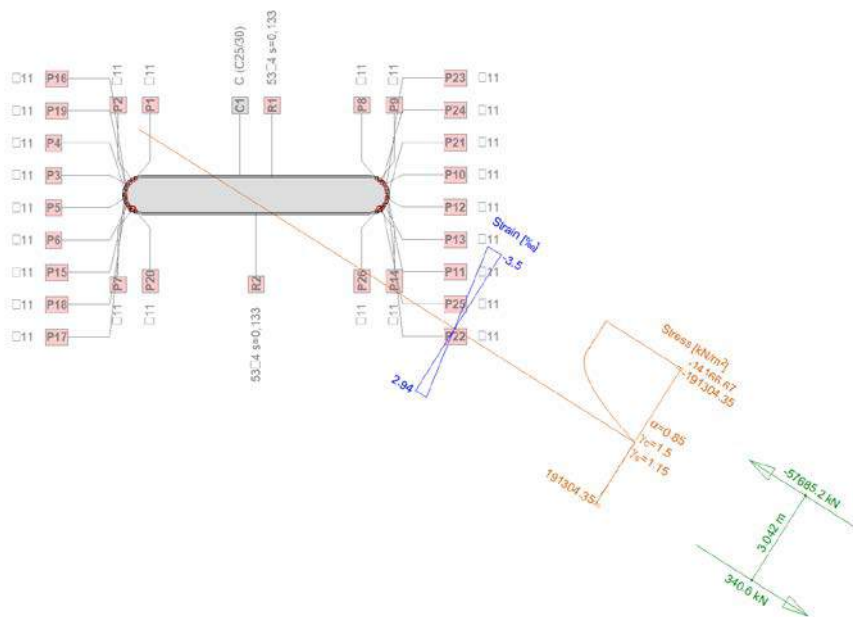
Vmesni rečni steber

Vzdolžna/vertikalna armatura



Kontrola je bila izvedena tudi za merodajni kombinacija s pomočjo vgrajene armature v programu Fagus.

Merodajna kombinacija	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	i
M _{y,max}	-33110	1885	71683	0,58



Ultimate strength analysis Cross section (Girder): STEBER VMESNI

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.58$ OK

No.	Bending and axial force			Shear forces and torsion			V_y [-]	Complete CS		$\text{eff}(V,T)$	$\text{eff}(M,N,V,T)$
	AP [kNm]	P [kNm]	N [-]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [kNm]		V_z [-]	T		
1	!ULS		-33110,0	1885,0	71683,0	0,58					

Nosilnost prereza je ob vgrajeni armaturi ustrezna.

Strižna armatura

Vzdolžna smer

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. am
Precni prerez			
Sirina	b	6,9 [m]	Rocica notranjih sil z
Visina	h	1,2 [m]	Debelina stene $t_{ef,i}$
Površina bet. prereza	A_c	8,28 [m ²]	Površina A_k
Statična visina	d	1,14 [m]	Obseg ploskve A_k u_k
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Kvaliteta betona	C25/30	cot Q	2,50
Koeficient	a_c	0,85	Q
Armatura		Obremenitev prereza	
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A_{sl}
$r_l = 0,0006$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Oсна sila	N_{Ed}	-33143 [kN]	Precna sila
Torsion	T_{Ed}		V_{Ed}
			129,5 [kN]
			Koef. varnosti
			γ_{Bd}
			1,25

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. am
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature		4536 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza		14857 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti		299 kN/m ²
$V_{Rd,max}/V_{Ed}$	Relativna varnost		11,47
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen		85,50 cm
$r_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja		0,17 %
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature		115,00 cm ² /m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature		1264,64 cm ² /m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura		115,00 cm ² /m
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$		156 kN/m ²
$V_{Rd,ct}$			548 kN/m ²
$V_{Rd,max}$			1794 kN/m ²
$t_{Ed} < t_{Rd,ct}$			

Prečna smer

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. am
Precni prerez			
Sirina	b	1,2 [m]	Rocica notranjih sil z
Visina	h	6,6 [m]	Debelina stene $t_{ef,i}$
Površina bet. prereza	A_c	8,28 [m ²]	Površina A_k
Statična visina	d	6,85 [m]	Obseg ploskve A_k u_k
Beton		Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.	
Kvaliteta betona	C25/30	cot Q	2,50
Koeficient	a_c	0,85	Q
Armatura		Obremenitev prereza	
Kvaliteta armature	S 240	Površina vzdolžne arm.	A_{sl}
$r_l = 0,0006$		Prednapeti element	<input type="checkbox"/>
Oсна sila	N_{Ed}	-28813 [kN]	Precna sila
Torsion	T_{Ed}		V_{Ed}
			7793 [kN]
			Koef. varnosti
			γ_{Bd}
			1,25

Podatki	Rezultati - Strig	Rezultati - Torzija	Rezultati - Vzdl. am
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature		4253 kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza		15453 kN
t_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti		299 kN/m ²
$V_{Rd,max}/V_{Ed}$	Relativna varnost		1,98
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen		513,75 cm
$r_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja		0,17 %
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature		20,00 cm ² /m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature		219,94 cm ² /m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura		30,62 cm ² /m
V_{Ed}	$V_{Ed} / (b \times h)$		984 kN/m ²
$V_{Rd,ct}$			537 kN/m ²
$V_{Rd,max}$			1951 kN/m ²
$V_{Rd,ct} < V_{Ed} < V_{Rd,max}$			

Nosilnost prereza brez armature je manjša, kot so projektne obremenitve.

4.2. Temelji

Kot je razvidno iz poglavja C.6 so napetosti v primeru osnovne obtežne kombinacije po MSN večja kot pri potresni obtežni kombinaciji, ki za kontrolo temeljev ni merodajna.

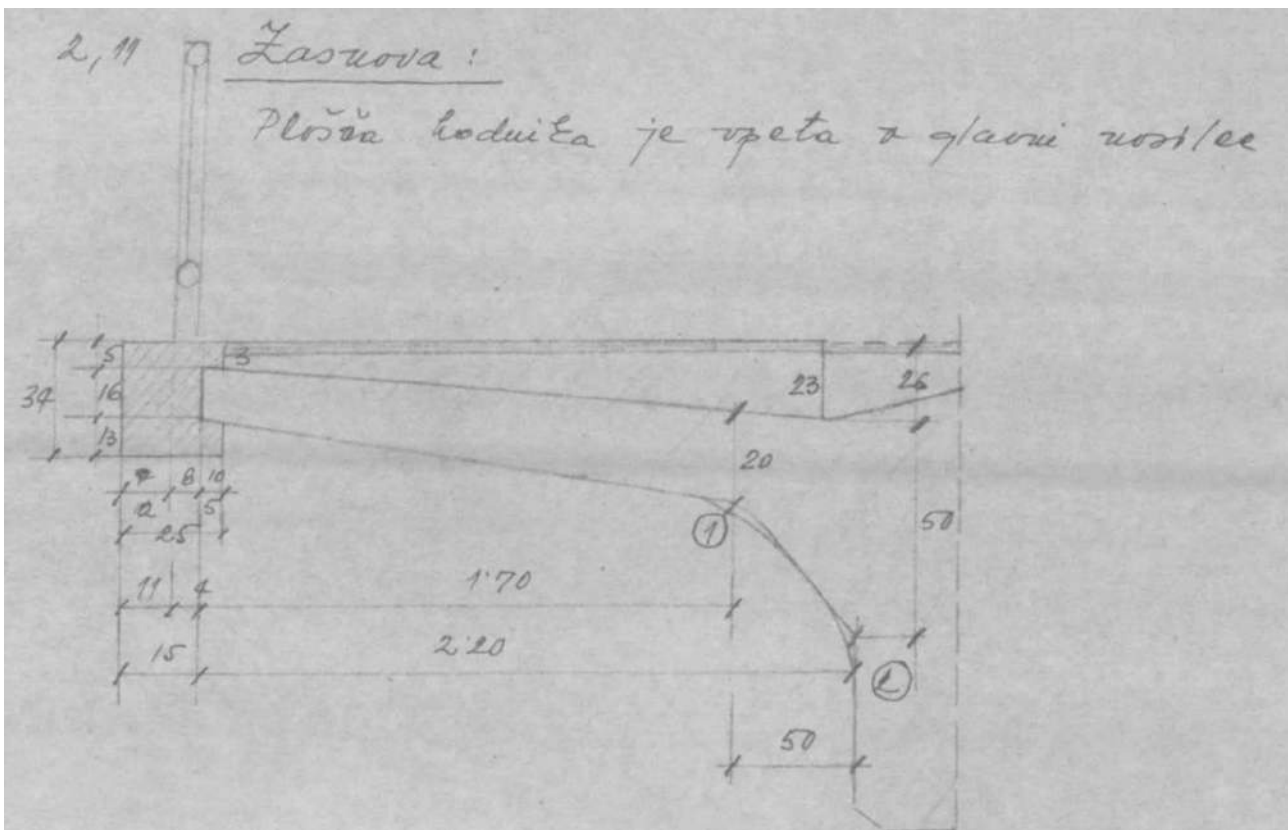
E. KONTROLA PREČNE SMERI

V nadaljevanju poročila je izvedena dodatna kontrola prečne smeri. Kontrola prečne smeri je narejena na enakih predpostavkah, kot je bila v dokumentu - Statično dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI – kontrolni račun, Ponting d.o.o., št.načrta 586-2, maj 2022.

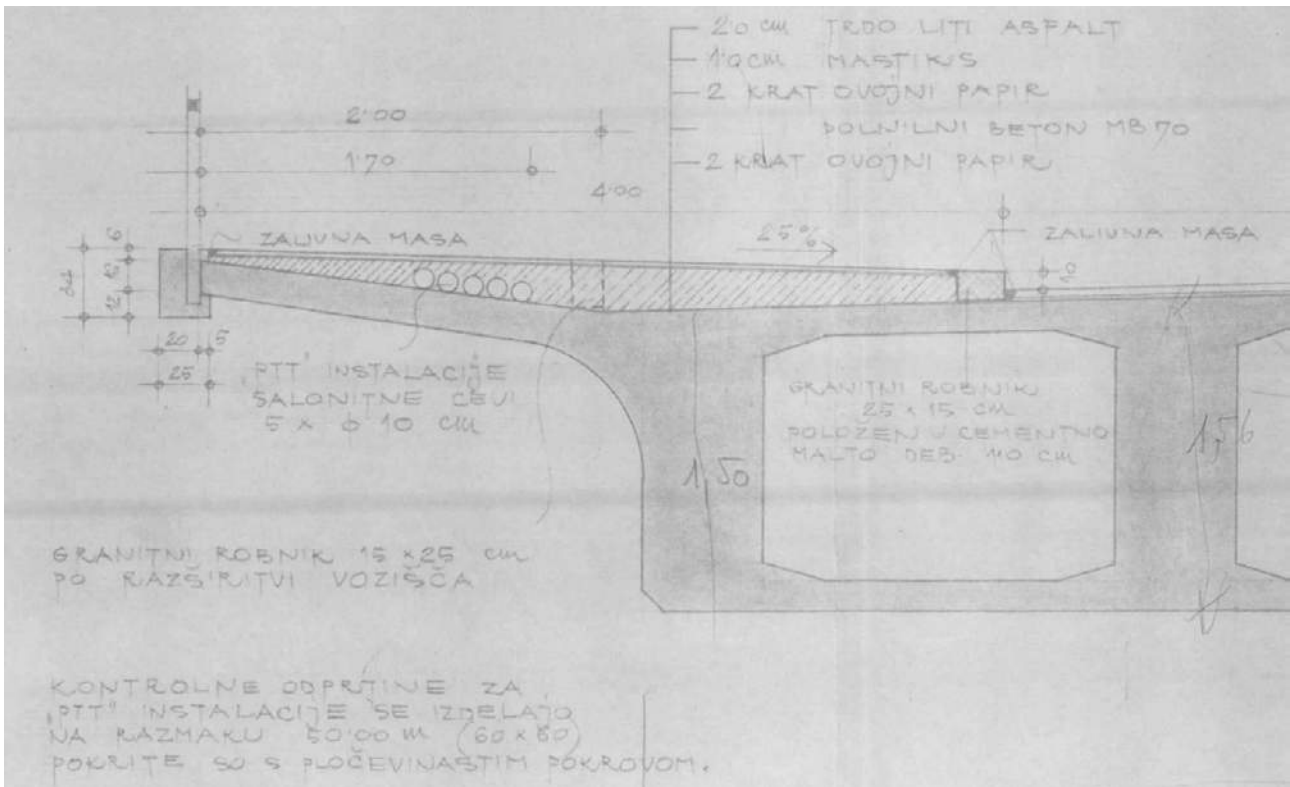
1. KONZOLA

1.1. Splošno

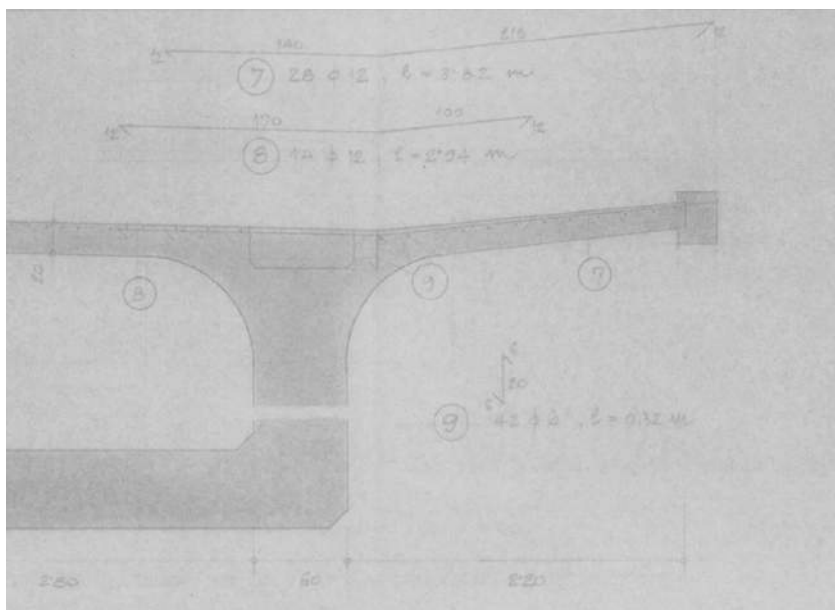
V osnovi (1963) je konzola prekladne konstrukcije 16 - 20 cm debela AB plošča dolžine 188 cm, merjeno do skrajnega zunanega roba AB konstrukcije (robni venec). Konzola je preko opažne zaokrožitve $R = 70$ cm vpeta v prekladno konstrukcijo, ki jo na obravnavanem delu predstavljata prednapet škatlast nosilec. Konzola je po zunanem robu ojačana z AB robnim vencem B/H = 25/34 cm. Konzola je enako kot prekladna konstrukcija izvedena iz betona MB 300. Osnovna nadgradnja hodnika nad konzolo je izvedena iz polnilnega betona MB 70, pohodna površina pa iz trdo litega asfalta 2 cm na 1 cm bitumenskega mastiksa.



Shema iz osnovnega projekta



Shema iz osnovnega projekta

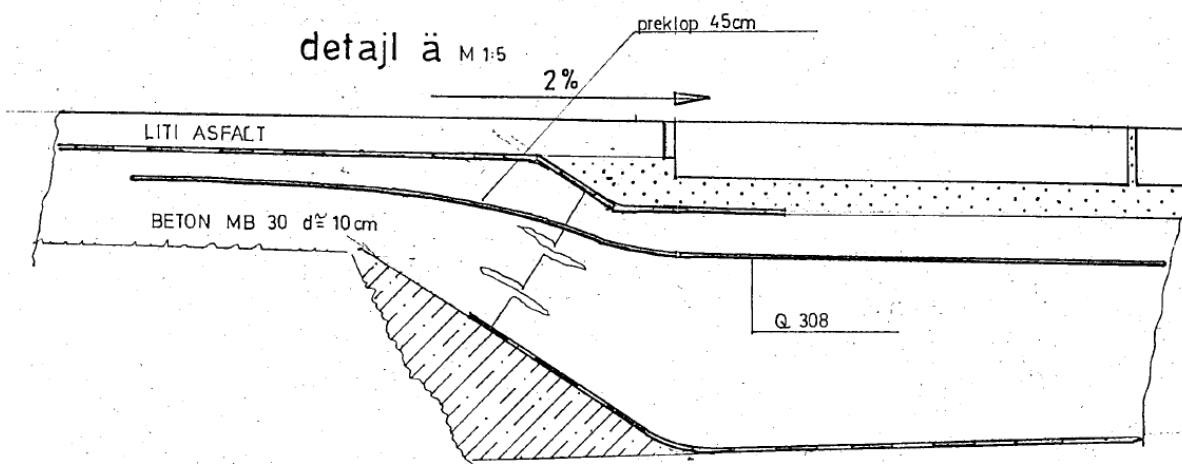
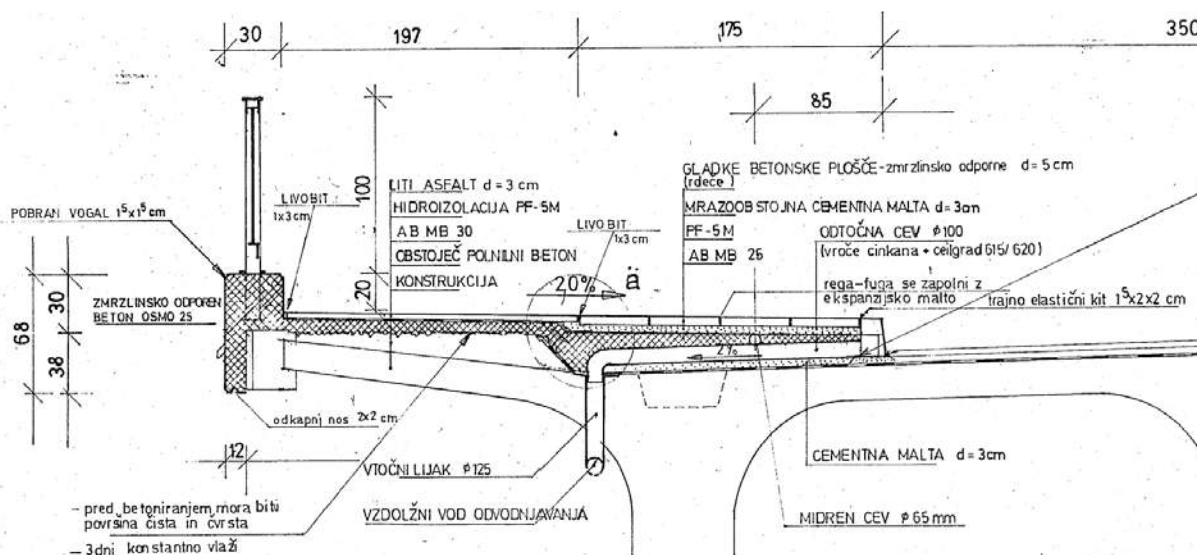
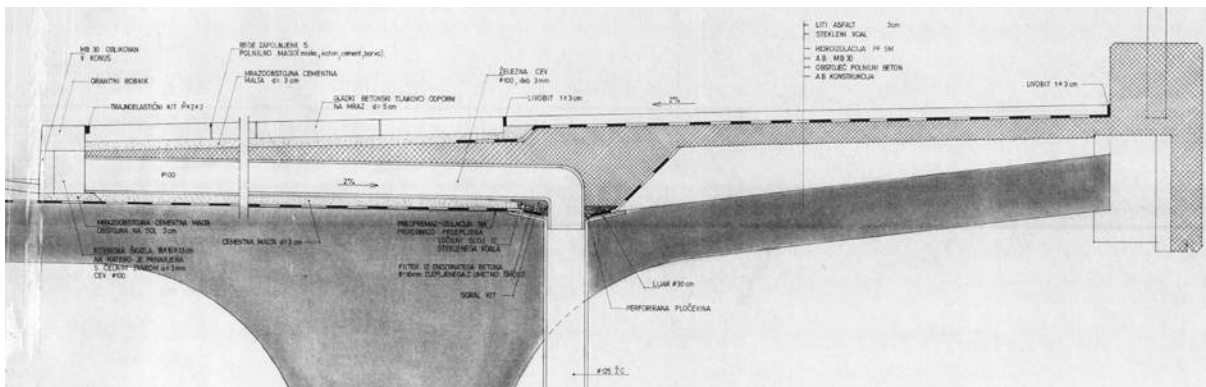


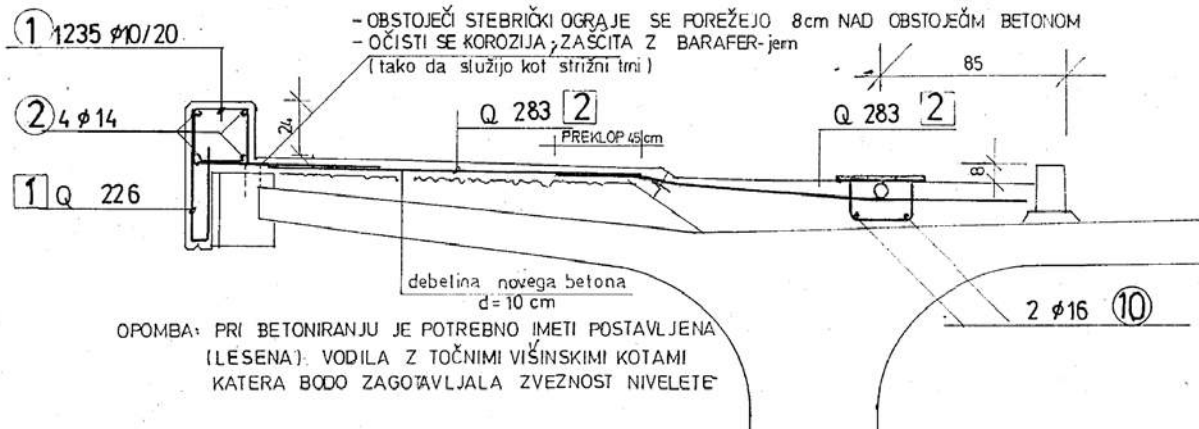
ŠL. NO.	POS.	Ø	L. (M)
1	8	Ø 12	3,82
2	8	Ø 12	2,94
3	8	Ø 12	10,45
4	8	Ø 12	5,13
5	8	Ø 12	2,94
6	8	Ø 12	2,94
7	12	Ø 12	10,45
8	12	Ø 12	3,82
9	8	Ø 12	2,94
10	8	Ø 12	10,45
11	8	Ø 12	10,45
12	8	Ø 12	14,18
13	8	Ø 12	27,18
14	8	Ø 12	20,45
15	8	Ø 12	11,18
16	10	Ø 12	10,45
17	10	Ø 12	10,45
18	8	Ø 12	10,45
19	10	Ø 12	10,45

Izvleček iz armaturnega načrta

Negativna armatura, vgrajena v konzole v kritičnem prerezu debeline 20 cm (na koncu zaokrožitve), je Ø12/12.5 cm. Kvaliteta vgrajene armature je Č.0300 ($R_v/R_m = 305/415 \text{ N/mm}^2 \dots$ ZRMK - 1991). V kontrolni analizi tako upoštevamo osnovno armaturo konzole kot gladko betonsko armaturo v kvaliteti GA 240/360.

Leta 1994 je bila na celotnem mostu izvedena sanacija voziščne konstrukcije in stranskih hodnikov - nadgradnja. Hodnikom za pešce, se je na račun zožanja cestišča, dodalo še kolesarske površine v širini 175 cm. Med cestišče in kolesarske površine se je vgradil visoki robnik, na zunanjem robu hodnika za pešce pa nadvišan robni venec z novo ograjo. V sklopu sanacije/rekonstrukcije vozišča se je ustrezno uredila tudi odvodnja objekta, kot je prikazano na spodnjih skicah.

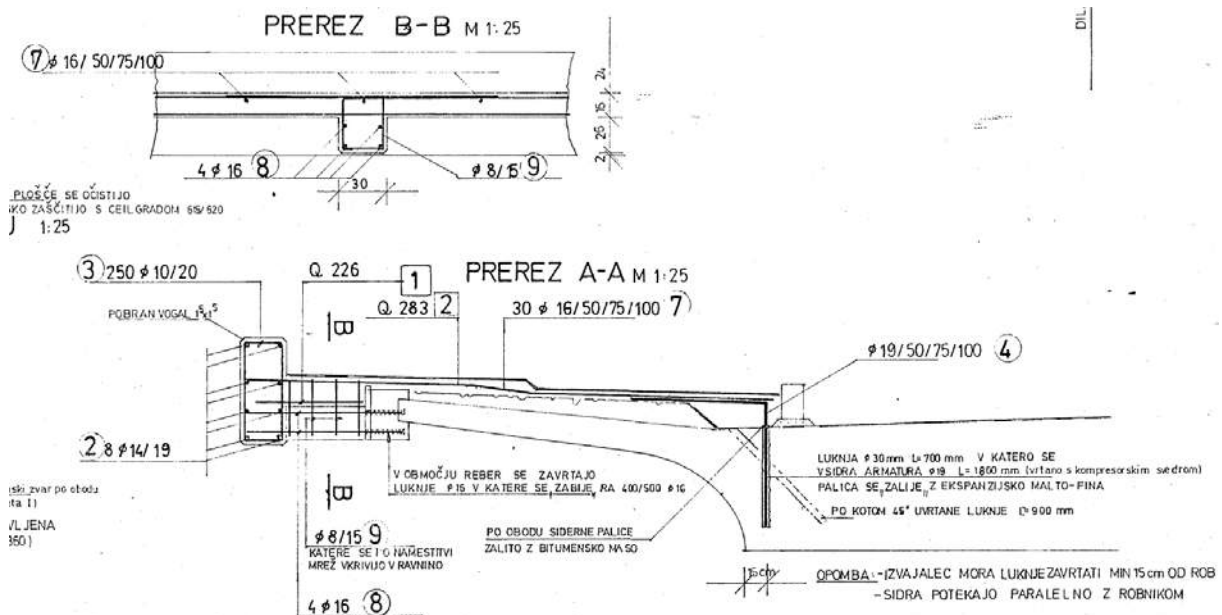




Izrez načrtov iz projekta sanacije (Gradis, 1994)

AB plošča novega hodnika je kontaktno zabetonirana na delno odstranjen in pohrapljan obstoječi polnilni beton MB 70, armirana z mrežno armaturo Q 283. Na zunanji strani je izveden nov AB robni venec dimenzij B/H = 30/68 cm, v katerega je sidrana nova ograja za pešce. Na strani PAB nosilca, je nadvišana AB plošča hodnika s prekladno konstrukcijo povezana preko konstruktivne armature Ø16 in armaturnih sider Ø19, na razmakih od 50 cm do 100 cm.

V kontrolni analizi lahko upoštevamo armaturo nadgradnje konzole kot rebrasto betonsko armaturo v kvaliteti RA 400/500-2 (Č.0551), oziroma armaturne mreže v kvaliteti MAG-500/560 (ČBM 50).

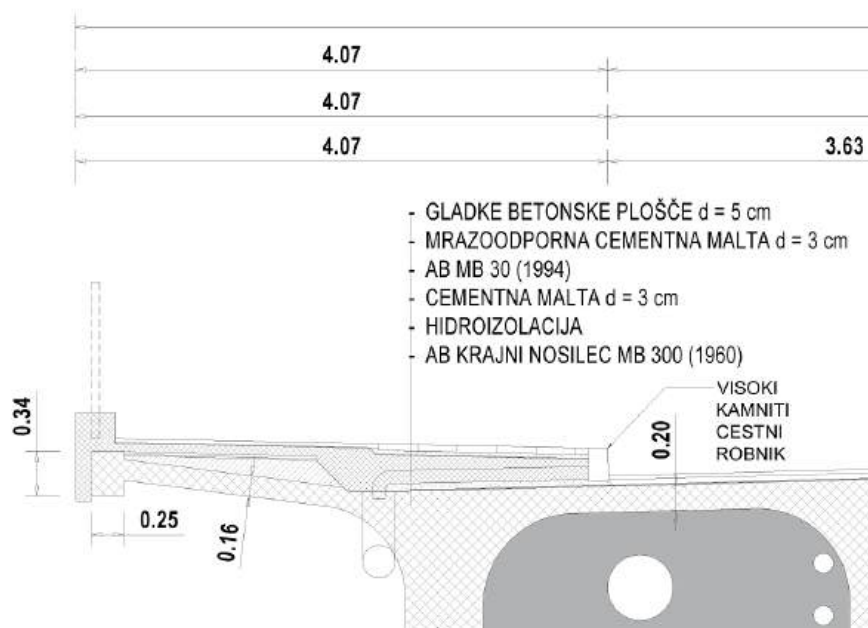


Izvleček iz armaturnih načrtov

Principelno je z osnovno konzolo celotna nadgradnja povezana preko trenja med kontaktno betoniranimi elementi ter tudi deloma s sidrno armaturo v plošči, oziroma robnem vencu osnovne prekladne konstrukcije (1960). Ker sovpreganje nadgradnje in osnovne konstrukcije ni zagotovljeno preko sidrne armature ali trnov, ampak se predpostavlja, kot indirektno preko trenja, smatramo da je potrebna tudi kontrola za primer, da to sovpreganje dejansko ni zagotovljeno in se nadgradnja obravnava izključno kot balast in ne kot del nosilne konstrukcije – primer 0.

V statični analizi prečne smeri konzolo obravnavamo v kritičnem prerezu na začetku zaokrožitve opaža, kjer je osnovna konzola najtanjša $d = 20$ cm:

- osnovni prerez prekladne konstrukcije ... sovpreganje izključno preko trenja brez sidrne armature ... nadgradnja kot balast – primer 0



1.2. Analiza obtežb

- Lastna teža/stalna teža

Teža osnovne konstrukcije (1963):

01	AB konstrukcija MB 300	$g_{01} = 25 \text{ kN/m}^3$
02	polnilni beton	$g_{02} = 25 \text{ kN/m}^3$

Teža nadgradnje (1994):

11	AB MB 30 nadvišanje hodnika	$g_{11} = 25 \text{ kN/m}^3$
12	mrazoodporna cementna malta	$g_{12} = 25 \text{ kN/m}^3$
13	gladke betonske plošče	$g_{13} = 25 \text{ kN/m}^3$
14	liti asfalt	$g_{14} = 24 \text{ kN/m}^3$
15	ograja	$g_{15} = 0.5 \text{ kN/m}^1$

- Prometna obtežba

Prometna obtežba pešcev (EN 1991-2; 5.3.2.1)

P1	$q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$... karakteristična obtežba
----	---

Vozilo na hodniku za pešce in kolesarski stezi (EN 1991-2; 4.7.3.1)

A1	$\alpha_{Q2} \times Q_{2k} = 0.8 \times 200 \text{ kN}$... kot nezgodna obtežba $\alpha_{Q2} = 0.8$...
----	---

Nalet vozila na robnik (EN 1991-2; 4.7.3.2)

A2	$F = 100 \text{ kN}$; $l = 0.50 \text{ m}$, $\Delta h = 0.05 \text{ m}$ (od vrha robnika) ... kot nezgodna obtežba
----	--

1.3. Kombinacije obtežb

Skladno s poglavjem 8.2 v sklopu delu A:Splošno, smo kot merodajne analizirali naslednje kombinacije obtežb:

Stalna in začasna projektna stanja:

K0	$1.0 \times (\sum 0i + \sum 1i)$
K1	$1.35 \times (\sum 0i + \sum 1i)$
K1*	$1.20 \times (\sum 0i + \sum 1i)$
K2	$1.35 \times (\sum 0i + \sum 1i) + 1.35 \times P1$
K2*	$1.20 \times (\sum 0i + \sum 1i) + 1.35 \times P1$

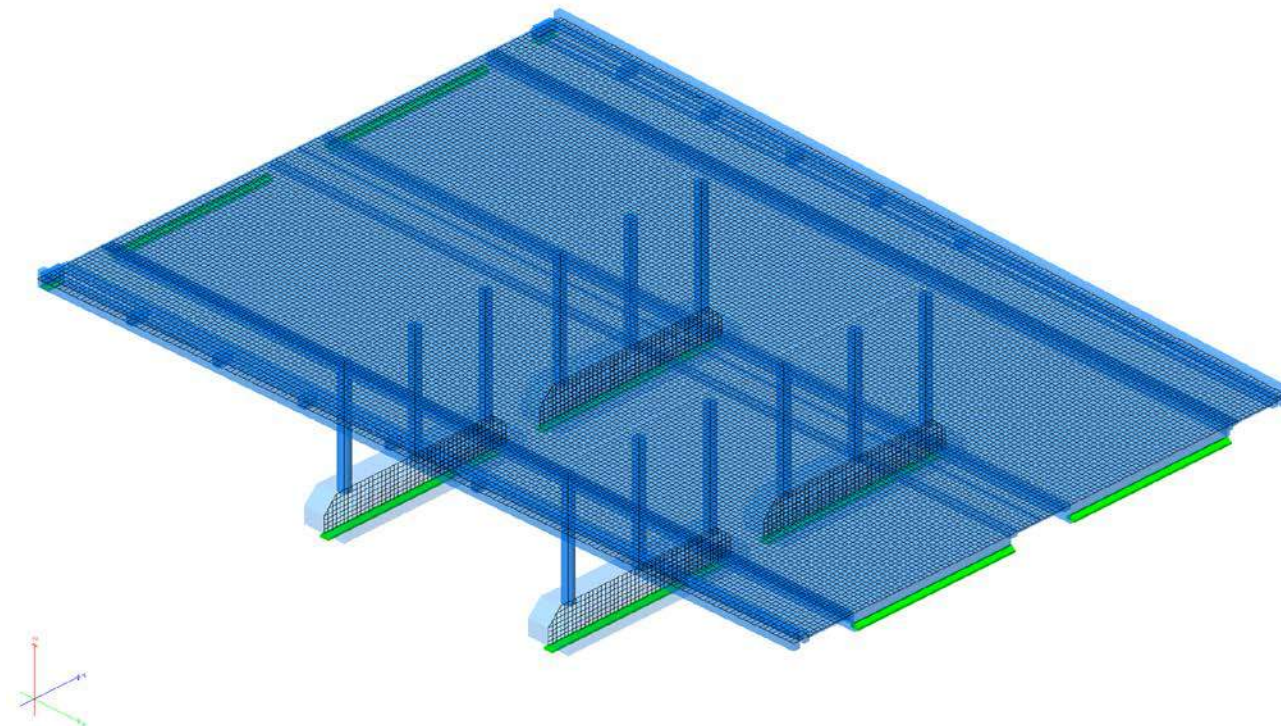
Nezgodna projektna stanja:

K3	$1.00 \times (\sum 0i + \sum 1i) + 1.00 \times A1$
K4	$1.00 \times (\sum 0i + \sum 1i) + 1.00 \times A2$

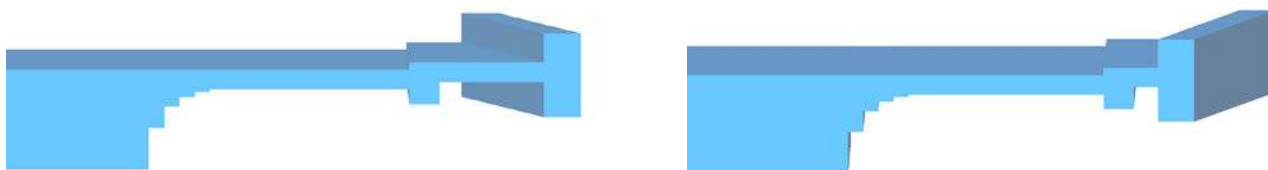
* ... redukcija varnostnega faktorja na osnovi poznavanja dejanskega izvedenega stanja

1.4. Računski model

Konstrukcijo smo analizirali na ploskovnem računskem modelu, ki v največji možni meri odgovarja dejanskemu stanju na terenu. V modelu so upoštevani dejanski gabariti konstrukcije v celoti od krovne voziščne konstrukcije do temeljenja. Konstrukcija je analizirana s pomočjo programskega paketa Tower 3d Model Builder, v modelu so upoštevane dejanske materialne karakteristike posameznih elementov. Ker se pogoji za kontrolo prečne smeri konzole ne spreminjanja, se je za analizo uporabil model celotne konstrukcije nadvoza nad ulico kneza Koclja, kjer sta v območju razširitve vozišča, zajeti obe limitni poziciji nadgradnje hodnikov v prečni smeri. Dimenzioniranje AB betonskih prerezov je izvedeno s programom Fagus-8 in programskim paketom Cubus za analizi in dimenzioniranje prečnih prerezov.



Računski 3d model nadvoza nad ulico kneza Koclja



Model konzole v prečnem pogledu

1.5. *Materiali*

V analizi smo za konzolo in nadgradnjo upoštevali naslednje karakteristike posameznih materialov:

BETON

Osnovna konstrukcija (1963):

AB prekladna konstrukcija:

po projektu MB 300, $f_{cwm} = 30$ MPa (300 kg cementa/1 m³ agregata)

ekvivalent EN 1992-1-1: \approx C 20/25 - C 25/30

po raziskavah materialov na odvzetih vzorcih (ZRMK, 1.2.2021) C 45/55

Nadgradnja (1994):

Nadvišanje konzole v območju hodnikov:

po projektu MB 30, $f_{ck,20} = 30$ MPa

ekvivalent EN 1992-1-1: \approx C 25/30

po raziskavah materialov na odvzetih vzorcih (ZRMK, 1.2.2021) C 45/55

V analizi upoštevamo nižjo srednjo vrednost med projektnimi podatki in laboratorijsko dokazanimi vrednostmi na odvzetih vzorcih ... **upoštevano C 30/37**.

ARMATURA

Osnovna konstrukcija (1963):

po projektu ... mehka gladka armatura Je 37 (St 37, DIN 4227) $f_{yk} = 220$ MPa, $E = 2 \times 10^6$ MPa

glede na časovno obdobje vgradnje:

ONR 24008:2014 Rundstahl I ... $f_{yk} = 220$ MPa, $E = 2 \times 10^6$ MPa

Nachrechnungsrichtlinie Betonstahlgruppe I ... $f_{yk} = 220$ MPa (DK = B), $E = 2 \times 10^6$ MPa

po preiskavah (ZRMK, 18.10.1991) ... Č.0300 = GA 240/360; $R_V = 305$ MPa, $R_m = 415$ MPa

V analizi upoštevamo vrednost skladno s PBAB (pravilnik o tehničnih normativih za beton in armirani beton s prevodi pripadajočih JUS-ov UI SFRJ, 11/87) ... **upoštevano Č.0300; $f_{yk} (R_V) = 240$ MPa, $f_u (R_m) = 360$ MPa, $E = 200000$ MPa** .

Nadgradnja (1994):

po projektu ... rebrasta armatura RA 400/500-2 ... $\sigma_v = 400$ MPa, $f_{ak} = 500$ MPa, $E = 2.1 \times 10^6$ MPa

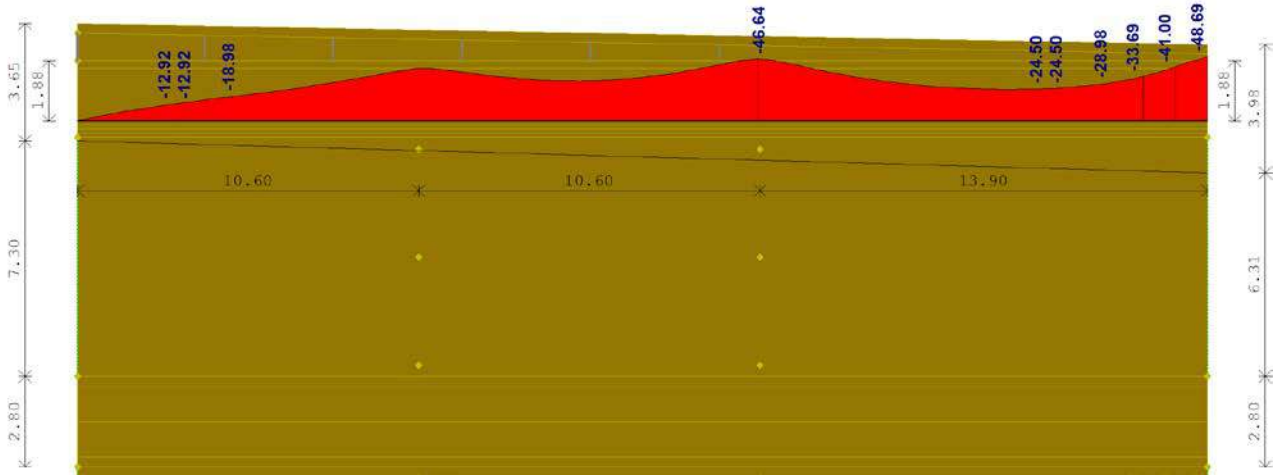
armaturne mreže MA 500/560 ... $\sigma_v = 500$ MPa, $f_{ak} = 560$ MPa, $E = 2.1 \times 10^6$ MPa

ekvivalent EN 1992-1-1 (EN 10080): \approx B 500 B ... $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{tk} = 540$ MPa

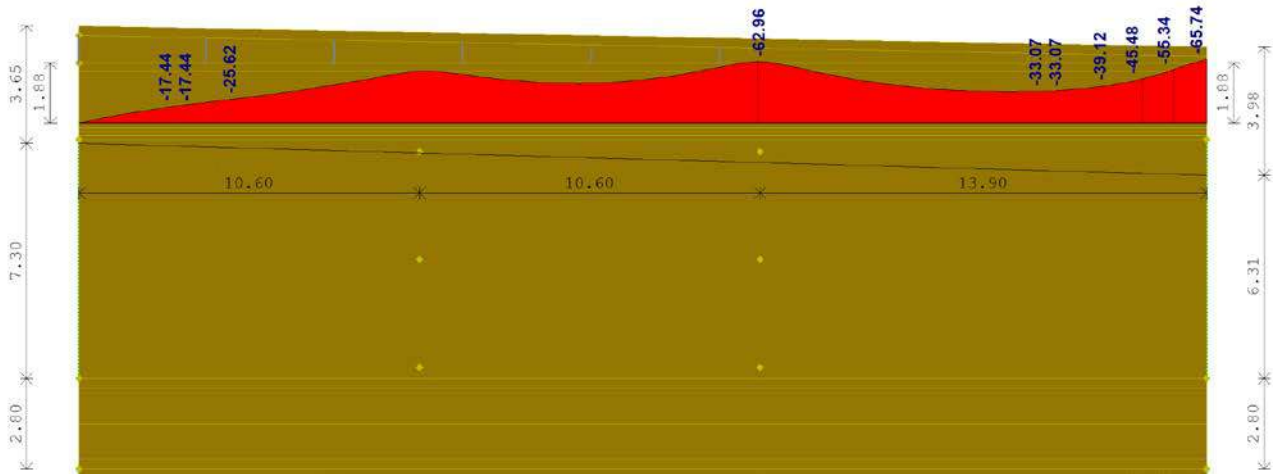
V analizi upoštevamo vrednost skladno z EN 1992-1-1 (EN 10080) ... **upoštevano B 500 B; $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{tk} = 540$ MPa, $E = 210000$ MPa** .

1.6. Pregled obremenitev (prerez A-A)

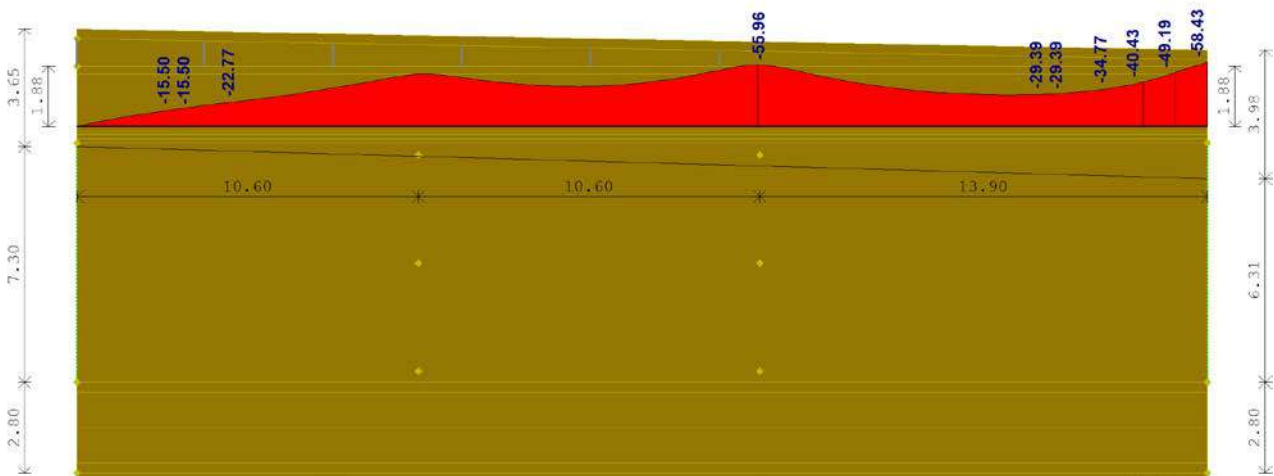
Kombinacija obtežb K0 (M_{Sd} – kNm/m')



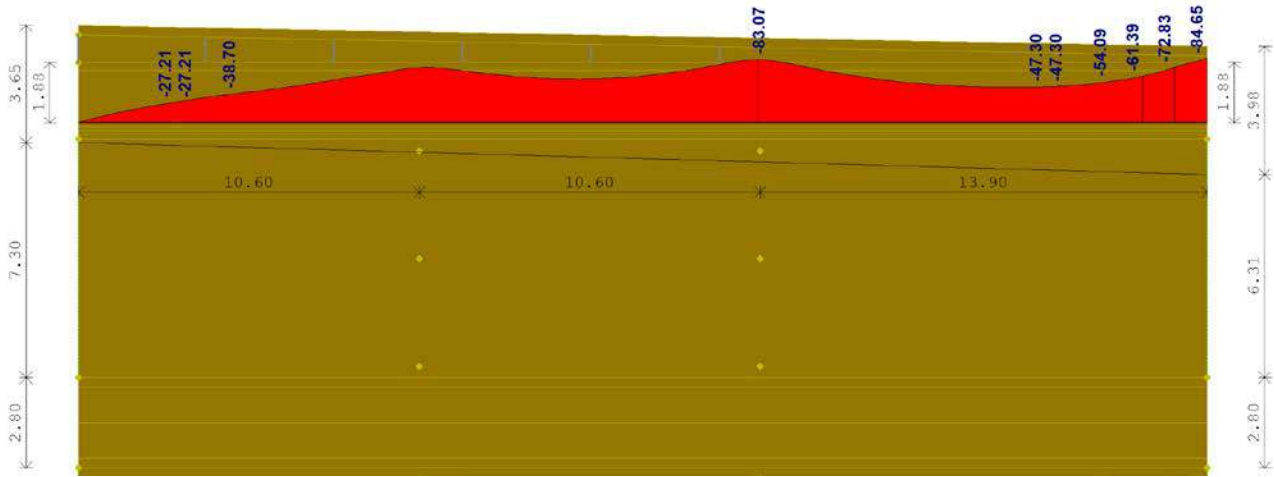
Kombinacija obtežb K1 (M_{Sd} – kNm/m')



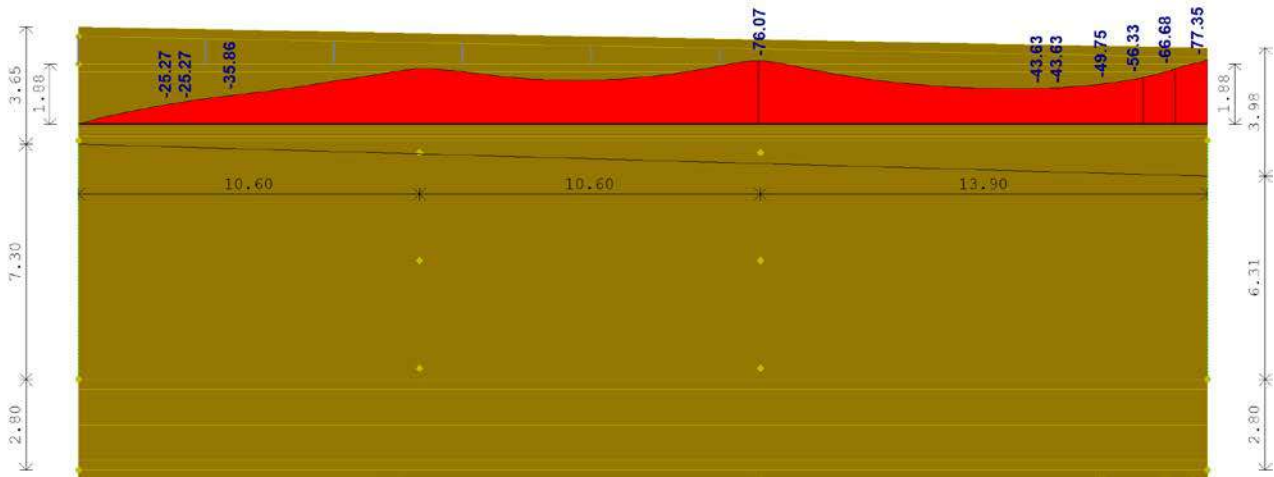
Kombinacija obtežb K1* (M_{Sd} – kNm/m')



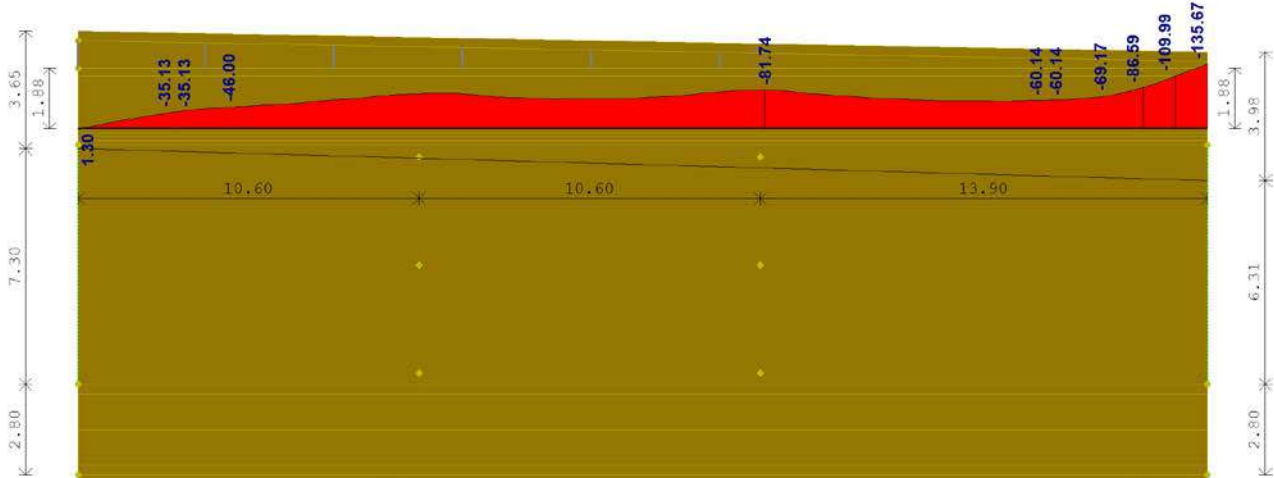
Kombinacija obtežb K2 (M_{Sd} – kNm/m')



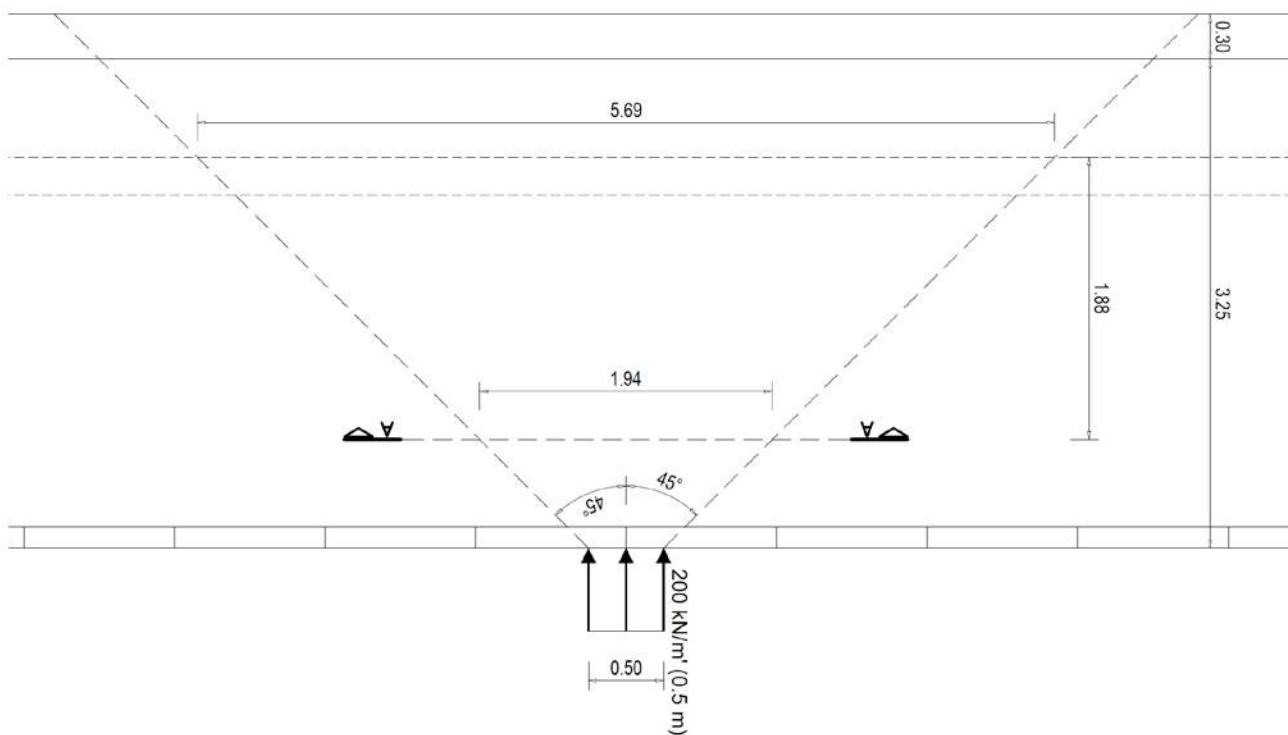
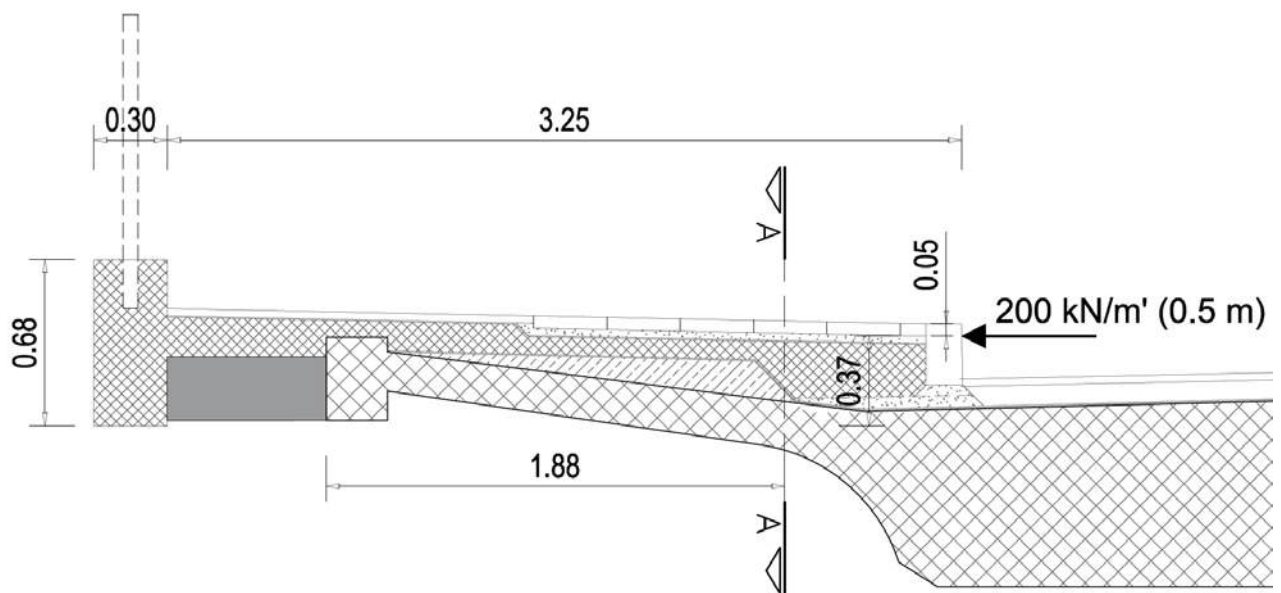
Kombinacija obtežb K2* (M_{Sd} – kNm/m')



Kombinacija obtežb K3 (M_{Sd} – kNm/m')



Kombinacija obtežb K4 ($M_{Sd} - \text{kNm/m}'$)



$N_{Sd4} = 100 \text{ kN}$, $M_{Sd4} = -37 \text{ kNm}$, $L_{A-A} = 1.94 \text{ m}$

$N_{Sd} = 100 \text{ kN}$, $M_{Sd} = -128 \text{ kNm}$, $L_{A-A} = 1.94 \text{ m}$

Na kontinuirnem nosilcu (Parkirišče) ... $L_{A-A} = 3.70 \text{ m}$

Tabelarični pregled obremenitev za dimenzioniranje v prerezu A – A:

PREREZ A - A

KOMBINACIJA OBTEŽB	v razponu mostu		krajna podpora (os 4-A)	
	$H_{A-A} = 44 \text{ cm}$ (Kneza Koclja)		$H_{A-A} = 49 \text{ cm}$ (Parkirišče)	
	M_{Sd} (kNm/m')	N_{Sd} (kN/m')	M_{Sd} (kNm/m')	N_{Sd} (kN/m')
K0	-47	/	-45	/
K1	-63	/	-61	/
K1*	-56	/	-54	/
K2	-83	/	-79	/
K2*	-76	/	-72	/
K3	-82	/	-123	/
K4	-66	52	-55	27

1.7. Dimenzioniranje – kontrola nosilnosti (Prerez A-A)

Konzola H = 44 cm (kneza Koclja):

Ultimate strength analysis Cross section (Slab): KONZOLA_44_CM

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.98$ OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion			Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ULS		0	-47,0	-	0,55				
2	!ULS		0	-63,0	-	0,74				
3	!ULS		0	-56,0	-	0,66				
4	!ULS		0	-83,0	-	0,98				
5	!ULS		0	-76,0	-	0,90				
6	!ULS		0	-82,0	-	0,97				
7	!ULS		52,0	-66,0	-	0,90				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters "!ULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ - ϵ		Strain Limits			σ_s [MPa]	Partial safety factor			Various parameters			
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [°]	ϕ [°]		
!ULS	2/0	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	45.	0.		

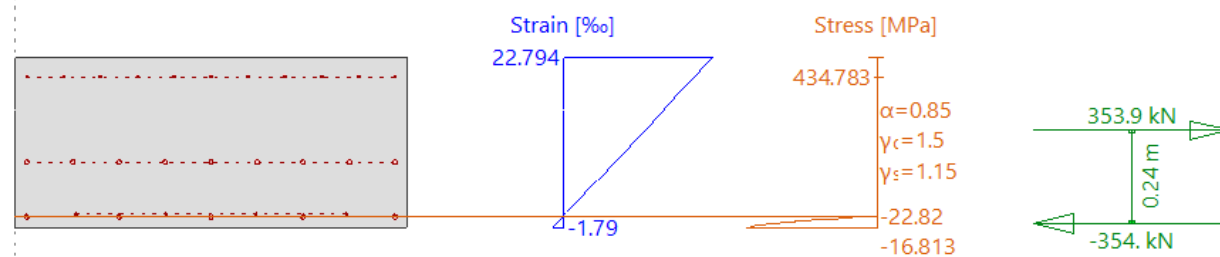
 θ : Inclination of diagonal in compression ϕ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 7)

Name	Class	y_a [m]	z_a [m]	ϵ [‰]	σ_d [MPa]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.5	-0.04	-1.647	-16.469	1.76
RQS	C30/37	0.5	0.4	22.775	0.	1.76
BOTTOM	S240	-0.47	-0.01	0.019	3.71	1.15
R2	B500B	-0.47	0.35	20.	434.783	1.15

Cross-section KONZOLA_44_CM (C30/37;B500B;S240): Efficiency $M_y=-83,0$; $\text{eff}(M,N)=0.98$ OK

Scale 1:18,3



Ultimate state "ULS"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [m ⁻¹]	χ _z [m ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	-84.7	0.	10,502	-0,1	0	8.12	1515.99	* 57274.83

* : Tangent stiffness

Konzola H = 49 cm (parkirišče):

Ultimate strength analysis Cross section (Slab): KONZOLA_49_CM

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=1.35 not OK

No.	AP	P	Bending and axial force			eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion			Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ULS		0	-45,0	-	0,49				
2	!ULS		0	-61,0	-	0,67				
3	!ULS		0	-54,0	-	0,59				
4	!ULS		0	-79,0	-	0,87				
5	!ULS		0	-72,0	-	0,79				
6	!ULS		0	-123,0	-	1,35				
7	!ULS		27,0	-55,0	-	0,67				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters "ULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ-ε		Strain Limits			σ _s [MPa]	Partial safety factor			Various parameters	
	c	s	ε _{cu2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	45.	0.

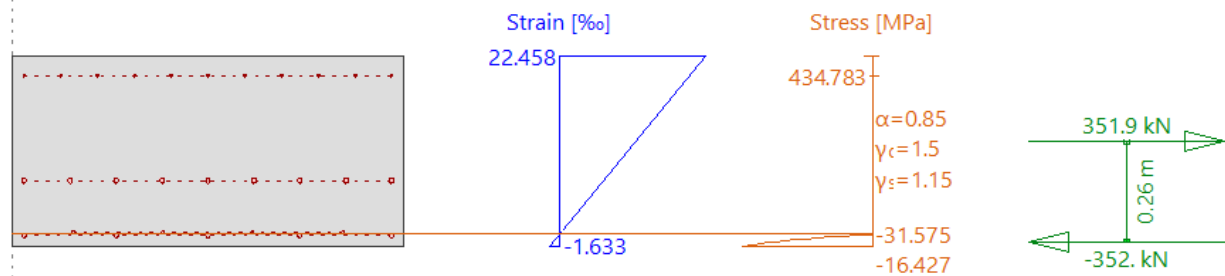
θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 7)

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [MPa]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.5	-0.04	-1.54	-16.1	1.76
RQS	C30/37	0.5	0.45	22.448	0.	1.76
BOTTOM	S240	-0.47	-0.01	-0.071	-14.252	1.15
R2	B500B	-0.47	0.4	20.	434.783	1.15

Cross-section KONZOLA_49_CM (C30/37;B500B;S240): Efficiency My=-79,0; eff(M,N)=0.87 OK

Scale 1:18,3



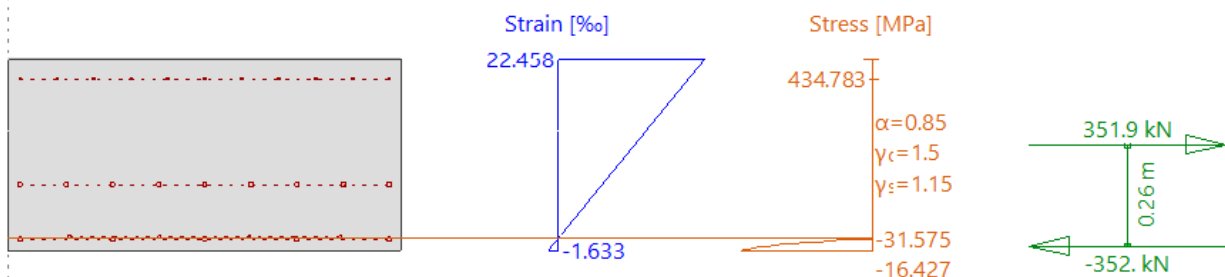
Ultimate state "ULS"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [m ⁻¹]	χ _z [m ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	-91.2	0.	10,413	-0,0	0	9.23	1855.7	* 62265.86

* : Tangent stiffness

Cross-section KONZOLA_49_CM (C30/37;B500B;S240): Efficiency My=-123,0; eff(M,N)=1.35 not OK

Scale 1:18,3



Ultimate state "ULS"

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [m ⁻¹]	χ_z [m ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	-91.2	0.	10,413	-0,0	0	9.23	1855.7	* 62265.86

* : Tangent stiffness

Tabelarni pregled kontrole nosilnosti v prerezu A – A:

KOMBINACIJA OBTEŽB	izkoriščenost prereza i (i < 1.00 ... OK)		
	kneza Koclja	Parkirišče	Parkirišče - 0 *
K0	0,55	0,49	1,23
K1	0,74	0,67	1,67
K1*	0,66	0,59	1,48
K2	0,98	0,87	2,17
K2*	0,90	0,79	1,97
K3	0,97	1,35	3,37
K4	0,90	0,67	1,67

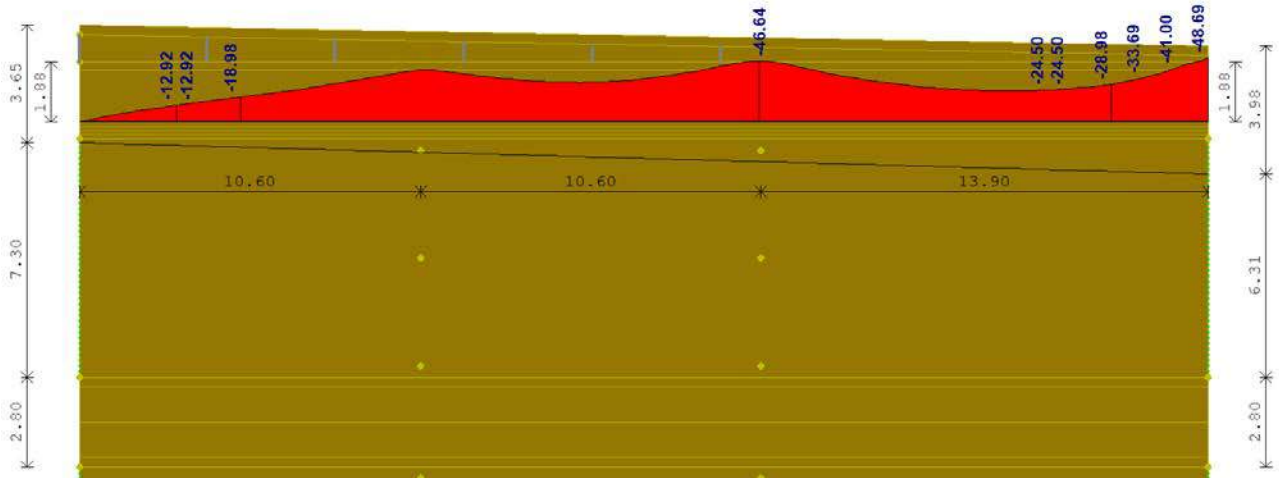
* ... ob predpostavki, da z ukrepom rekonstrukcije vozišča (1994) ni doseženo sovpreganje med obstoječo konstrukcijo (1963) in nadgradnjo (ni sidrne armature, sovpreganje le preko trenja)

Opombe:

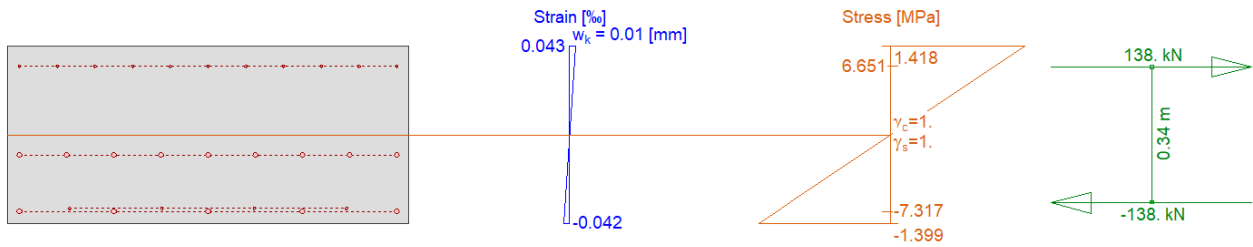
- Za nezgodno kombinacijo obtežb "Vozilo na hodniku za pešce in kolesarski stezi (EN 1991-2; 4.7.3.1)" nosilnost AB prereza konzole prekladne konstrukcije ni zagotovljena – potrebni so ukrepi za omejitev motornega prometa na hodnikih (namestitve manjše odbojne ograje)
- Glede na rezultate analize se da sklepati, da je z ukrepom rekonstrukcije vozišča (1994) doseženo sovpreganje med obstoječo konstrukcijo (1963) in nadgradnjo in da vgrajena armatura v hodniku (Q283) v prerezu konzole deluje kot upogibna armatura. Sovpreganje je vzpostavljeno preko trenja (nahrpljena površina, poševna naležna ploskev, kontaktno betoniranje, prečna dimenzija nadgradnje)

1.8. Dimenzioniranje – kontrola razpoke (prerez A-A)

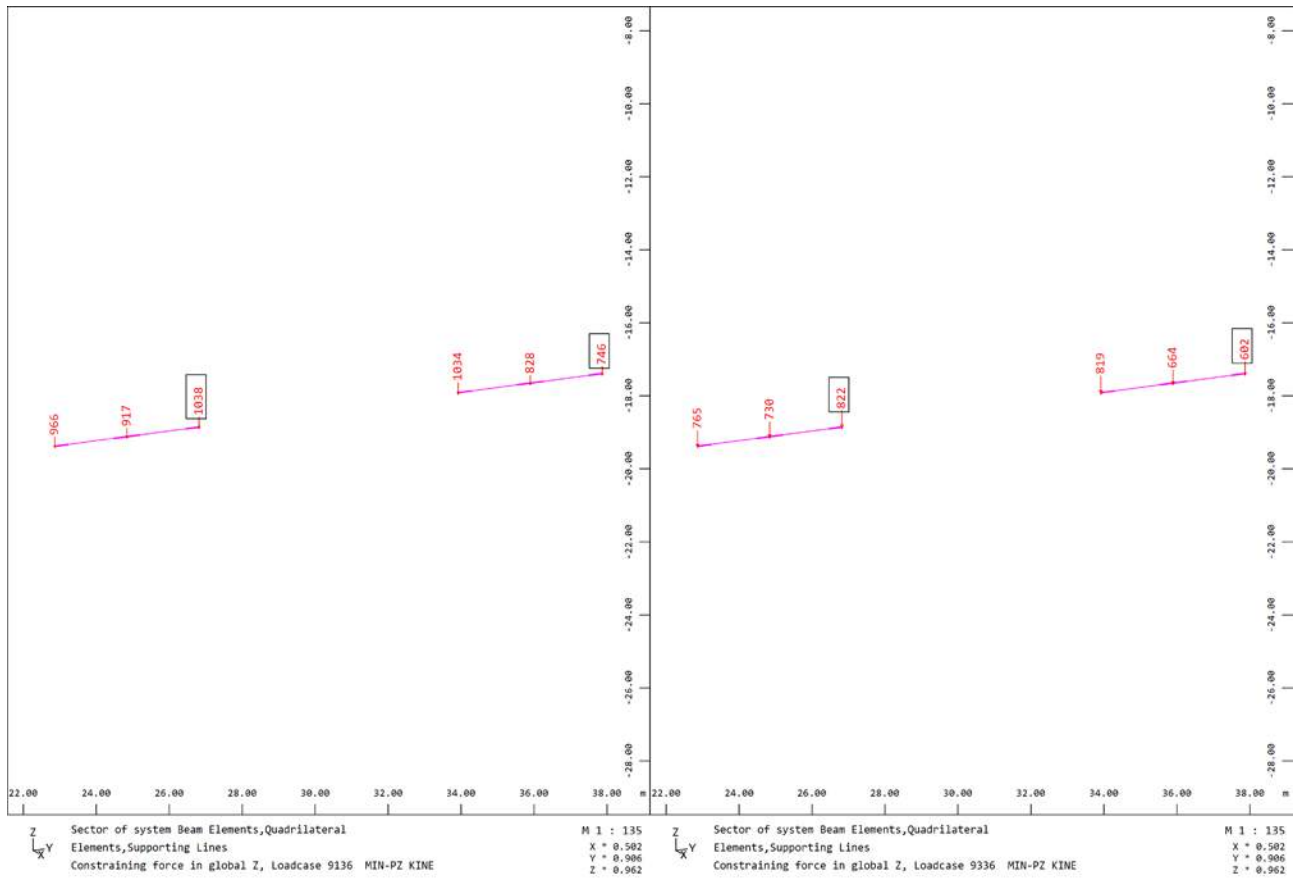
Navidezno stalna kombinacija obtežb (M_{Sd}):



$M_{Sd} = 46.6 \text{ kNm/m'}$

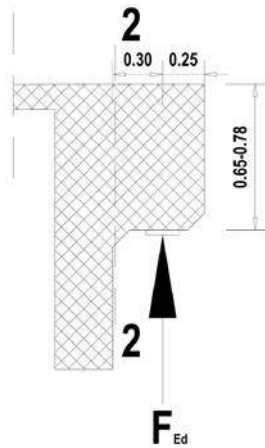


Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.44 m	Compression zone (uncracked)	0.22 m
d	0.39 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.05 m	h_{ceff}	0.07 m
A_{ceff} Tension surface	733.3 cm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	3300 kN/cm ²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.061	Bond properties k_1	0.8
Creep coefficient ϕ	0.	Distribution of strain k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 MPa	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.9 MPa	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	20000 kN/cm ²	Moment	-46.6 kNm
A_s (in tension surface)	3.1 cm ²	Stress in reinforcement σ_s	6.651 MPa
Diameter \varnothing_{eq}	6 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.02 o/o
ρ_{eff}	0.424 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.4 m
		Crack width w_k (7.8)	0.01 mm



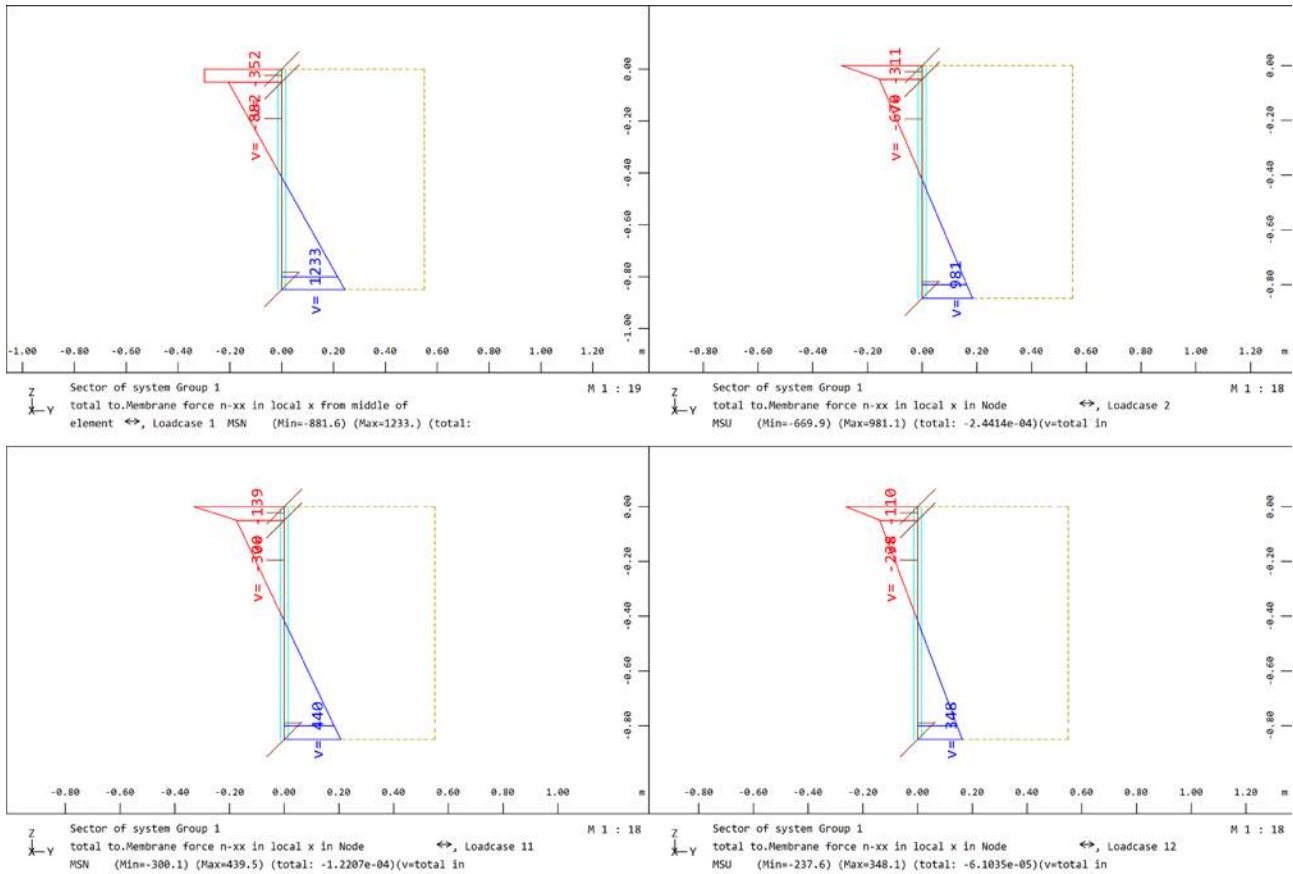
$F_{Ed,MSN} = 2921 \text{ kN}$ (skupna sila)

$F_{Ed,MSU} = 2317 \text{ kN}$ (skupna sila)



Shema za analizo

Konzola v osi E:



MSN:

$$\sum A_{s,potr.} = \frac{1233}{\frac{36}{1,15}} = 39,4cm^2 \rightarrow 13,1cm^2/nosilec$$

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{440}{\frac{36}{1,15}} = 14,1cm^2$$

MSU:

$$\sum A_{s,potr.} = \frac{981}{\sigma_{dop}} = 54,4cm^2 \rightarrow 18,2cm^2/nosilec$$

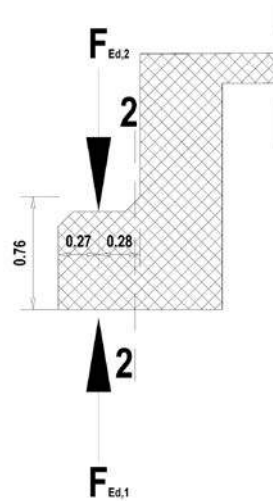
$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{348}{\sigma_{dop}} = 19,3cm^2$$

Maksimalno potrebna armatura:

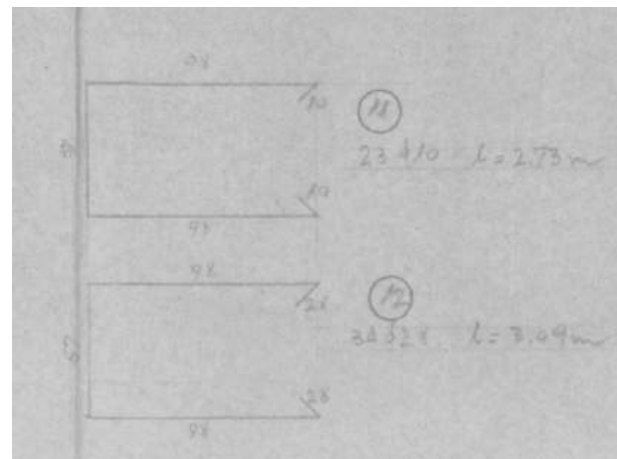
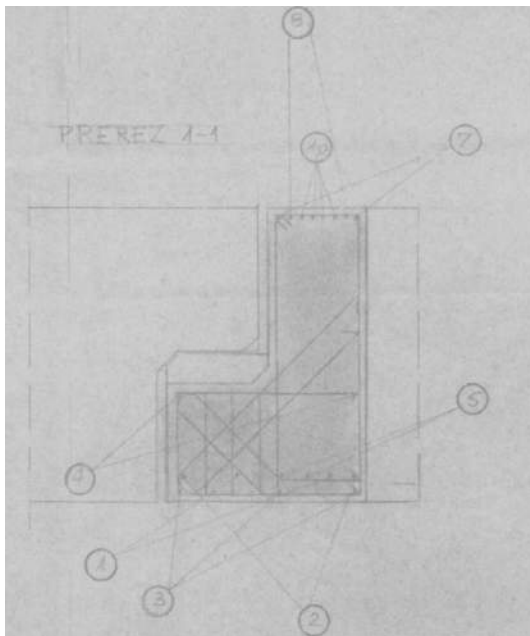
$$A_{s,potr.,KON\ os\ E} = 19,3cm^2 \rightarrow potrebne\ min.\ 4\Phi 28 < A_{s,dej.} = 6\Phi 28\ (36,9cm^2)$$

Vgrajena armatura zadostuje.

GPK: Os E

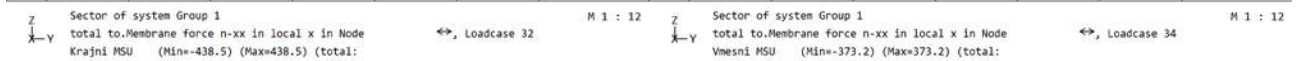
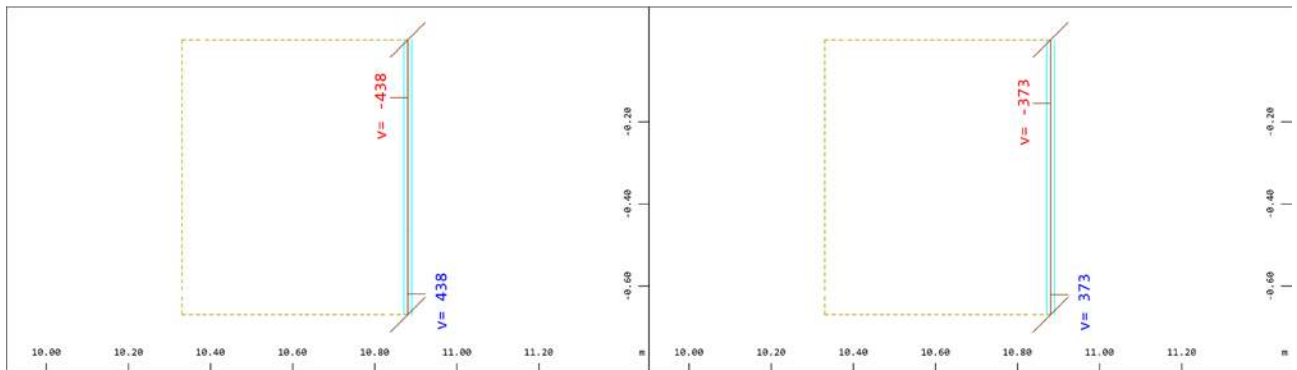
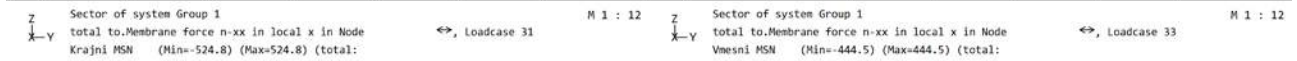
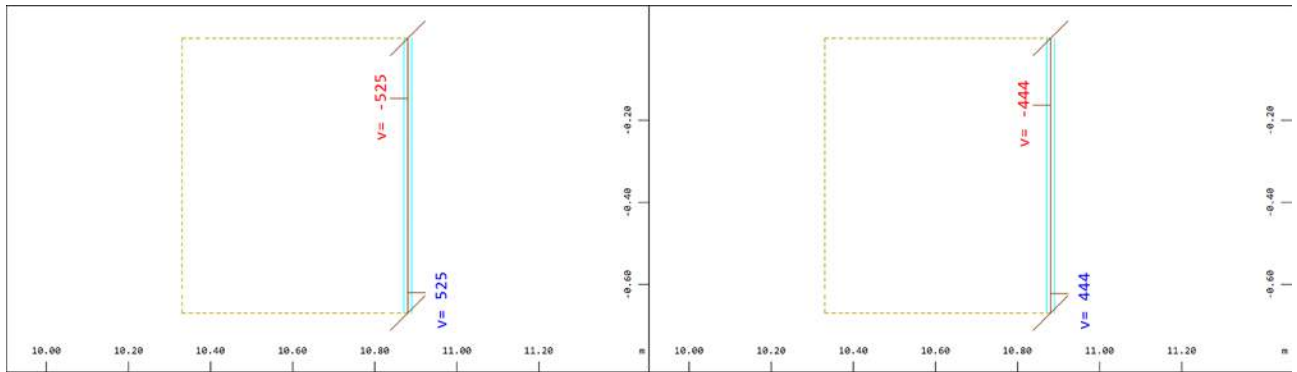
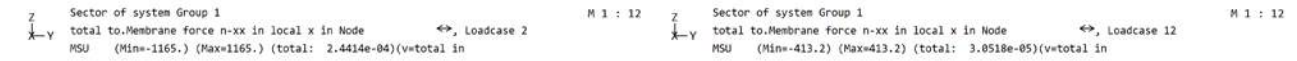
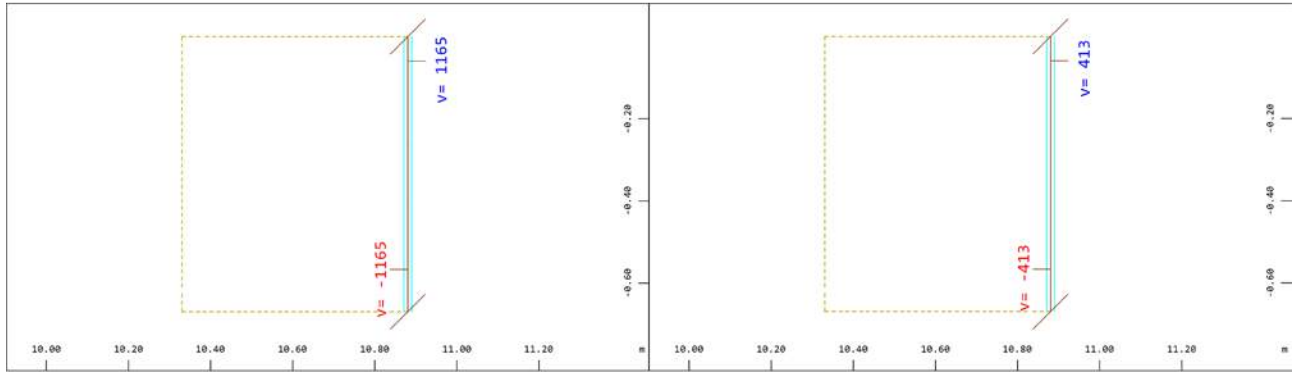
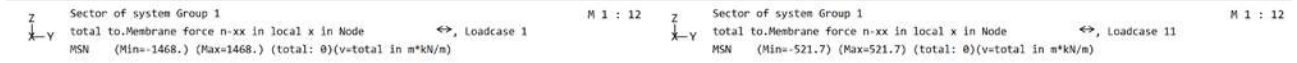
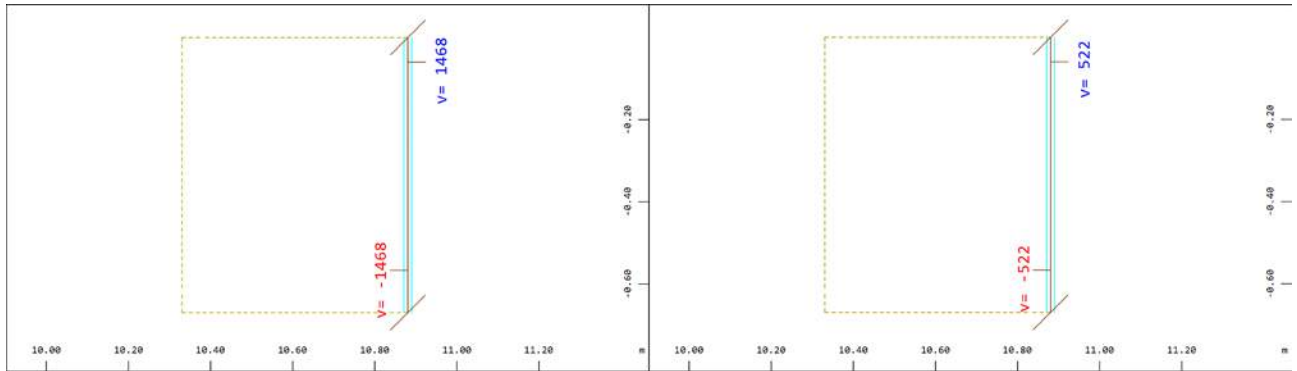


Shema za analizo



Vgrejena armatura

Dejanski razpored armature iz načrtov ni razviden. Glede na količine v izvlečkih predvidevamo, da lahko na posamezen nosilec upoštevamo vsaj 4 Φ 28 palice.



MSN:

$$\Sigma A_{s,potr.} = \frac{1468}{\frac{36}{1,15}} = 46,9cm^2 \rightarrow 15,6cm^2/nosilec$$

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{522}{\frac{36}{1,15}} = 16,7cm^2$$

MSU:

$$\Sigma A_{s,potr.} = \frac{1165}{\sigma_{dop}} = 64,7cm^2 \rightarrow 21,5cm^2/nosilec$$

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{413}{\sigma_{dop}} = 22,9cm^2$$

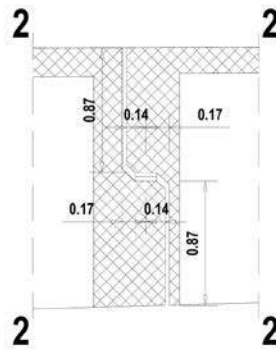
Maksimalno potrebna armatura:

$$A_{s,potr.,KON\ os\ E} = 22,9cm^2 \rightarrow potrebne\ min.\ 4\Phi28 \leq A_{s,dej.} = 4\Phi28\ (36,9cm^2)$$

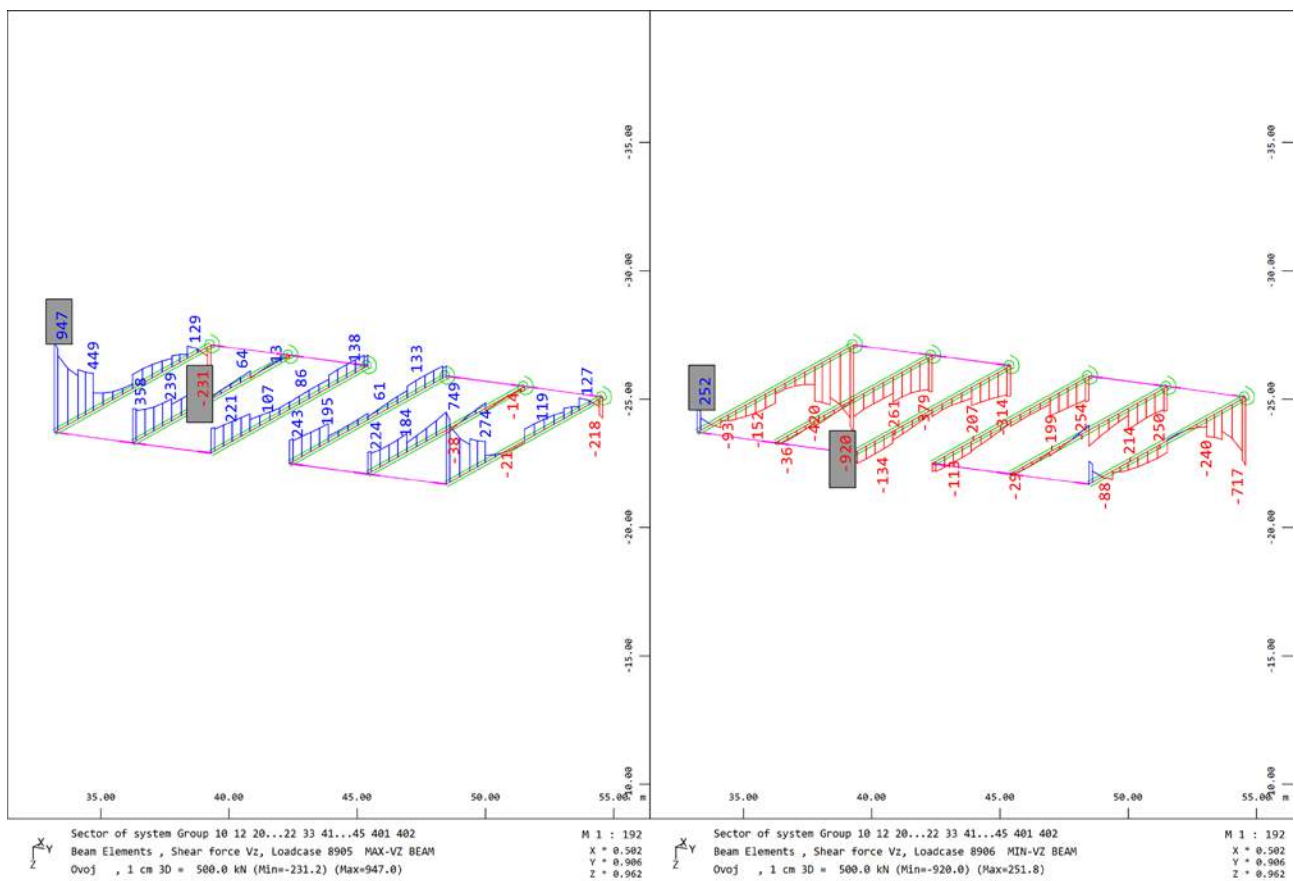
Vgrajena armatura zadostuje.

1.2. Os XIV'

Vmesna rešetka / Gerberjev nosilec:

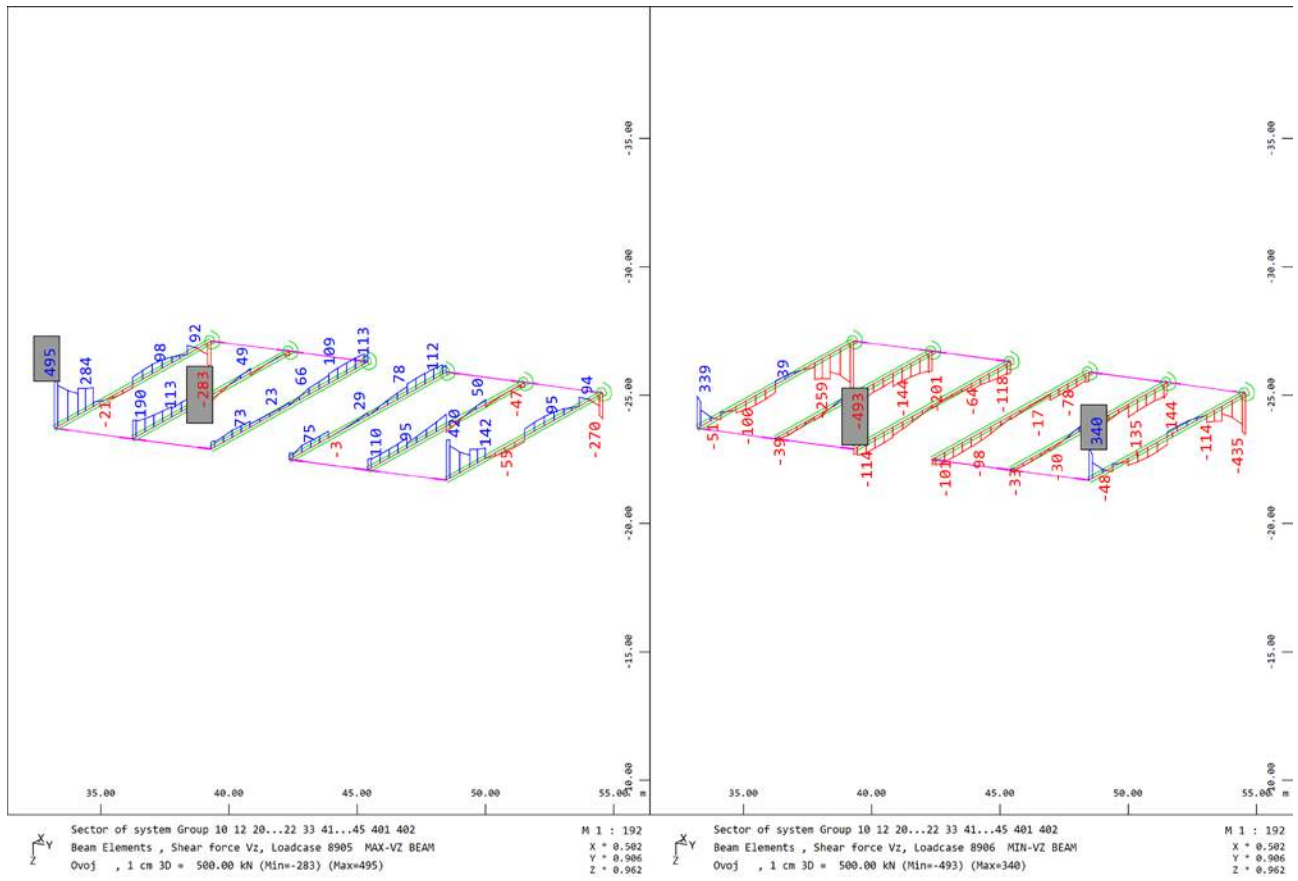


Shema za analizo



MSN: $F_{Ed - krajni} = 947 \text{ kN}$

$F_{Ed - vmesni} = 379 \text{ kN}$



MSU: $F_{Ed - krajni} = 495 \text{ kN}$

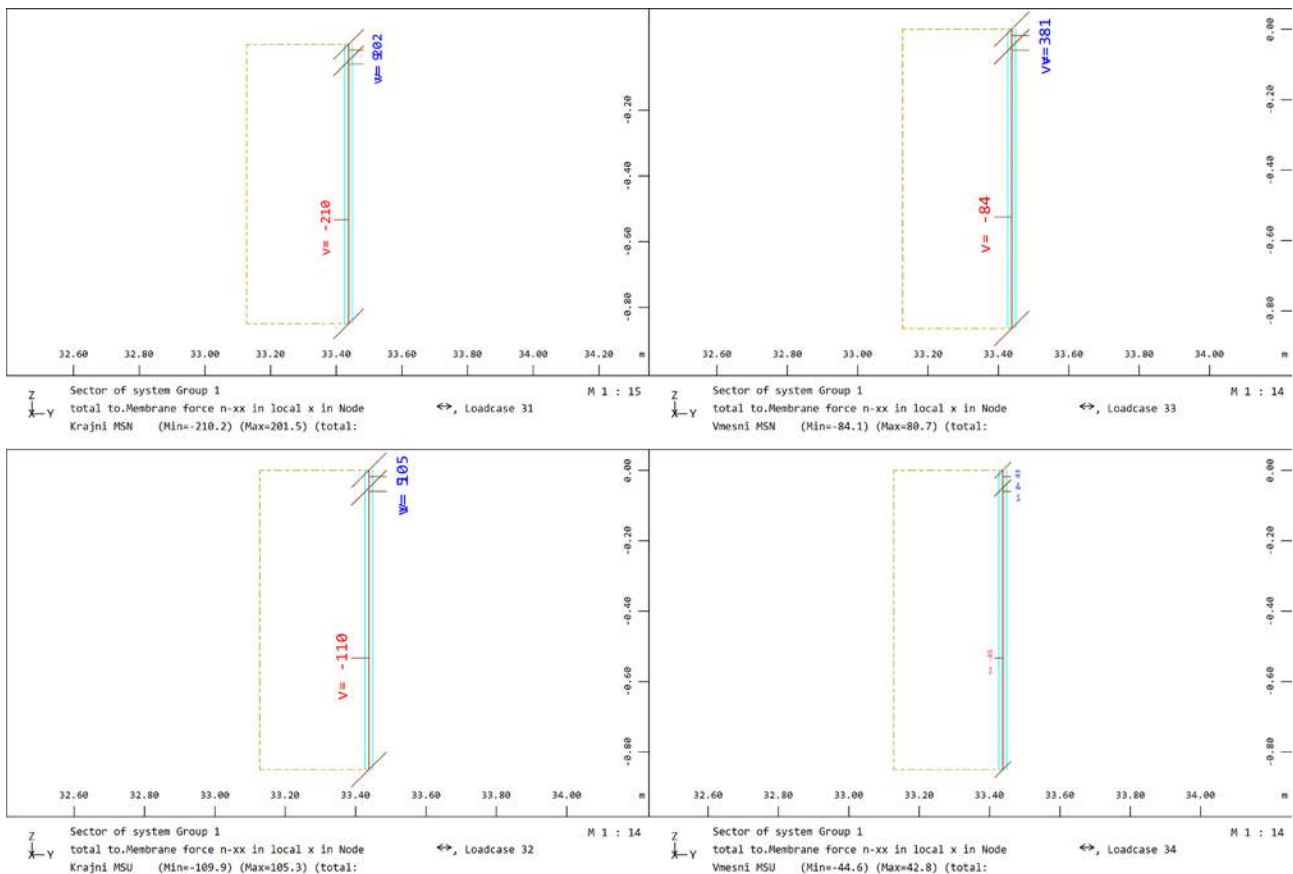
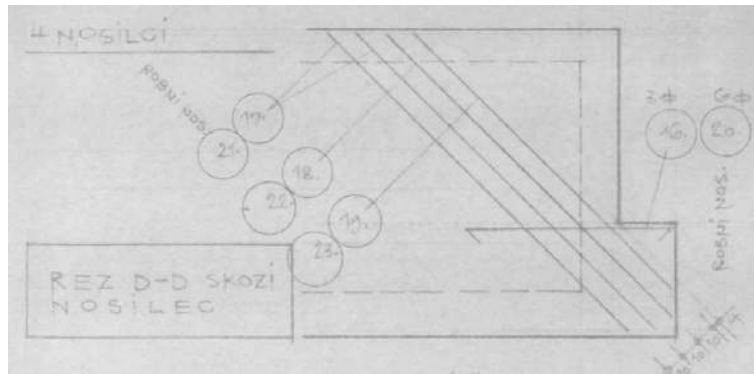
$F_{Ed - vmesni} = 201 \text{ kN}$

Prvotno je izvedena kontrola krajnega prečnika konzolnega dela.

Na podlagi pregledane razpoložljive dokumentacije je vgrajena sledeča armatura:

- Natezna horizontalna arm. $3\Phi 16$ (vmesni nosilec) oziroma $6\Phi 18$ (robni nosilec)
- Natezna poševna arm. $4\Phi 22$ (vmesni nosilec) oziroma $4\Phi 28$ (robni nosilec)

V analizi se ne upošteva horizontalna armatura poz. 16 oz. 20, saj za le te ni zagotovljeno sidranje. Ob tem poševno armaturo reduciram v skladu z naklonom polaganja glede na horizontalno ravnino.



Robni nosilec:

MSN:

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{211}{\frac{36}{1,15}} = 6,8 \text{ cm}^2$$

MSU:

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{110}{\sigma_{dop}} = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,dej} = \cos 45^\circ \cdot 4\Phi 28 = 17,4 \text{ cm}^2$$

Vgrajena armatura zadostuje.

Vmesni nosilec:

MSN:

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{84}{\frac{36}{1,15}} = 2,7 \text{ cm}^2$$

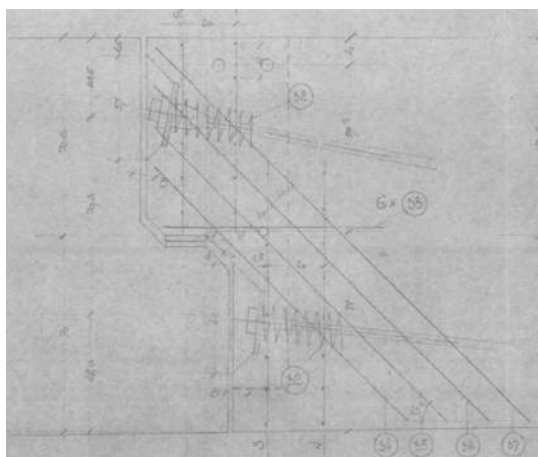
MSU:

$$A_{s,potr.,NOS.max} = \frac{54}{\sigma_{dop}} = 3,0 \text{ cm}^2$$

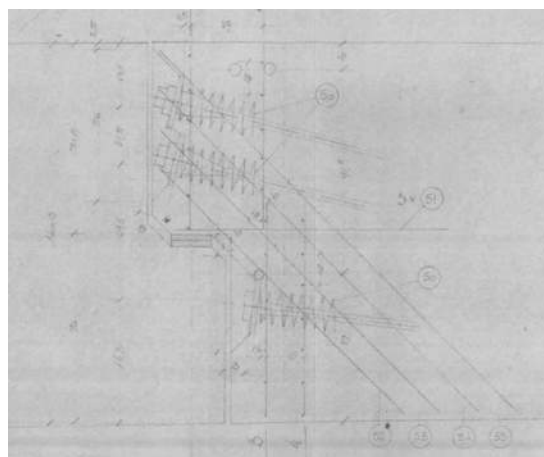
$$A_{s,dej} = \cos 45^\circ \cdot 4\Phi 22 = 10,7 \text{ cm}^2$$

Vgrajena armatura zadostuje.

Na spodnjih slikah je prikazana armatura na območju naleganja vmesnega Gerberjevega dela, in sicer so prikazane armature krajnega in vmesnih nosilcev.



Armatura krajnega nosilca

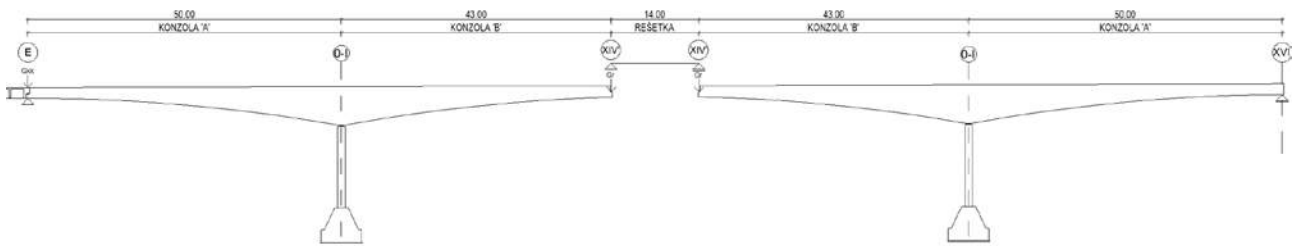


Armatura vmesnega nosilca

Glede na to, da je že predhodno bila izkazana potreba po zamenjavi vmesne rešetke, se kontrola ležiščnih konzol ni izvajala.

G. KONTROLA DILATACIJ

Kontrola dilatacij bo izvedena po posameznih oseh konstrukcije, v skladu s shemo spodaj.



Shema za analizo

Dimenzioniranje se izvede na osnovi rezultatov pomikov za naslednje obtežne primere:

- zavorna sila
- temperaturna obtežba
- potres

V sklopu analize je bil upoštevan tudi vpliv reologije za preostalo upoštevano dobo 30 let, ki pa se je izkazal za zanemarljiv, saj se je celotna reologija na konstrukciji že izvršila.

Za dimenzioniranje dilatacij se po točki 6.1.3.3 (3) upoštevata priporočeni vrednosti enakomerne spremembe temperature $\Delta T_{N,neg} + 20$ °C oziroma $\Delta T_{N,poz} + 20$ °C. V primeru, da je poznana temperatura pri kateri se montirajo ležišča T_0 sta vrednosti temperaturnih območij $\Delta T_{N,neg} + 10$ °C oziroma $\Delta T_{N,poz} + 10$ °C.

Izberemo temperaturo $\Delta T_{N,neg} + 10$ °C in $\Delta T_{N,poz} + 10$ °C.

Pri kontroli potresnega pomika, se je upoštevala kombinacija:

$$d_{Ed} = 0,4 \cdot d_E + d_G \pm \psi_2 \cdot d_T \cdot 0,50 \text{ (faktor za nekonstruktivne elemente)}$$

kjer so:

- d_E projektni pomik pri potresu
- d_G pomik zaradi dolgotrajnih obremenitev
- d_T pomik zaradi temperaturnih obremenitev

Pri zavorni sili smo preračunali nadomestno obtežbo, pri kateri smo upoštevali zvezno prometno obtežbo v skladu s shemo BK60 ter 40tonsko vozilo ter obtežbo določili v skladu z enačbo v nadaljevanju.

Nadomestna obtežba:

$$200 \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q,1} \cdot (400) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot 5,0 \cdot w_1 \cdot L$$

	L=14 m (vmesna rešetka)	L=107 m (krajno polje+rešetka)	L=200 m (celotna konstrukcija)
Nadomestna obtežba (dilatacije)	261 kN → 18,6 kN/m'	401 kN → 3,74 kN/m'	540 kN → 2,70 kN/m'

V nadaljevanju je izvedena kontrola dilatacij, in sicer posebjaj za regularne obtežbe ter posebjaj za potresne vplive.

OS	Steber	Temperatura + (raztezek)	Temperatura - (skrček)	Reologija (skrček)	Promet (raztezek)	Promet (skrček)	Potres (raztezek)	Potres (skrček)	SKUPAJ	Raztezek	Skrček	Skupaj
E	KK	11,0	-10,0	0,0	11,0	11,0	68,0	68,0	Regularne obtežbe	40,2	-37,6	77,8
	GPK	13,0	-11,0	0,0	11,0	11,0	73,0	73,0	Potres	45,3	-44,7	90,0
									SKUPAJ os E	45,3	-44,7	90,0
XIV	GPK	19,0	-16,0	0,0	11,0	11,0	73,0	73,0	Regularne obtežbe	51,6	-46,8	98,4
	VR-G	13,0	-11,0	0,0	12,0	12,0	73,0	73,0	Potres	48,6	-47,4	96,0
									SKUPAJ os XIV	51,6	-47,4	98,4
XVI	GPK	15,0	-13,0	0,0	12,0	12,0	73,0	73,0	Regularne obtežbe	29,0	-27,2	56,1
									Potres	34,2	-33,7	67,9
									SKUPAJ os XIV	34,2	-33,7	67,9

Os E – skupna podpora med KK in glavno premostitvijo reke Drave:

OS	Steber	Temp. +	Temp. -	Promet	Potres	SKUPAJ	Raztezek	Skrček	Skupaj
E	KK	11,0	-10,0	11,0	68,0	Regularne obtežbe	40,2	-37,6	77,8
	GPK	13,0	-11,0	11,0	73,0	Potres	45,3	-44,7	90,0
								max.	90,0

Os XIV' – vmesna rešetka / Gerberjev nosilec:

OS	Steber	Temp. +	Temp. -	Promet	Potres	SKUPAJ	Raztezek	Skrček	Skupaj
XIV'	GPK	19,0	-16,0	11,0	73,0	Regularne obtežbe	51,6	-46,8	98,4
	VR-G	13,0	-11,0	12,0	73,0	Potres	48,6	-47,4	96,0
								max.	98,4

Os XVI – desno obrežni nosilec:

OS	Steber	Temp. +	Temp. -	Promet	Potres	SKUPAJ	Raztezek	Skrček	Skupaj
XVI	GPK	15,0	-13,0	12,0	73,0	Regularne obtežbe	29,0	-27,2	56,1
						Potres	34,2	-33,7	67,9
								max.	67,9

H. POVZETEK ANALIZE IN PREDLOG REKONSTRUKCIJSKIH UKREPOV

Na podlagi izvedene statično dinamične analize obstoječega stanja Titovega mostu je v nadaljevanju podan kratek tabelaričen povzetek kontrole konstrukcije ter predlog izvedenih rekonstrukcijskih ukrepov. Obsežnejši izpis rezultatov je v predhodnih poglavjih poročila za posamezne elemente, medtem ko so v nadaljevanju podane merodajne kombinacije.

1. PREKLADNA KONSTRUKCIJA

1.1. Prosto konzolni del

Mejno stalne nosilnosti - MSN

- Kontrola upogiba (merodajna kombinacija)

Konstrukcija izkazuje ustrezno varnost na upogib, tudi pri maksimalni prometni obremenitvi ter ob vseh predpostavkah glede upoštevanja kablov za prednapenjanje. Maksimalna izkoriščenost znaša 87%, v primeru upoštevanja polovice kablov, ki so zasidrani na konzolah, ter upoštevanje polovice napenjalne sile.

Predpostavka	Prometne sheme					
	Obremenitev	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS - LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	0,87	✓	✓	✓	✓

V primeru upoštevanja nižje natezne trdnosti jekla in zmanjšanega efektivnega prereza kablov (skladno s preiskavami UCEM) se izkoriščenost poveča na 95%.

- Kontrola striga (merodajna kombinacija)

Predpostavka	Prometne sheme					
	Obremenitev	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=1,0$)	TS - LM1 ($\alpha_{Qi}=0,8$)	TS - 40 ton	TS - LM4 (Sheme za utrujanje)	BK 60
Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Strig	✗	✗	✓	✓	✓

Mejno stalne uporabnosti - MSU

Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Kontrola razpokanosti	✓	✓	✓	✓	✓
	Kontrola tlačnih napetosti	✓	✓	✓	✓	✓
	Kontrola dekompresije	✗	✗	✗	✗	✗
	Kontrola napetosti v armaturi	✓	✓	✓	✓	✓
	Kontrola napetosti v kablilih	✓	✓	✓	✓	✓

1.2. Vmesna rešetka

Mejno stalne nosilnosti - MSN

- Kontrola upogiba (merodajna kombinacija)

Konstrukcija ob upoštevanju zmanjšane vpliva kablov ne izkazuje ustrezne varnosti. Analize so bile izvedene ob upoštevanju prometne sheme BK 60.

Predpostavke	Prometne sheme – BK60		
	Obremenitev	Vmesni vzdolžni nosilec	Krajni vzdolžni nosilec
Kabli - 50% kablov (zasidrani na konzolah) - sila 50%	Upogib	✘	✘

- Kontrola striga (merodajna kombinacija)

Predpostavke	Prometne sheme – BK60		
	Obremenitev	Vmesni nosilec	Krajni nosilec
Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Strig	✘	✘

Mejno stalne uporabnosti - MSU

Predpostavka	Prometne sheme	
	Obremenitev	BK 60
Kabli - vsi kabli (zasidrani na konzolah) - sila 100%	Kontrola razpokanosti	✘
	Kontrola tlačnih napetosti	✓
	Kontrola dekompresije	✘
	Kontrola napetosti v armaturi	✓
	Kontrola napetosti v kablilih	✓

1.3. Prečna smer prekladne konstrukcije

V primeru upoštevanja vozila na hodniku za pešce in kolesarje (nezgodna obtežna kombinacija) nosilnost AB prereza konzole prekladne konstrukcije ni zagotovljena – potrebni so ukrepi za omejitev motornega prometa na hodnikih (namestitvev manjše odbojne ograje).

1.4. Pregled ocene stanja glavne premostitvene konstrukcije

V spodnji tabeli je prikazan povzetek analize konstrukcije ob upoštevanju različnih predpostavk glede poškodovanosti le te. Ob tem je potrebno poudariti, da so bile analize narejene ob različnih prometnih shemah, vendar vse v skladu z dopustnimi odstopanji od trenutnih standardov SIST EN 1991-2.

Prekladna konstrukcija - Prosto konzolni del							
	Upogibna nosilnost prereza REG/ERQ*	Strižna nosilnost prereza REG/ERQ*	Pogoj dekompresije	Kontrola širine razpok	Kontrola tlačnih napetosti beton	Kontrola napetosti armatura	Kontrola napetosti jeklo za prednapenjanje
Konstrukcija brez poškodb	✓/✓	✓/✓	✓	✓	✓	✓	✓
Kabli zasidrani na konzolah $P_0 = 50\%$	✓/✓	✓/ -	✗ (točkovno)	✓	✓	✓	✓
50% kablov zasidranih na koncu konzol in sila $P_0 = 50\%$	✓/✓	✓/ -	✗	✓	✓	✓	✓
Prekladna konstrukcija - Vmesna rešetka							
Konstrukcija brez poškodb	✓/ -	✗/ -	✗	✗	✓	✓	✓
Kabli zasidrani na konzolah $P_0 = 50\%$	✗/ -	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla
50% kablov zasidranih na koncu konzol in sila $P_0 = 50\%$	✗/ -	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla	se ni izvedla

REG/ERQ* :

- REG – osnovna obtežna kombinacija / regularne obtežbe
- ERQ – potresna obtežna kombinacija

V spodnji tabeli je podan povzetek rezultatov, ki zajemajo potrebne morebitne sanacijske ukrepe oziroma zamenjavo elementa, kar je bilo določeno bodisi na podlagi analize konstrukcije ali pa pregleda le te oziroma izvedenih preiskav. Ukrepe bo potrebno definirati v okviru projekta rehabilitacije.

Povzetek – prekladna konstrukcija			
Prekladna konstrukcija	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija/ukrep oz. zamenjava
GPK Prosto konzolni del	✓	✓	Sanacija lokalnih poškodb
Vmesna rešetka - Gerber	✗	✗	Zamenjava
Prečna smer konstrukcije	✗	✓	Ukrep (omejitev motornega prometa na hodnikih)

2. PODPORNNA KONSTRUKCIJA

2.1. Stebri

Stebri				
	Upogibna nosilnost prereza REG/ERQ*	Strižna nosilnost prereza REG/ERQ*	Kontrola širine razpok	Kontrola tlačnih napetosti beton
Steber v osi E (skupni steber)	x/x	✓/x	✓	✓
Vmesni rečni steber	✓/✓	✓/x	✓	✓

REG/ERQ* :

- REG – osnovna obtežna kombinacija / regularne obtežbe
- ERQ – potresna obtežna kombinacija

Povzetek – stebri			
Stebri	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Steber v osi E (skupni steber)	x	x	Sanacija / Zamenjava
Vmesni rečni steber	x (potres)	✓	Sanacija / potresna ojačitev

2.2. Temelji

Kontrola temeljev izkazuje ustrezno varnost le teh, pri čemer je bila izvedena kontrola in primerjava maksimalnih napetosti glede na podane dopustne napetosti, hkrati pa se je izvedla še kontrola nosilnosti temeljev v skladu s SIST EN 1997-1.

Le pri primerjavi robnih napetosti vmesnih rečnih stebrov, ki so presegale dopustne napetosti podane v poročilu Geološkega zavoda, so bile v vseh preostalih primerih (osnovna in potresna obtežna kombinacija po MSN ter karakteristična kombinacija po MSU) napetosti pod dopustnimi, oziroma nosilnost temeljnih tal zadošča. Prav tako so bile preverjene tudi napetosti v betonskih elementih.

Kljub zgoraj navedenemu, se priporoča izvedba sanacije plitvega temelja skupne podpore, saj se le ta nahaja nad nivojem poglobljenega parkirišča, hkrati pa zaradi zamakanja dilatacij prihaja do izpodjedanja tal izpod temeljne ploskve.

Temelji			
	Kontrola dopustnih napetosti	Kontrola nosilnosti temeljih tal v skladu s SIST EN 1997-1 REG/ERQ*	Kontrola napetosti v betonu
Temelj v osi E (skupni steber)	✓	✓/✓	✓
Temelj vmesnega rečnega steber	✗	✓/✓	✓

Povzetek - temelji			
Temelji	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Temelj v osi E (skupni steber)	✓	✗	Sanacija
Temelj vmesnega rečnega steber	✓	✓	/

3. KONTROLA SIDRANJA KONSTRUKCIJE

Kot je razvidno iz analize v poglavju 4. Kontrola Sidranja konstrukcije v sklopu dela C. Analiza Titovega mostu, trenutno stanje, ob upoštevanju:

- sile prednapenjanja ter
- efektivnega prereza vertikalnih zateg,

ne izkazuje ustrezne varnosti po MSU, medtem ko po MSN zatege ustrezajo.

Na podlagi tega lahko ocenimo, da je potrebno pristopiti k zamenjavi dotrajanih prednapetih vertikalnih zateg.

Povzetek sidranja			
Vertikalni natezni kabli	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Vertikalne zatege	✘	✘	Zamenjava poškodovanih in sanacija preostalih

4. LEŽIŠČA IN LEŽIŠČNE KONZOLE TER DILATACIJE

Kot je razvidno iz trenutnega stanja konstrukcije prihaja na območju dilatacij do zamakanja. Zaradi tega je potrebna zamenjava vseh dilatacij. Nove dilatacije morajo zadoščati potrebnih pomikom podanim v poglavju G.

Prav tako je potrebna zamenjava ležišč, saj so le ta zelo korodirana.

Kljub temu, da so računske kontrole izkazale ustrezno nosilnost ležiščnih konzol, na območju katerih prihaja do vnosa obremenitev v konstrukcijo, pa je glede na poškodovanost teh območij potrebna sanacija le teh oziroma morebitna sprememba zasnove/detajlov teh delov konstrukcije.

Povzetek ležišča / dilatacije			
	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Dilatacije	/	✘	Zamenjava
Ležišča	/	✘	Zamenjava
Ležiščne konzole	✓	✘	Sanacija

5. PREDLOG UKREPOV

V okviru dokumenta so bile predstavljene vse aktivnosti, ki so bile izvedene za oceno stanja in možnosti vzdrževanja in obratovanja Titovega mostu v Mariboru. Izvedena je bila statično dinamična analiza na podlagi izvedenih preiskav ter pregleda objekta in razpoložljive dokumentacije.

Namen statično dinamične analize je bila ugotovitev in računska potrditev dejanskega stanja konstrukcije in definicija usmeritev pri izvajanju nadaljnjih aktivnosti v smislu sanacije oziroma rekonstrukcije mostu.

Na podlagi izvedenih aktivnosti lahko zaključimo:

- Dejstva:
 - Dejanskega stanja kablov v starih objektih ni mogoče natančno ugotoviti
 - Analize materialov so narejene na malem številu vzorcev iz objekta
 - Zato so računske analize varnosti narejene na predpostavkah
 - Posledično vse ugotovitve vsebujejo določen riziko

- Ugotovitve:
 - Objekt ne izkazuje zahtevane varnosti po današnjih predpisih
 - Vsebuje kritične točke, ki lahko odpovejo brez predhodnih znakov
 - Posebej kritični elementi za varnost objekta:
 - Natezni kabli na desnem bregu
 - Spoj mosta in viadukta – steber v osi D
 - Srednji „gerberjev“ razpon
 - Ležišča
 - Brez ukrepov lahko pričakujemo resne probleme v roku nekaj let
 - Oceniti preostalo življenjsko dobo brez ukrepanja ni mogoče

Potrebne nadaljnje ukrepe na konstrukciji, ki zahtevajo bodisi sanacijo posameznih elementov ali pa zamenjavo le teh, lahko razdelimo na kratkoročne (nemudoma potrebne) ter srednje ročne ukrepe, ki se bi izvedli na podlagi projekta rehabilitacije.

Vsi predvideni ukrepi so navedeni v nadaljevanju.

- **Kratkoročni ukrepi**
 - Zamenjava dilatacij (zatesnitev dotoka vode in upočasnitev propadanja kritičnih delov)
 - Ureditve odvodnje (os E)
 - Vzpostavitev monitoringa (niveلمان deformacij, ...)
 - Omejitev težkega prometa (konzultacija s prometniki MOM)
 - Preprečitev možnosti nahajanja vozil na hodnikih za pešce in kolesarje
 - Izdelava programa za potrebne dodatne preiskave na objektu in izvedba le teh
 - Izdelava projekta rehabilitacija

- **Srednjeročni ukrepi – po projektu rehabilitacije**
 - Zamenjava dela nateznih kablov na desno-obrežnem oporniku
 - Sanacija oz. izvedba nadomestne podpore most/viadukt (os E)
 - Zamenjava srednjega „Gerber“ polja ali monolitizacija
 - Zamenjava ležišč
 - Sanacija lokalnih poškodb glavnega mosta in preostalih delov objekta
 - sanacija delaminiranih betonov,
 - sanacija razpok,
 - ureditev preostale odvodnje,
 - Potresna ojačitev (predvsem podporna konstrukcija)

Pripravili:

Dr. Viktor MARKELJ , univ.dipl.inž.grad.

dr. VIKTOR MARKELJ
univ.dipl.inž.grad.
IZS G-0402

.....
Podpis / Osebni žig :

Rok MLAKAR, univ.dipl.inž.grad.

ROK MLAKAR
univ. dipl. inž. grad.
IZS G-2507

.....
Podpis / Osebni žig :

Jernej MAHER, univ.dipl.inž.grad.

JERNEJ MAHER
univ.dipl.inž.grad.
IZS G-4208

.....
Podpis / Osebni žig :

Maribor, december 2024

I. PRILOGE

GEODETSKI NAČRT



**ZADEVA: GEODETSKI NAČRT
OBSTOJEČEGA STANJA**

KO: 681 MARIBOR GRAD

**NAROČNIK: PONTING D.O.O.
STROSSMAYERJEVA 28
2000 MARIBOR**

ŠT. DELA: 349P24

**Za nalogo je imenovan pooblaščen
inženir s področja geodezije**

Kobale Dean, univ.dipl.inž.geod.

IZS: 0068 / GEO 0102

DEAN KOBALÉ
univ. dipl. inž. geod.
IZS Geo0102

*žig in podpis pooblaščenega inženirja
s področja geodezije*

žig in podpis geodetskega podjetja

Lenart, 10.01.2025

GS KOBALÉ¹
Geodetske storitve Kobale,
Fotogrametrija, UAS, LIDAR, BIM, d.o.o.
Kraigherjeva ulica 19 B
2230 Lenart v Slovenskih goricah

• Komplementarna uporaba metod geodetske izmere



• Zagotavljanje visoke 3D natančnosti rezultatov $\pm 1\text{cm}$ → primerno za PZI

**CERTIFIKAT GEODETSKEGA NAČRTA**

1. Naročnik geodetskega načrta: *PONTING D.O.O.*
STROSSMAYERJEVA 28
2000 MARIBOR

2. Pooblaščen inženir s področja geodezije:

Kobale Dean, univ.dipl.inž.geod., Geo0102

potrjujem,

da je geodetski načrt št. *GS Kobale d.o.o. 2024-349* izdelan skladno s predpisi in z namenom uporabe, opredeljenim v točki 3. tega certifikata.

3. Namen uporabe geodetskega načrta:

- za pripravo projektne dokumentacije
- za pripravo lokacijskega načrta
- geodetski načrt novega stanja zemljišča
- geodetski načrt izvedenega stanja
- drug namen _____

4. Podatki o koordinatnem sistemu in geodetski osnovi:

Geodetski načrt je v koordinatnem sistemu D96/TM in v vertikalnem koordinatnem sistemu Koper (SVS2010). Geodetsko osnovo predstavlja fizično stabiliziranih točk na terenu.

5. Podatki o vsebini geodetskega načrta:

Podatki	Vir podatkov	Institucija	Datum	Natančnost
Topografija	Geodetska izmera	GS KOBALÉ d.o.o.	17.09.2024	± 2,0 cm
Katastrske meje parcel, ki so urejene	Arhiv GURS (elaborati predhodnih meritev)	Geodetska uprava RS ZKP24	10.01.2025	± 10,0 cm
Katastrske meje parcel, ki niso urejene	Arhiv GURS (digitalni katastrski načrt 1:2880)	Geodetska uprava RS ZKP24	10.01.2025	± 1 m

6. Pogoji za uporabo geodetskega načrta:

- Natančnost geodetskega načrta zadošča le za namen uporabe, določenem v 3. točki tega certifikata. Za uporabo geodetskega načrta v druge namene mora naročnik naročiti izdelavo novega geodetskega načrta.

- Pri uporabi geodetskega načrta je potrebno upoštevati natančnost podatkov iz tabele v 5. točki tega certifikata.
- Natančnost podatkov o urejenih mejah je določena na osnovi podatkov o metodi določitve zemljiškokatastrskih točk. Podatki o parcelah so pridobljeni iz podatkov zemljiškokatastrskega prikaza.
- Geodetski načrt ni primeren za vzpostavljanje poteka parcelnih mej v naravi.
- Na terenu vidni komunalni objekti so izmerjeni v okviru topografske izmere.

Lenart, 10.01.2025



*(osebni žig in podpis pooblaščenega
inženirja s področja geodezije)*

GS KOBALE ¹
Geodetske storitve Kobale,
Fotogrametrija, UAS, LiDAR, BIM, d.o.o.
Kraigherjeva ulica 19 B
2230 Lenart v Slovenskih goricah

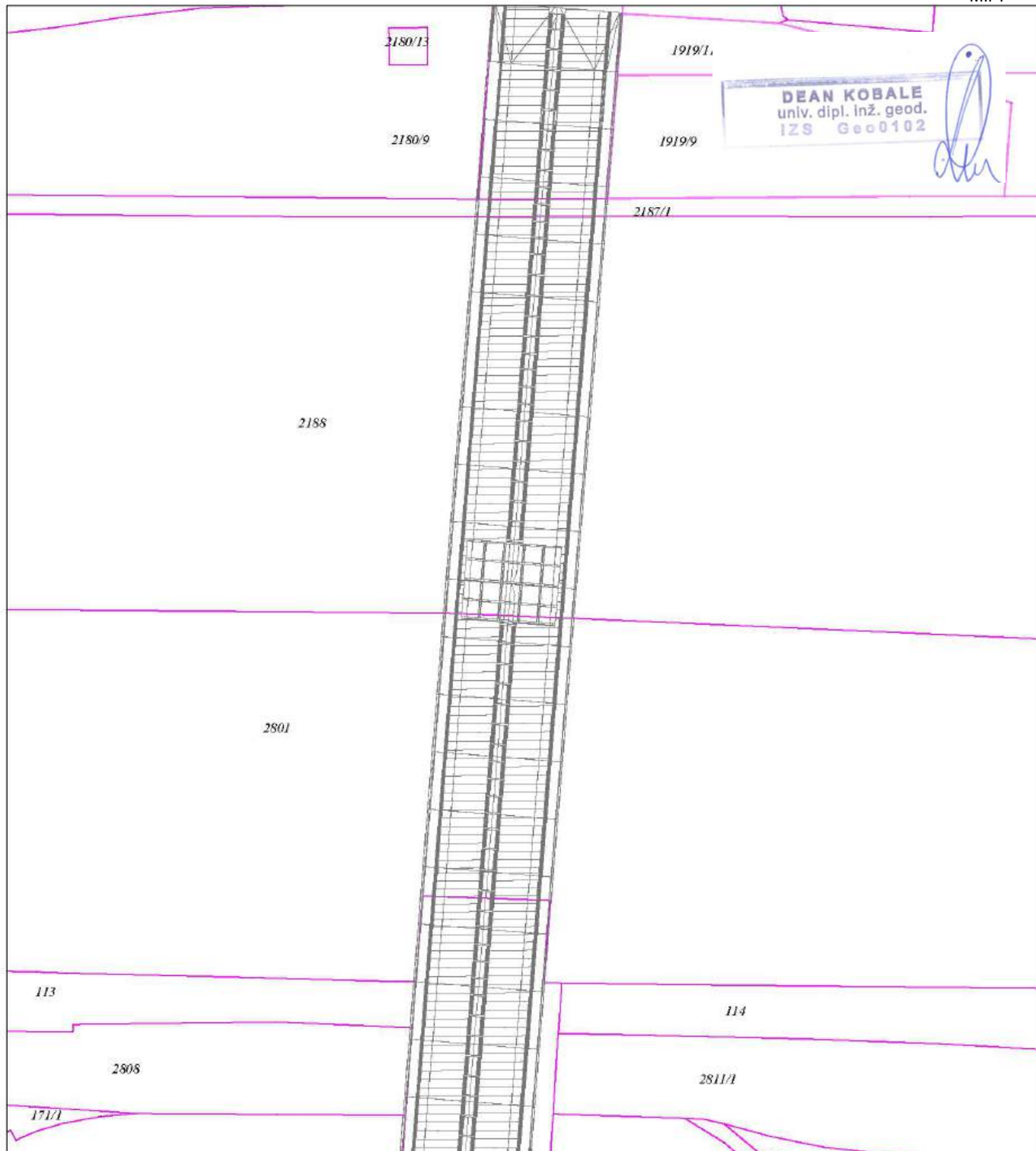
*(žig geodetskega podjetja,
podpis odgovorne osebe)*

GEODETSKI NAČRT

K.O.	657 MARIBOR-GRAD	NAROČNIK GEODETSKE STORITVE: PONTING D.O.O. STROSSMAYERJEVA 28 2000 MARIBOR	
ŠT. DELA	349P24		
DATUM	17.09.2024		
MERILO			
PARCELA		Odgovorni geodet:	KOBALE DEAN, univ.dipl.inž.geod.

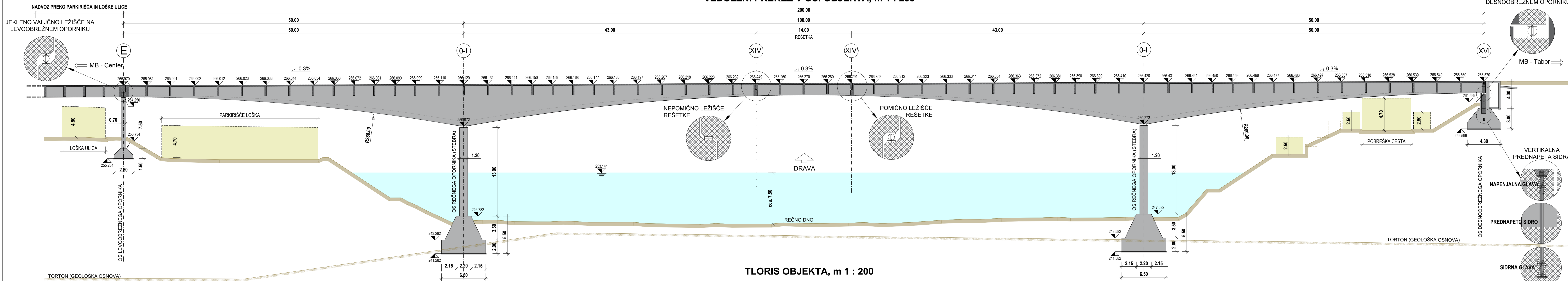
Opomba: podatki o parcelnih mejah so prevzeti iz DKN!

M.P.

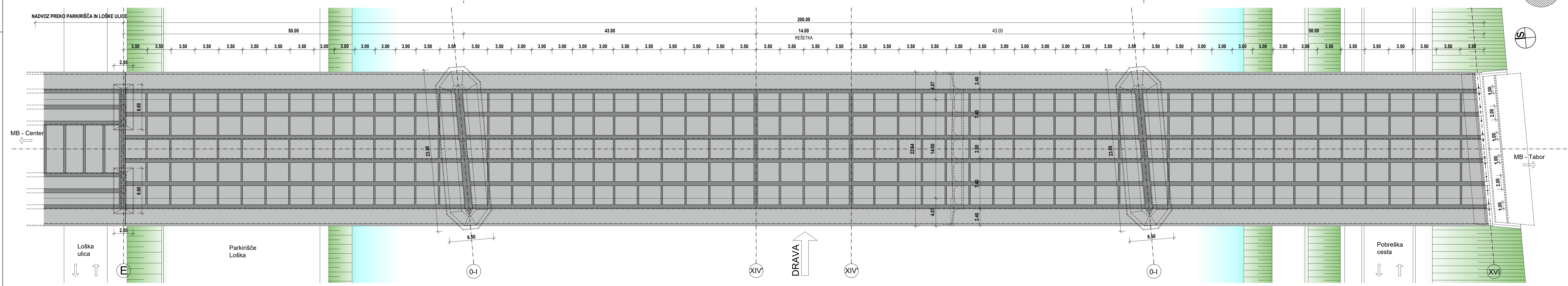


PREGLEDNA RISBA OBJEKTA

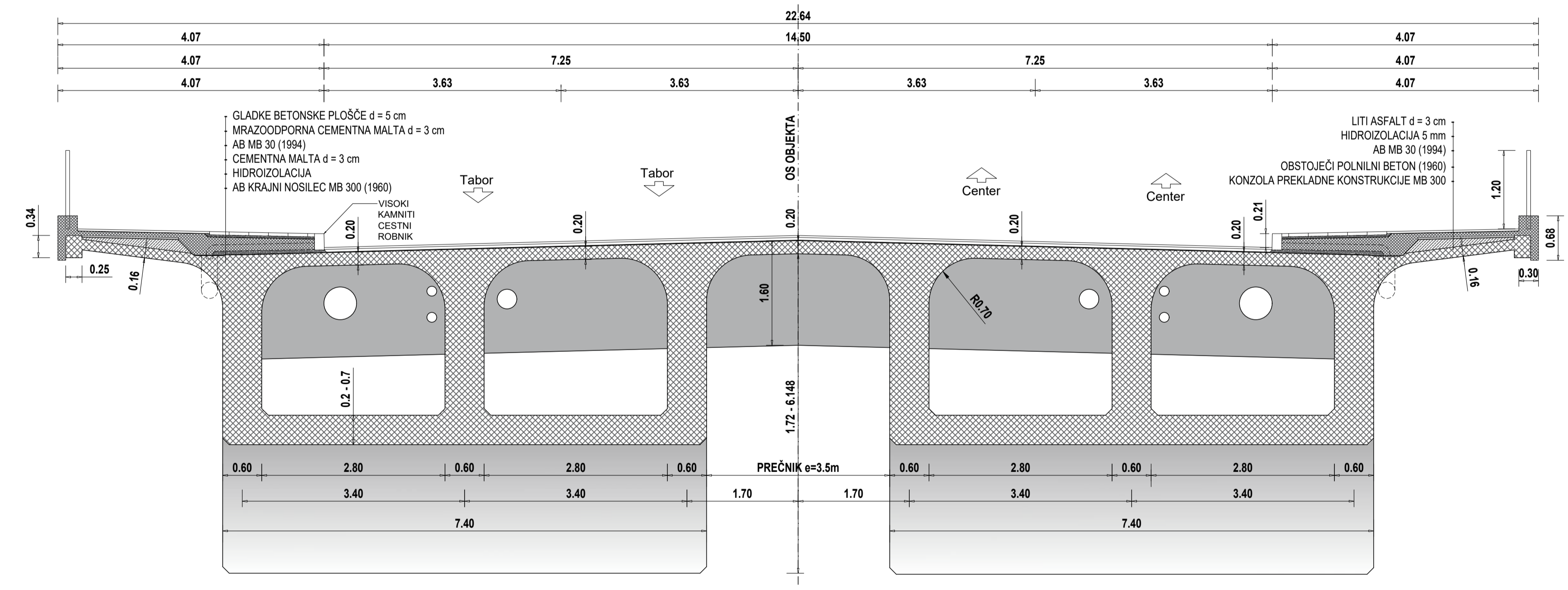
VZDOLJNI PREZ V OSI OBJEKTA, m 1 : 200



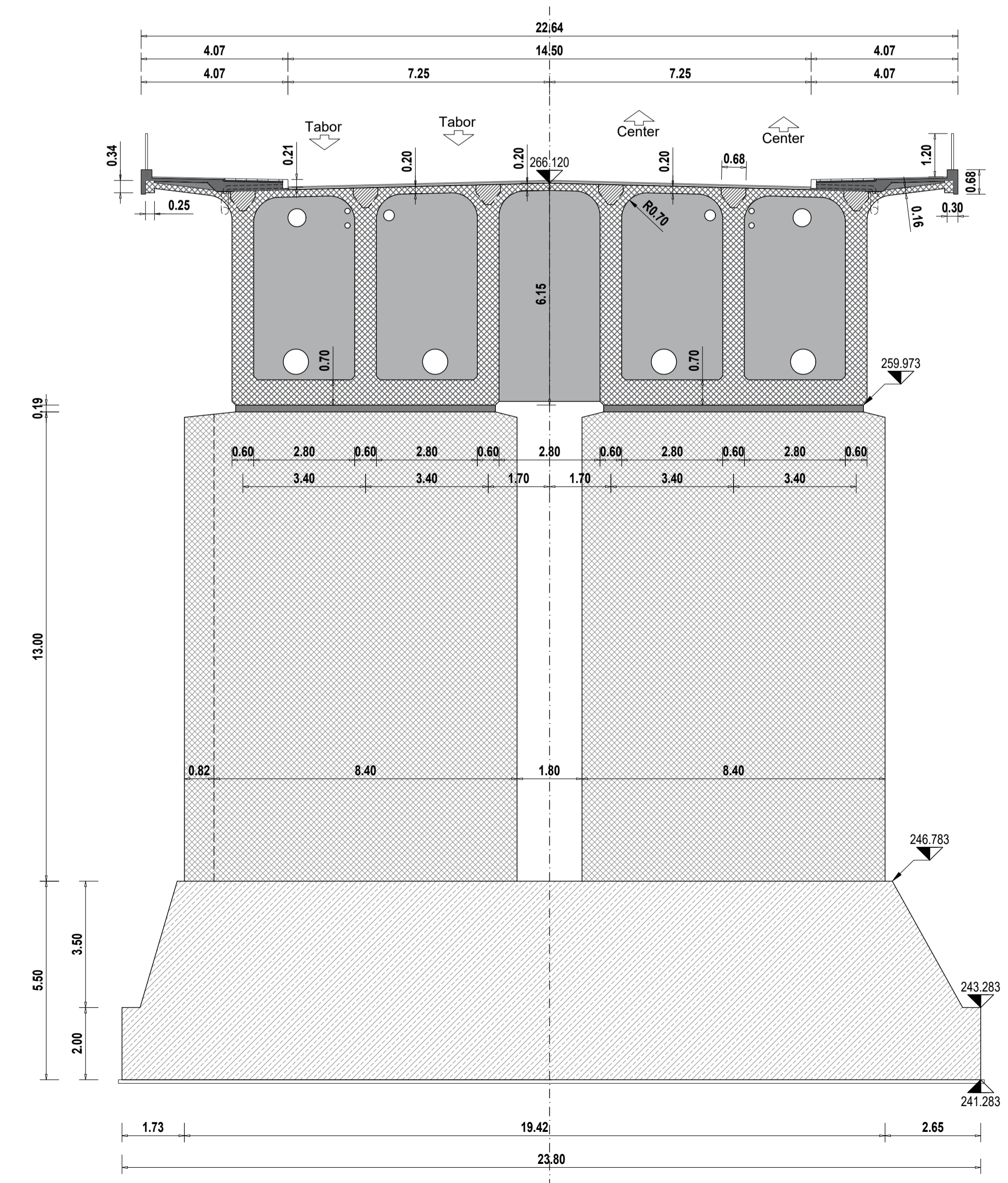
TLORIS OBJEKTA, m 1 : 200



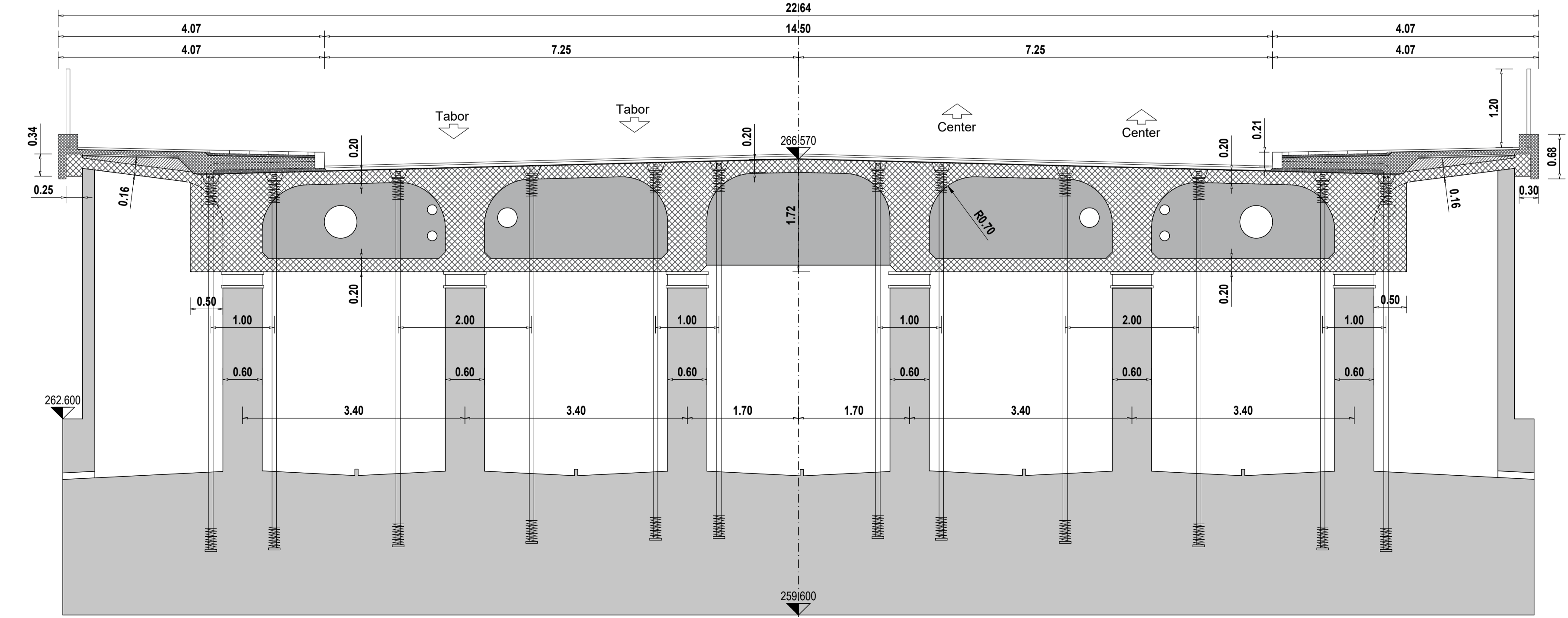
KARAKTERISTIČNI PREČNI PREZ, m 1 : 50



PREČNI PREREZ V OSI O-I, m 1 : 100



PREČNI PREREZ V OSI XVI, m 1 : 50



Karakteristike v analizi upoštevanih materialov:

BETON:	OSNOVNA OZNAKA	UPOŠTEVANO V ANALIZI
Glavni nosilci konzornega dela	MB 300	C 30/37
Montažni prečni konzornega dela	MB 300	C 30/37
Rečni stebri	MB 220 (300 zgoraj)	C 25/30 (oz. C 30/37)
Temelj rečnih stebrov	MB 220	C 25/30
Desno obrabni opornik (stena in temelj)	MB 220 (140 spodaj)	C 25/30 (oz. C 16/20)
Stebri skupne podpore v osi E	MB 300	C 30/37
Temelj skupne podpore v osi E	MB 220	C 25/30
Vzdolžni in prečni nosilci vmesne rešetke	MB 300	C 30/37
AB plošča vmesne rešetke	MB 300	C 30/37

ARMATURA	Je 37	B 2208
Vsi elementi	Je 37	B 2208
osnovne konstrukcije	RA 400500	B 5006
Dodatne armature pri razširjeni konzoli iz leta 1994		

JEKLO ZA PREDNAPENJANJE	$f_{yk}/f_{tk,ik} = 180/160 \text{ kg/m}^2$	$f_{yk}/f_{tk,ik} = 176/1570 \text{ MPa}$
jeleklo za prednapenjanje		

KONSTRUKCIJSKO JEKLO	Je S2	S355
Nepomirna ležalca		
Pomožna ležalca	Je C 35	S235

ponting Ponting inženirski biro d.o.o.
Strossmayerjeva 28, 2000 Maribor, Slovenija
Identifikacijska št. podjetja pri IZS - 0845

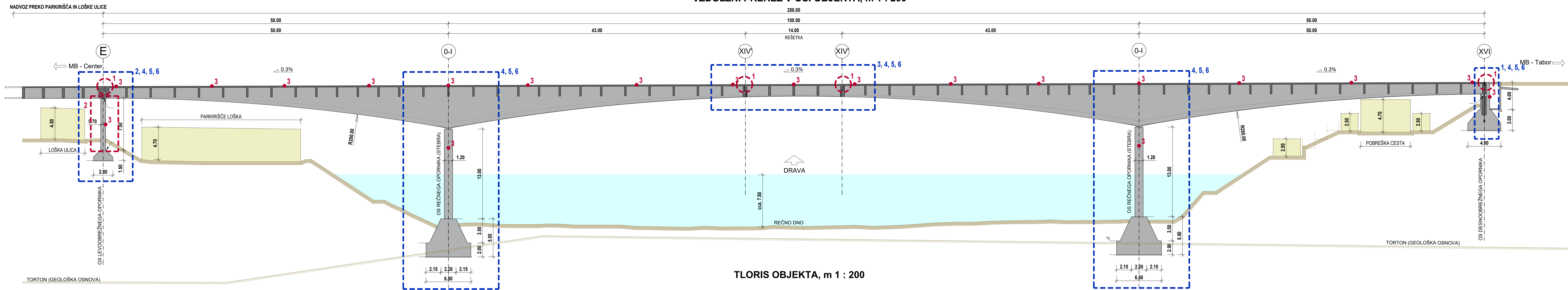
MESTNA OBČINA MARIBOR 2 - NAČRT S PODROČJA GRADNENIŠTVA
MESTNA UPRAVA ZZZ - kontrola statično-dinamične analize
Urad za komunalno, promet in prostor sektor za komunalno in promet Maribor
Titov Most - GLAVNI OBJEKT
Titova cesta - predkroje reke Drave

projektor: Dr. Viktor MARKELJ, udg. PI G-4402
izveden: Rok MLAKAR, udg. PI G-2507
preverjen: Jemal MAHER, udg. PI G-4208
odgovorna: Nina DRAGANOVIC

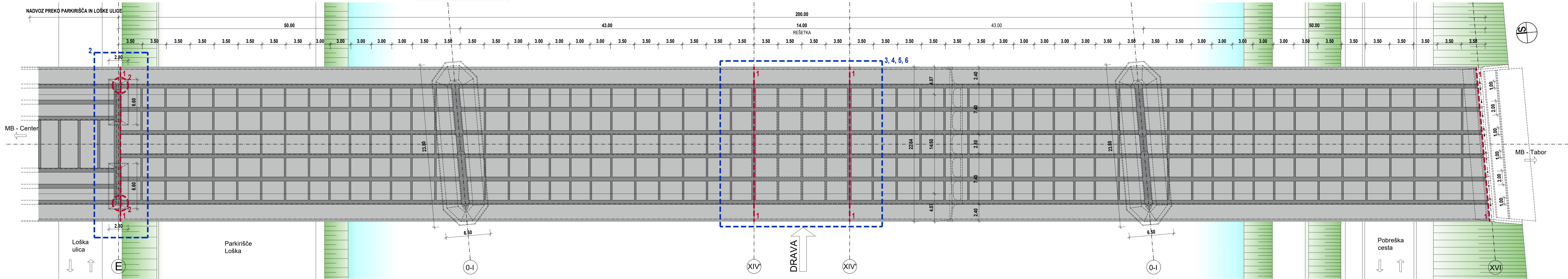
datum: 6/4/2024
izdaja: 6/4-2/2024
skica: 1:200, 100, 50, 25
list: 1 od 1

RISBA PREDLAGANIH REKONSTRUKCIJSKIH UKREPOV

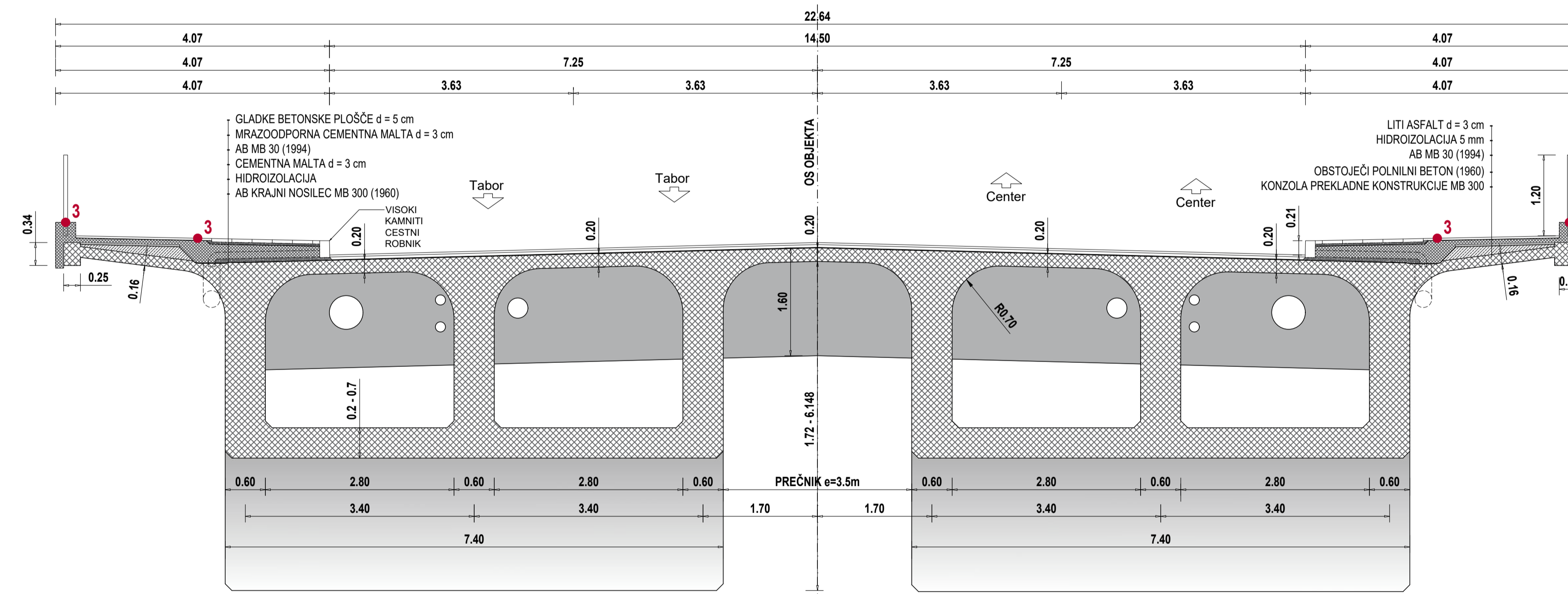
VZDOLJNI PREREZ V OSI OBJEKTA, m 1 : 200



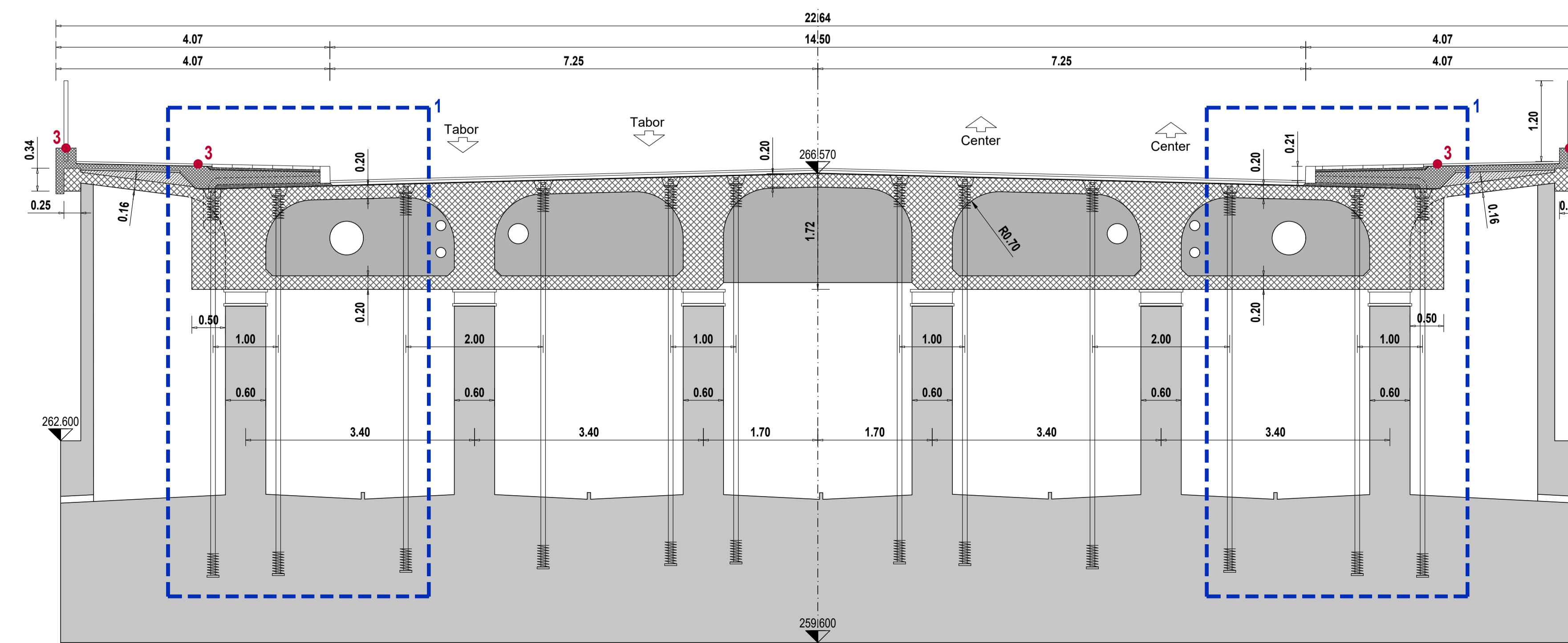
TLORIS OBJEKTA, m 1 : 200



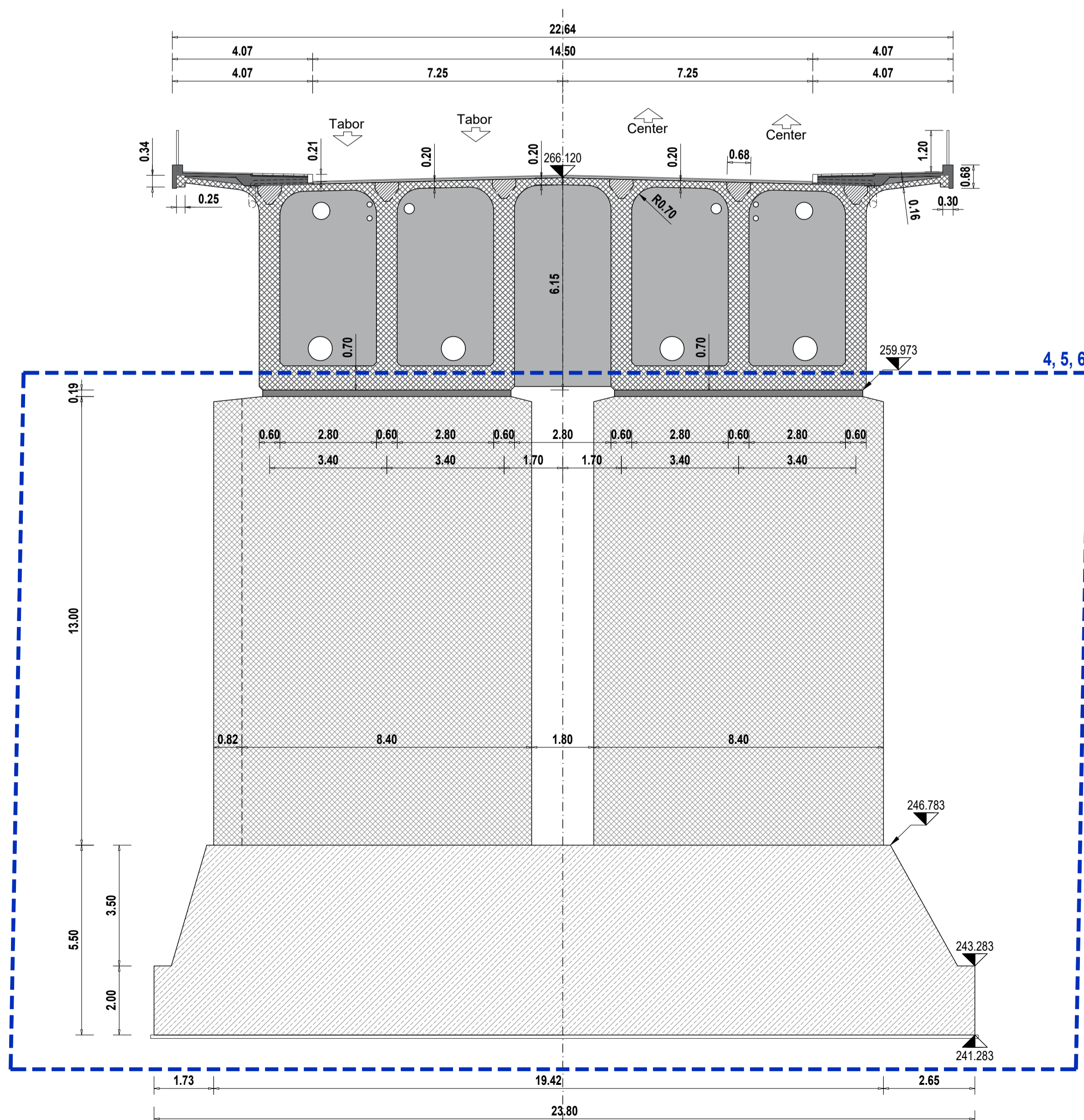
KARAKTERISTIČNI PREČNI PREREZ, m 1 : 50



PREČNI PREREZ V OSI XVI, m 1 : 50



PREČNI PREREZ V OSI 0-I, m 1 : 100



- KRATKOROČNI UKREPI:**
- ZAMENJAVA DILATACIJ ... zatesnitev dilatacijskih fug, kontrola pomikov, upočasnitev propadanja kritičnih delov,
 - UREDITEV ODVODNJE (os E) ... rekonstrukcija in zatesnitev krajnih izlivnikov, obnova vzdolžne in vertikalne cevne kanalizacije, rekonstrukcija vtoknih jaškov, sanacija (obloga) erodiranih delov nasipa proti spodnjemu parkirišču,
 - VZPOSTAVITEV MONITORINGA (nivelema deformacij) ... projektna vzpostavitev mreže geodetskih merilnih mest (reperjev) vzdolž mostne konstrukcije in vzpostavitev trajnih periodičnih meritev,
 - OMEJITEV TEŽKEGA PROMETA ... konzultacija s prometniki MOM ... omejitev maksimalne teže tovornega vozila (npr. 40 t), omejitev/preprečitev vožnje v območju hodnikov,
 - IZDELAVA PROJEKTA REHABILITACIJE MOSTU ... zagotovitev stabilnosti in ustreznega nivoja varnosti, podaljšanje življenjske dobe.
- SREDNJEROČNI UKREPI po projektu rehabilitacije:**
- ZAMENJAVA DELA NATEZNIH KABLOV na desno-obrobnem oporniku,
 - SANACIJA PODPORE MOSTVIADUKT (os E),
 - SANACIJA / ZAMENJAVA REŠETKE 'Gerber' ali monolitizacija,
 - SANACIJA LOKALNIH POŠKODB GLAVNEGA MOSTA,
 - SANACIJA PREOSTALIH DELOV OBJEKTA,
 - POTRESNA OJAČITEV.

Karakteristike in analizi upoštevanih materialov:

BETON:	OSNOVNA OZNAKA	UPOŠTEVANO V ANALIZI
Glavni nosilci konzornega dela	MB 300	C 30/37
Montažni prečni konzornega dela	MB 300	C 30/37
Rečni stebri	MB 220 (300 zgoraj)	C 25/30 ex. C 30/37
Temelj rečnih stebrov	MB 220	C 25/30
Desno obrobnji opornik (stena in temelj)	MB 220 (140 spodaj)	C 25/30 ex. C 16/20
Stebri skupne podpore v osi E	MB 300	C 30/37
Temelj skupne podpore v osi E	MB 220	C 25/30
Vzdolžni in prečni nosilci vmesne rešetke	MB 300	C 30/37
AB plošča vmesne rešetke	MB 300	C 30/37

ARMATURA	OSNOVNA OZNAKA	UPOŠTEVANO V ANALIZI
Vsi elementi	Ja 37	B 2208
Dodatke armature pri različnih konzolah iz leta 1994	RA 400500	B 5006

JEKLO ZA PREDNAPENJANJE	f_{yk}/f_{ak}	f_{yk}/f_{ak}
JEKLO ZA PREDNAPENJANJE	$f_{yk}/f_{ak} = 180/160 \text{ kgf/cm}^2$	$f_{yk}/f_{ak} = 176/1570 \text{ MPa}$

KONSTRUKCIJSKO JEKLO	OSNOVNA OZNAKA	UPOŠTEVANO V ANALIZI
Neposredna telesa	Ja 52	S355
Pomožna telesa	Ja C 35	S235

ponting www.ponting.si

Ponting inženirski biro d.o.o.
 Strossmayerjeva 28, 2000 Maribor, Slovenija
 identifikacijska št. podjetja pri IZS - 0845

<p>MESTNA OBČINA MARIBOR Mestna uprava Sektor za komunalno in promet</p>	<p>2 - NAČRT S PODROČJA GRADNENIŠVA EZZ - kontrolna statična dinamika Titov Most - GLAVNI OBJEKT Titova cesta - predkrojevni reke Drave</p>
<p>izpolnil: Dr. Viktor MARKELJ, u.d.g. Rok MLAKAR, u.d.g. Jemne MAHER, u.d.g. Nina DRAGANOVIČ</p>	<p>PREGLEDNA RISBA OBJEKTA Pregled ukrepov datum: december 2024 lista: 604-2/2024 skema: 1:200, 100, 50, 25 list: 2</p>

POROČILO

O OCENI VELIKOSTI NAPENJALNIH SIL

V PREDNAPETIH KABLIH TITOVEGA MOSTU

V MARIBORU

2024

POROČILO

O OCENI VELIKOSTI NAPENJALNIH SIL
V PREDNAPETIH KABLIH TITOVEGA
MOSTU V MARIBORU



Univerza v Mariboru
Fakulteta za gradbeništvo, prometno
inženirstvo in arhitekturo

Andrej Štrukelj
10/18/2024





Fakulteta za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo

Datum: 18.10.2023
Številka: 13-2023-AS

Naročnik preiskave:
dr. Viktor Markej
PONTING d.o.o.
Strossmeyerjeva ulica 28
2000 Maribor

Št. naročilnice: V-014-2024 z dne 25.09.2024

POROČILO

O OCENI VELIKOSTI NAPENJALNIH SIL V PREDNAPETIH KABLJIH TITOVEGA MOSTU V MARIBORU

Predstojnik Katedre za operativno gradbeništvo

red. prof. dr. Andrej Štrukelj, univ. dipl. inž. grad.



dekan FGPA

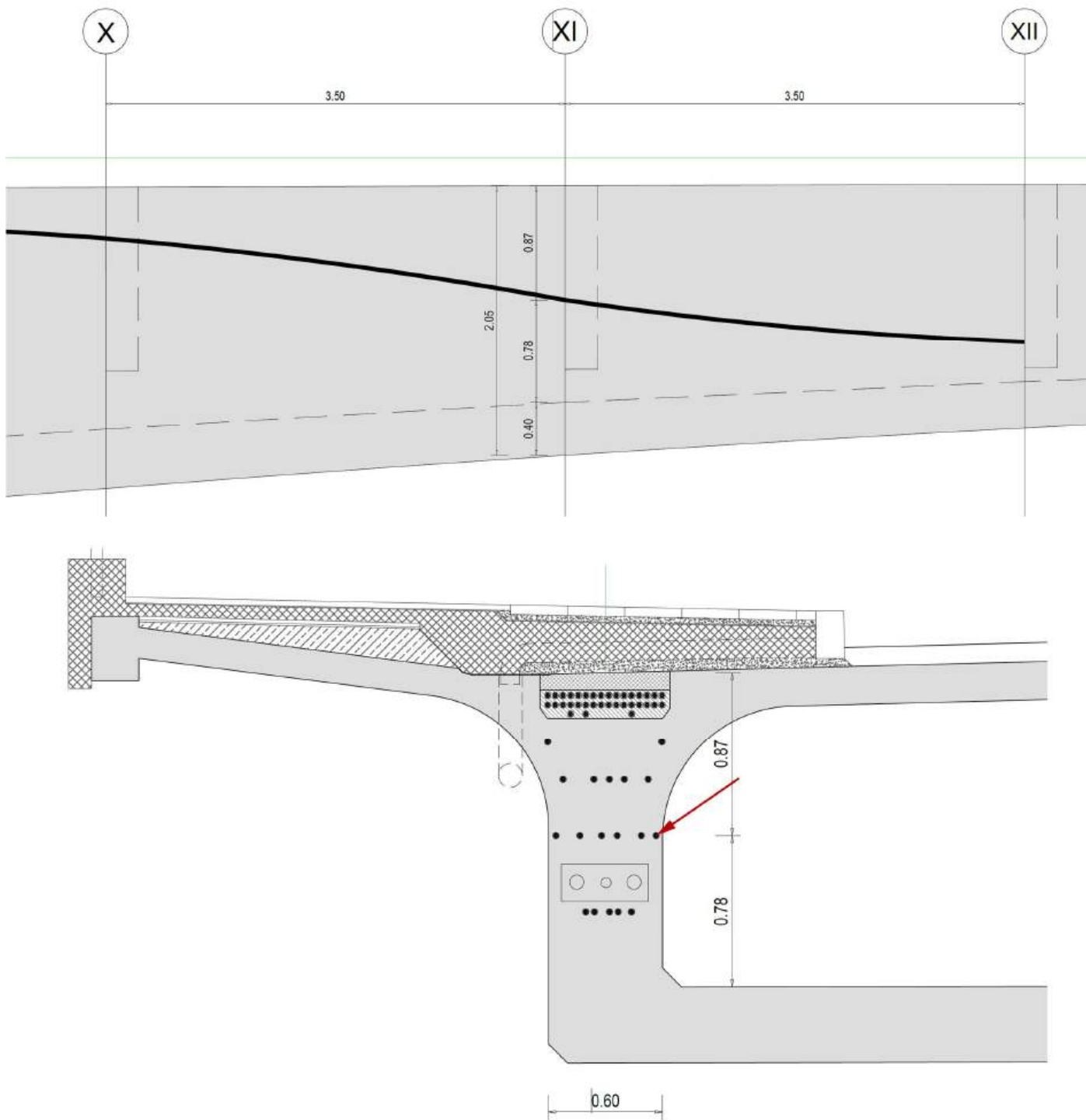
izr. prof. dr. Andrej Ivanič, univ. dipl. inž. grad.

VSEBINA

	Stran
1.0 UVOD	4
2.0 OPIS MERSKIH POSTOPKOV	5
3.0 REZULTATI PREISKAVE	7
4.0 ZAKLJUČEK	9

1.0 UVOD

Namen preiskave, ki je bila izvedena 23. in 24.09. 2024, je bil pridobiti oceno velikosti napenjalnih sil v prednapetih kablji Titovega mostu v Mariboru, ki je bil predan v promet leta 1963. Za izvedbo testiranja smo izbrali enega od kablov v zunanji stojini na gorvodni strani prekladne konstrukcije v neposredni bližini prečnika XI v smeri proti desnemu bregu reke Drave (Slika 1) in sedmega od vertikalnih kablov gledano v gorvodni smeri, ki predstavljajo natezne vezi, s katerimi je preprečen dvig prekladne konstrukcije na ležiščih opornika na desnem bregu reke Drave.



Slika 1: Položaj kabla izbranega za testiranje v vzdolžnem in prečnem prerezu prekl. konstrukcije

2.0 OPIS MERSKIH POSTOPKOV

Vsak od kablov vgrajenih v betonsko prekladno konstrukcijo je sestavljen iz gladke jeklene cevi z debelino stene cca 1 mm, v notranjosti katere je 18 jeklenih žic premera 5 mm, ki so zainjektirane s cementno injekcijsko maso. Oceno velikosti napenjalne sile smo lahko izvedli edino tako, da smo na izbranem mestu odprli betonsko konstrukcijo in s tem omogočili dostop do kabla. Os izbranega kabla je bila 10 cm pod površino betona (Slika 5). Odprli smo kabelsko cev in lokalno na mestu izvedbe meritev odstranili injekcijsko maso (Slika 2). Nato smo na očiščeno površino dveh najbolj dostopnih žic prilepili uporovni merilni listič (Slika 3). Za meritve specifičnih deformacij smo uporabili merilne lističe proizvajalca Hottinger Baldwin Messtechnik z dolžino merilne mrežice 6.0 mm in nazivno upornostjo 120 Ω (tip HBM 1-CLY41-6/120ZE), ki so temperaturno usklajeni z jeklom (Merilna mrežica ima enak koeficient temperaturnega raztezka kot podlaga, na katero so lističi lepljeni.).



Slika 2: Jeklo kabla po odstranitvi zaščitnega sloja betona, odprtju kabelske cevi in delni odstranitvi injekcijske mase



Slika 3: Merilni lističi nalepljeni na predhodno očiščeni površini dveh žic



Slika 4: Izrezani dve žrtvovani jekleni žici po izvedbi testa



Slika 5: Položaj kabla (oddaljenost od površine)

Ker je bilo mesto testiranja v notranjosti prekladne konstrukcije mostu, kjer se v času meritev, ki so bile relativno kratkotrajne, temperatura ni bistveno spreminjala, smo uporabili štirižilno vezavo v četrtinske Wheatstonove mostičke in čim krajše povezovalne kable. Meritve specifičnih deformacij smo izvajali s popolnoma novim 16 kanalnim merilnim ojačevalnikom proizvajalca Hottinger Baldwin Messtechnik tip QuantumX MX1615B, ki ima še tovarniško kalibracijo. Da bi ugotovili, kakšna je sila v kablju je bilo potrebno posamični jekleni žici, na katerih so bili nalepljeni merilni lističi, pazljivo prerezati s kotno brusilko tako, da nismo poškodovali sosednjih žic v kablju. Med rezanjem žic smo kontinuirano izvajali meritve specifičnih deformacij. Po izvedbi testa smo izrezali kos testiranih žic in pripravili vzorce za preiskave lastnosti jakla (Slika 4 in Slika 9 – prva dva vzorca).



Slika 6: Vertikalni kabel v oporniku, na katerem je odstranjen del zaščitne cevi



Slika 7: Isti vertikalni kabel po delni odstranitvi injekcijske mase



Slika 8: Merilni listič nalepljen na eni od očiščenih žic vertikalnega kabla v oporniku po izvedbi testa



Slika 9: odvzeti vzorci žic

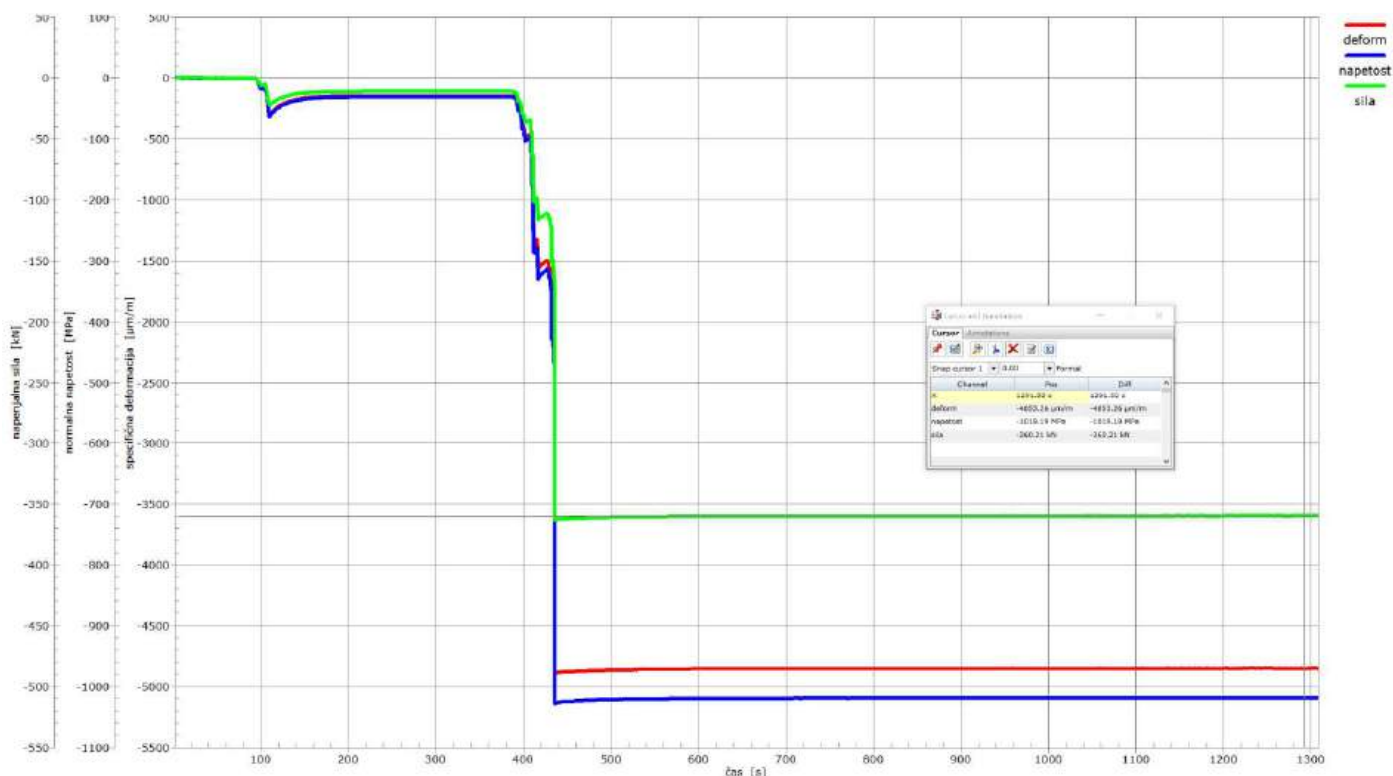
Izmerjena vrednost specifične deformacije izmerjene ob sprostitvi žice po absolutni vrednosti ustreza vrednosti specifične deformacije zaradi sile prednapenjanja. Izmerjeno vrednost specifične

deformacije smo pri analizi merskih rezultatov nato samo pomnožili z elastičnim modulom jekla, da smo dobili oceno vrednosti napetosti v kablju, nato pa smo to vrednost še pomnožili s površino celotnega kablja. Dobljena vrednost predstavlja zelo dobro oceno dejanske napenjalne sile v kablju.

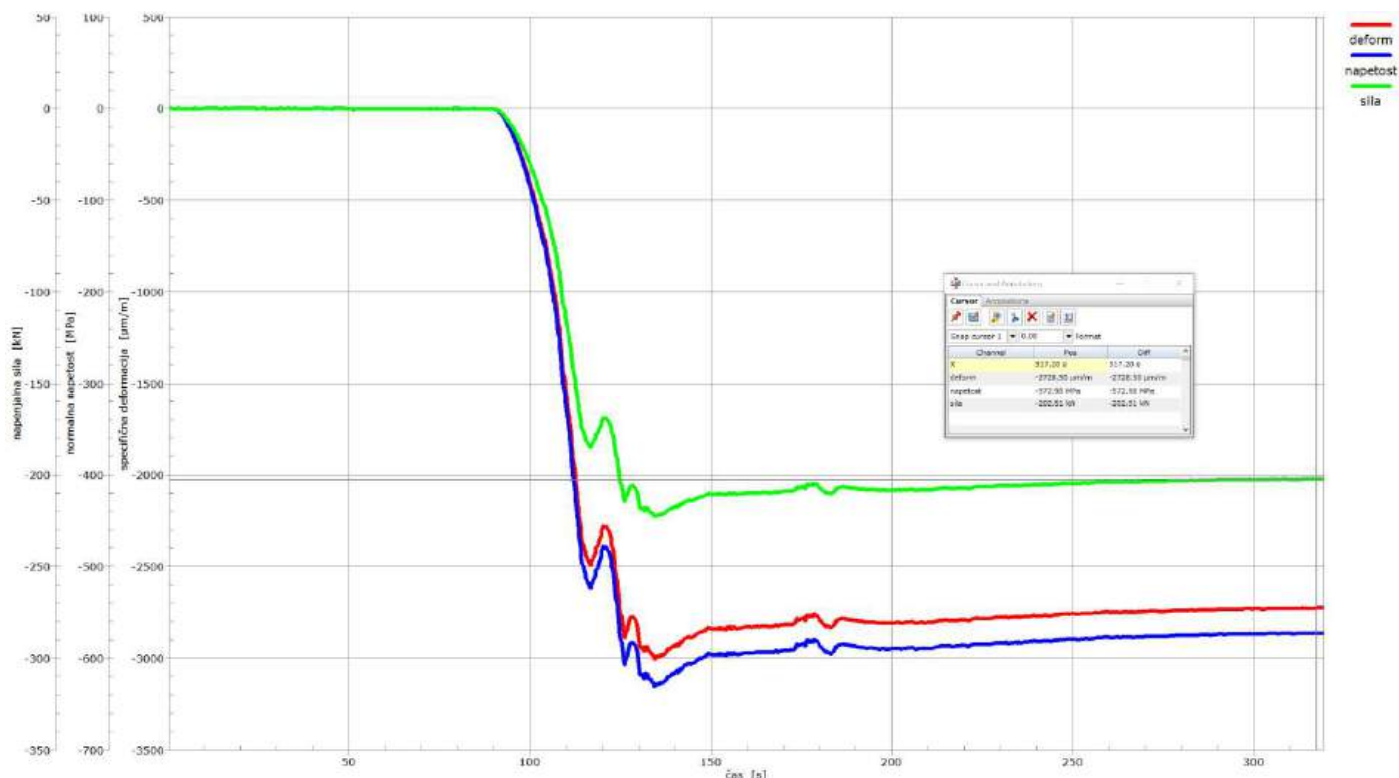
Na enak način smo izvedli tudi testiranje enega vertikalnega kablja v oporniku na desnem bregu Drave. Kabel izbran za testiranje je bil popolnoma nepoškodovan, prav tako pa sta bila nepoškodovana tudi oba sosednja kablja. Vertikalni kablji so nameščeni v zaščitnih ceveh, ki imajo debelino stene 3 mm. Na izbranem kablju smo odstranili cca 20 cm zaščitne cevi v vzdolžni smeri in polovico obsega v prečni smeri (Slika 6). Odstranili smo injekcijsko maso in na eno od žic prilepili merilni listič istega tipa kot v predhodnem testiranju kablja v prekladni konstrukciji (Sliki 7 in 8). Tudi v tem primeru smo po izvedbi testa za preiskavo jekla odvzeli vzorec (Slika 9 – tretji vzorec). Izrezali pa smo tudi kos žice tretjega vertikalnega kablja gledano gorvodno, ki je bil v celoti prekorodiran (Slika 9 – četrti vzorec)

3.0 REZULTATI PREISKAVE

Rezultati meritev so podani v grafični in tabelarni obliki. Na grafih, so prikazane tri krivulje (krivulja izmerjenih specifičnih deformacij, računski krivulja napetosti in računski krivulja sile v kablju. Med meritvijo, smo na začetku postavili vrednost deformacij na nič, nato je ob prekinitvi žrtvovane žice prišlo v njej do navideznih tlačnih deformacij (zato negativne vrednosti). To je prikazano na prvi verziji grafov (Sliki 10 in 12). Bolj realen prikaz dogajanja pa je na drugi verziji grafov (Sliki 11 in 13). Absolutne vrednosti končnih izmerjenih vrednosti specifičnih deformacij v tem primeru prištejemo k celotnim izmerjenim signalom (naredimo offset signalov) in nato na osnovi tako dobljenih grafov določimo še pripadajoče grafe napetosti in napenjalne sile. Tako imamo na začetku v jeklu dejansko napenjalno silo, ki po prekinitvi žice pade na vrednost nič.



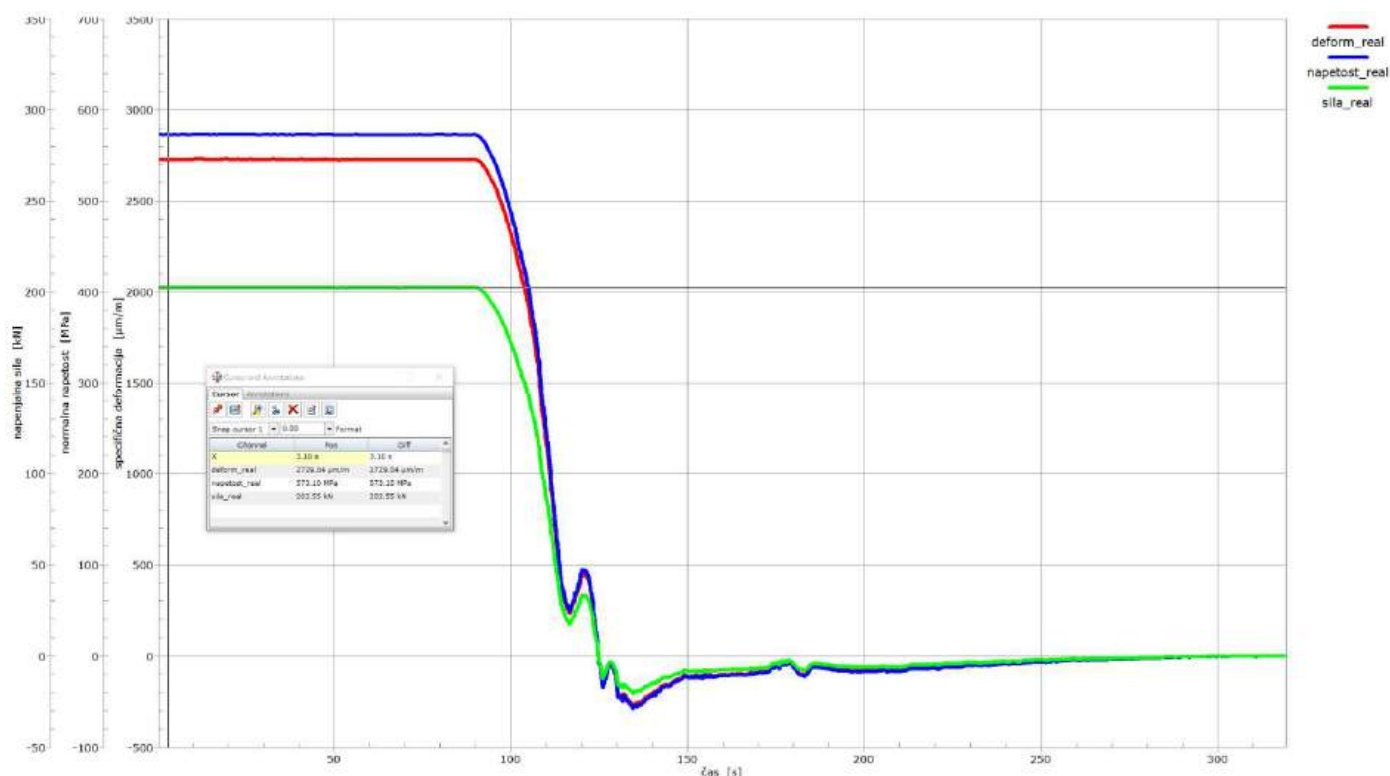
Slika 10: Grafični prikaz časovnega poteka izmerjenih specifičnih deformacij ter izračunanih napetosti in napenjalne sile pri nulti izhodiščni vrednosti specifičnih deformacij za eno merilno mesto v prekladni konstrukciji (prva verzija prikaza)



Slika 11: Grafični prikaz časovnega poteka izmerjenih specifičnih deformacij ter izračunanih napetosti in nopenjalne sile pri nulti izhodiščni vrednosti specifičnih deformacij za merilno mesto na vertikalnem kablu v oporniku (prva verzija prikaza)



Slika 12: Grafični prikaz časovnega poteka izmerjenih specifičnih deformacij ter izračunanih napetosti in nopenjalne sile pri dejanski izhodiščni vrednosti specifičnih deformacij, ki so dobljene tako, da je pedhodno nulirana izhodiščna vrednost premaknjena za vrednost končne izmerjene vrednosti specifične deformacije; prikaz je narejen za eno merilno mesto v prekladni konstrukciji (druga verzija prikaza – dejansko stanje deformacij in napetosti po razbremenitvi)



Slika 13: Grafični prikaz časovnega poteka izmerjenih specifičnih deformacij ter izračunanih napetosti in napenjalne sile pri dejanski izhodiščni vrednosti specifičnih deformacij, ki so dobljene tako, da je pedhodno nulirana izhodiščna vrednost premaknjena za vrednost končne izmerjene vrednosti specifične deformacije; prikaz je narejen za eno merilno mesto na vertikalnem kablju v oporniku (druga verzija prikaza – dejansko stanje deformacij in napetosti po razbremenitvi)

Tabela 1: Numerični prikaz rezultatov

	Kabel v prekladni konstrukciji	Vertikalni kabel v oporniku
Izmerjene spec. deformacije	4853 µm/m	2729 µm/m
Izračunane napetosti	1019,19 MPa	573,10 MPa
Izračunane napenjalne sile	360,21 kN	202,55 kN

4.0 ZAKLJUČEK

Za prednapete kable v prekladni konstrukciji lahko ocenimo, da se v njih v času uporabe objekta vrednost napenjalne sile ni bistveno spremenila. Izmerjena vrednost je bila celo nekoliko večja od projektne vrednosti napenjalne sile, kar pa je lahko tudi posledica ne dovolj natančnega spremljanja velikosti sile pri izvedbi prednapenjanja v času gradnje in drugačne tehnologije sidranja kablov (glavičenje gladkih posameznih žic). Na jeklu testiranega kabla ni bilo opaziti korozije. Potrebno pa je pregledati kakšno je stanje na delih konstrukcije, kjer prihaja do zamakanja in potencialno možnosti vnosa kloridov (ob dilatacijah, v bližini izlivnikov).

Vertikalni kabli, ki preprečujejo dvigovanje prekladne konstrukcije na južnem oporniku mostu, pa so zaradi nenehnega zamakanja na dilataciji in zaradi velike količine odpadnega materiala, ki je ostal v komorah opornika po zadnji sanaciji in je zaradi netesne dilatacije prekično ves čas vlažen, bolj izpostavljeni koroziji sploh v njihovem spodnjem delu, ki je zasut z vlažnim odpadnim materialom. Nekaj kablov je močno prizadetih. V najslabšem stanju tretji kabel gledano v gorvodni smeri, ki ima v spodnjem delu odstranjeno zaščitno cev, injekcijska masa pa je površno nadomeščena z malto, ki je bila nalita v nadomestno plastično cev, ki je bila naknadno nameščena okrog kabla. Predpostavljamo, da so se pred zadnjo sanacijo na tem kablju izvajale preiskave, po tem pa ni bil

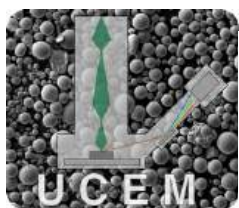
2024



Univerza v Mariboru
Fakulteta za Gradbeništvo, prometno
inženirstvo in arhitekturo



PREISKAVA VZORCEV KABLOV IZ TITOVEGA MOSTU V MARIBORU



Univerzitetni center za elektronsko mikroskopijo

2000 Maribor, Smetanova ulica 17

Preizkava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru

Vodja raziskave:

prof. dr. Ivan ANŽEL univ.dipl inž. mater. in metal.

Raziskovalci:

Lidija Zorko, univ. dipl. inž.

Rok Šulek, kem. tehnik

Naročnik:

dr. Viktor MARKELJ

PONTING d.o.o.

Strossmayerjeva 28

2000 MARIBOR

Maribor, november 2024

1.) Namen raziskave

Od naročnika smo prejeli dva vzorca kablov iz Titovega mostu:

- Glavni kabel ($\phi = 5 \text{ mm}$); V poročilu z oznako V1;
- Zatega ($\phi = 5 \text{ mm}$); V poročilu z oznako V2.

V okviru raziskave smo s ciljem, da se določi stanje v katerem se nahaja material in oceni njegova nosilnosti in trajnost, na vsakem vzorcu analizirali makrostrukturo in defekte na površini vzorcev, mikrostrukture v prečnem in vzdolžnem prerezu, določili kemijske sestave mikrostrukturnih konstituentov, izmerili mikrotrdote po prerezu vzorcev in z nanoindentacijo izmerili trdoto v robnem pasu od površine vzorcev do globine $100 \mu\text{m}$.

2.) Uporabljena raziskovalna oprema

Pri raziskavi je bila uporabljena sledeča raziskovalna oprema:

- Svetlobni mikroskop Nikon Epihod opremljen s sistemom za kvantitativno metalografsko analizo slike (Analysis);
- Digitalni stereo mikroskop Keyence VHX 7000;
- Visoko ločljivi vrstični elektronski mikroskop JSM-IT 800SHL opremljen z detektorji EDX, EBSD in SXES za analizo mikrokemijske sestave, kristalne strukture in kemijskega stanja atomov prehodnih elementov;
- Merilnik mikrotrdote Zwick 3212;
- Mikro in nanoindentor NANOTEST VANTAGE.

3.) Rezultati analiz in ugotovitve

Iz obeh vzorcev kablov smo z metalografsko žago Struer Labotom-5 odvzeli vzorce za pripravo metalografskih obrusov za analizo mikrostrukture v vzdolžnem in prečnem prerezu. Oba prereza sta bila izrezana z visoko natančno diamantno žično žago Well 4500. Za pripravo vzorcev v prečni in vzdolžni smeri smo uporabili standardni metalografski postopek brušenja, poliranja in jedkanja:

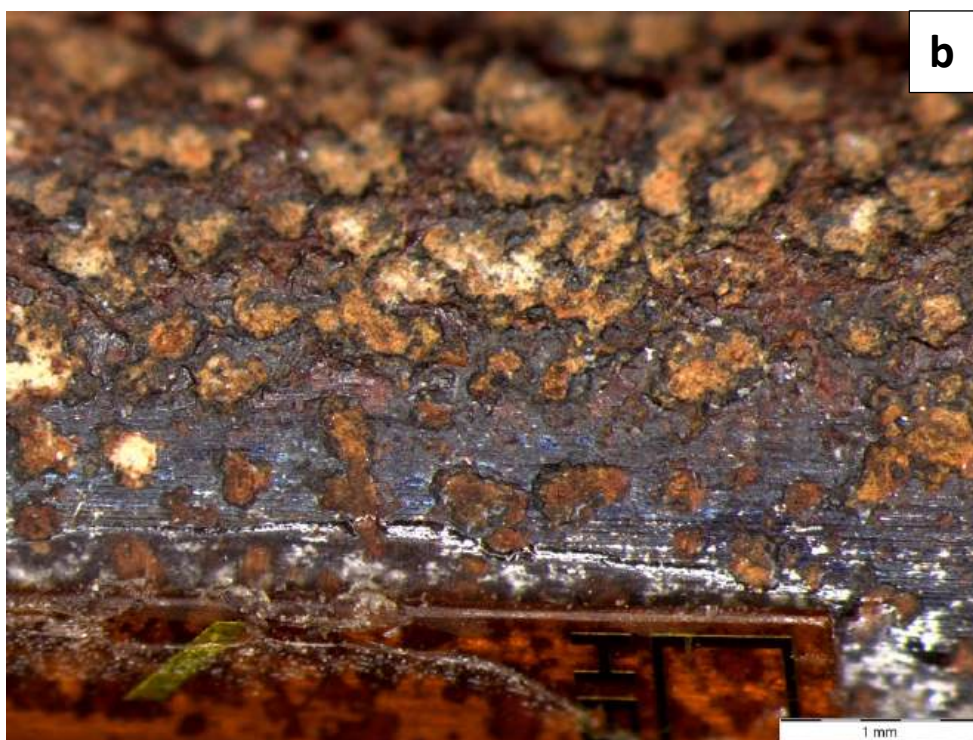
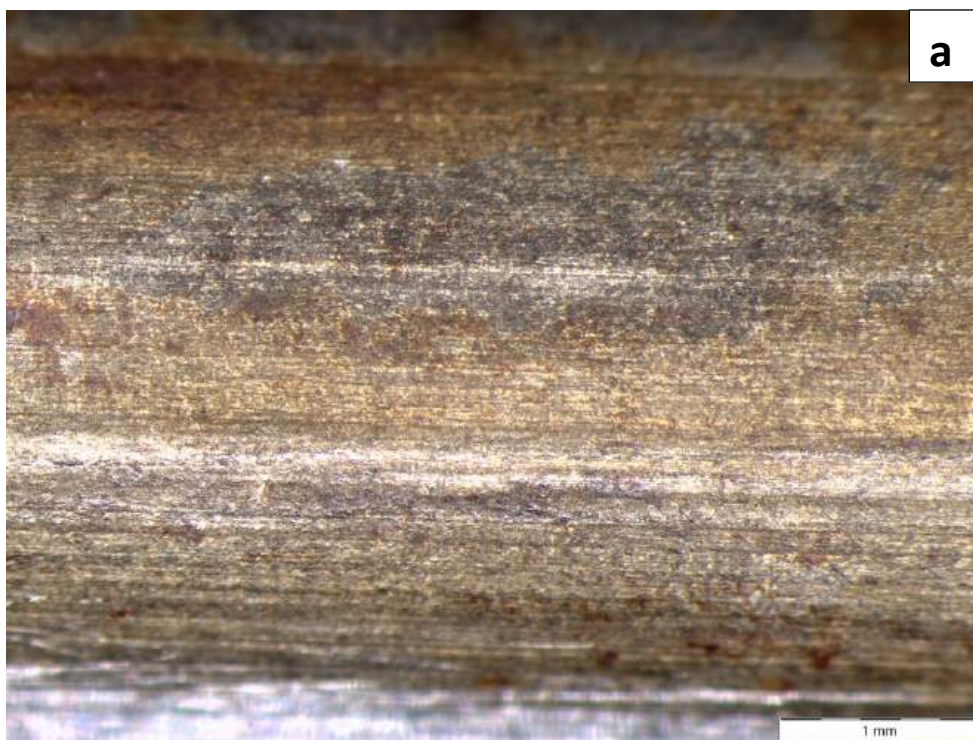
- Brušenje s stopnjo 400 (5 min), nato še s stopnjo 800 (3 min);
- Poliranje s polirno suspenzijo MetaDi™ Supreme Polycrystalline Diamond Suspension 3 μ m (3 min) na polirni podlogi Verdutex;
- Poliranje z MasterPrep Alumina 0,05 μ m (1 min) na polirni podlogi ChemoMet;
- Čiščenje v ultrazvoku;
- Jedkanje z nitalom (3% HNO₃ in 97% CH₃OH).

Analiza površine vzorcev je bila opravljena na stereo optičnem in vrstičnem elektronskem mikroskopu. Na sliki 1 je posnetek površin vzorcev V1 in V2, na sliki 2 pa je 3D prikaz obeh površin. Površini obeh vzorcev sta korodirani. Vsebujeta korozijske produkte in korozijske izjede, ki zmanjšajo nosilni prerez žice. Na 3D posnetkih se pri obeh vzorcih jasno vidi del plašča na katerem je potekala korozija (anodno mesto). Čeprav kemijske sestave korozijskih produktov nismo analizirali (skladno z naročilom), gre najverjetneje za železove okside in hidrokside, ki so voluminozni, slabo oprijemljivi in nimajo zaščitne sposobnosti. Njihov nastanek je največkrat povezan s karbonatizacijo betona pri kateri se porabljajo OH⁻ ioni, kar ima za posledico padec bazičnosti v okolici armature in ob prisotnosti korodirnega medija pojav korozijskih poškodb. Površina vzorca V2 je korozijsko mnogo bolj napadena saj je plast korozijskih produktov debelejša, korozijske izjede pa so globlje in bolj gosto razporejene po površini vzorca. Na sliki 3 a in b je dobro vidna plast korozijskih produktov. Pri vzorcu V1 so bile vse izmerjene debeline teh plasti pod 10 μ m, pri vzorcu V2 pa so debeline plasti korozijskih produktov ponekod dosegle tudi vrednosti nad 50 μ m. Tudi globine korozijskih izjed so bile pri vzorcu V2 mnogo večje kot pri vzorcu V1. Na sliki 4 a in b sta prikazana posnetka največjih izmerjenih globin korozijskih izjed pri posameznem vzorcu. Izjede so na dnu gladke (slika 5). Ostrih vrhov, ki bi lahko predstavljali mesta večjih koncentracij napetosti, ne vsebujejo. Tudi razpok, ki bi se širile iz ustja korozijskih izjed v notranjost vzorca, nismo odkrili. Je pa bila na ustjih nekaterih izjed opažena rast kompleksnih oksidov v notranjost vzorca (slika 4a). Mikrokemijska točkovna analiza na teh mestih (slika 6) kaže na povečano vsebnost kisika in prisotnost oksidotvornih elementov. Visoka koncentracija ogljika je posledica površinske kontaminacije vzorca z ogljikovodiki iz atmosfere, zato koncentracij ogljika pri mikrokemijskih analizah ni smiselno upoštevati.



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

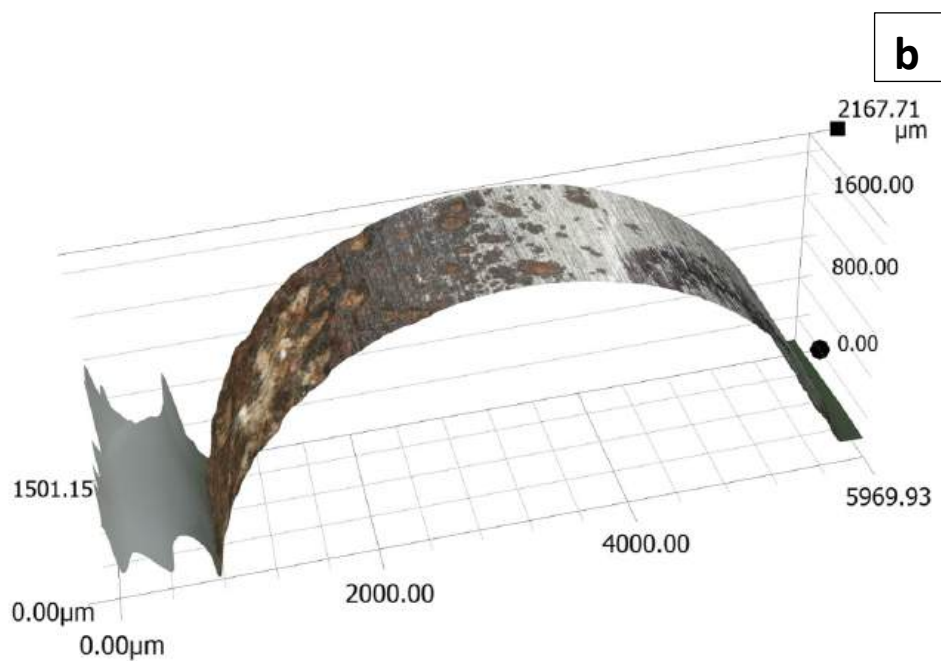
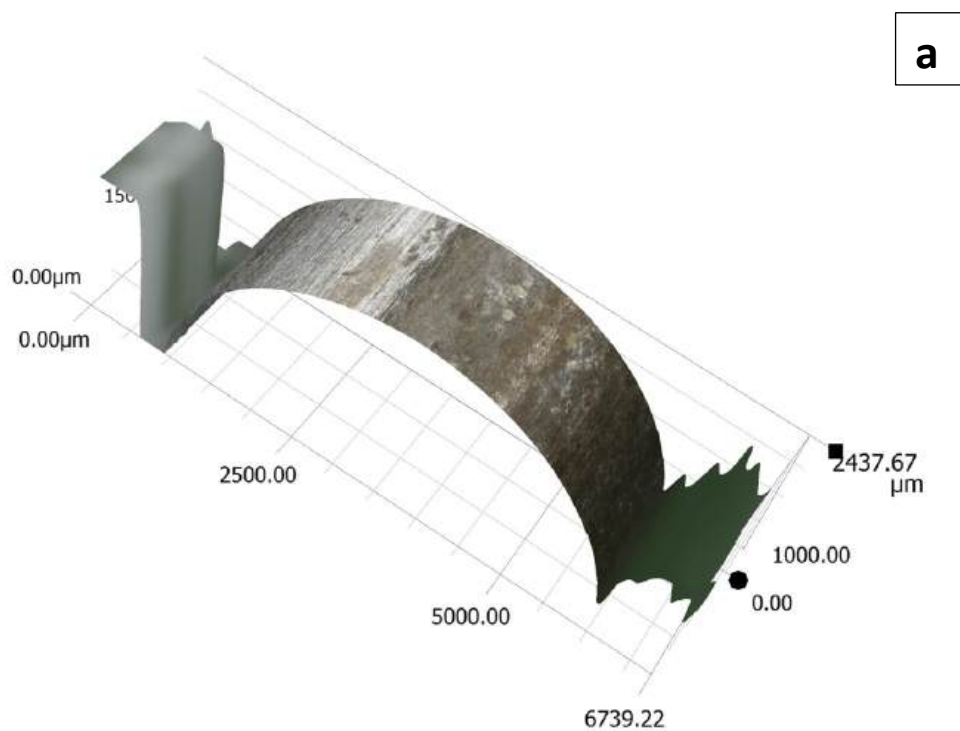


Slika 1: Površina vzorcev na korodiranem delu plašča; (a) V1; (b) V2; Stereo optična mikroskopija;



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

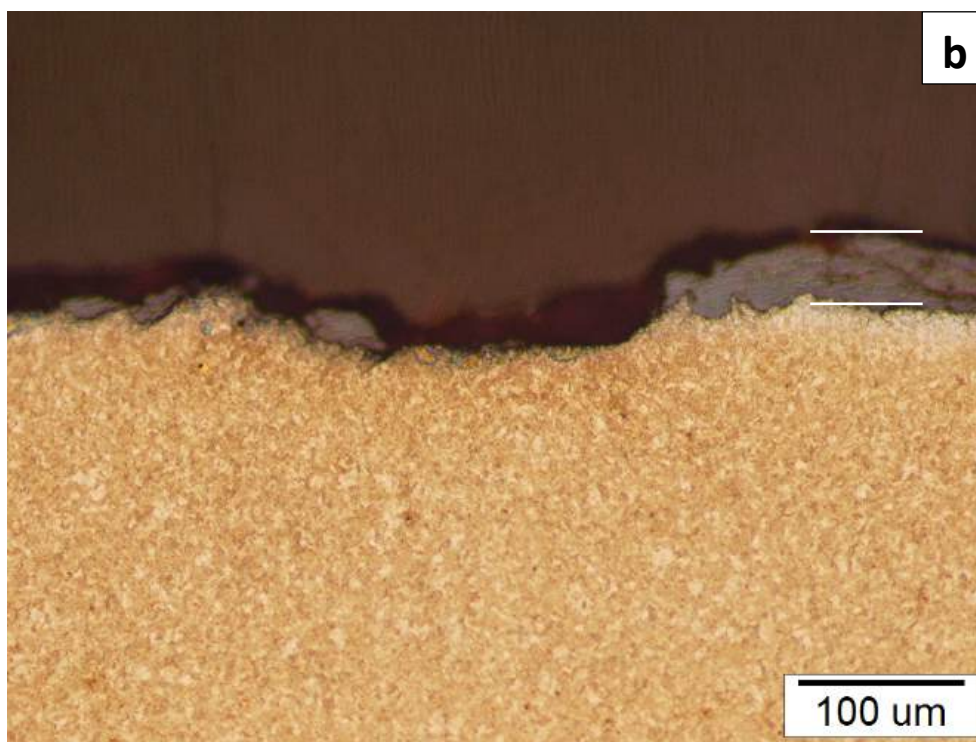
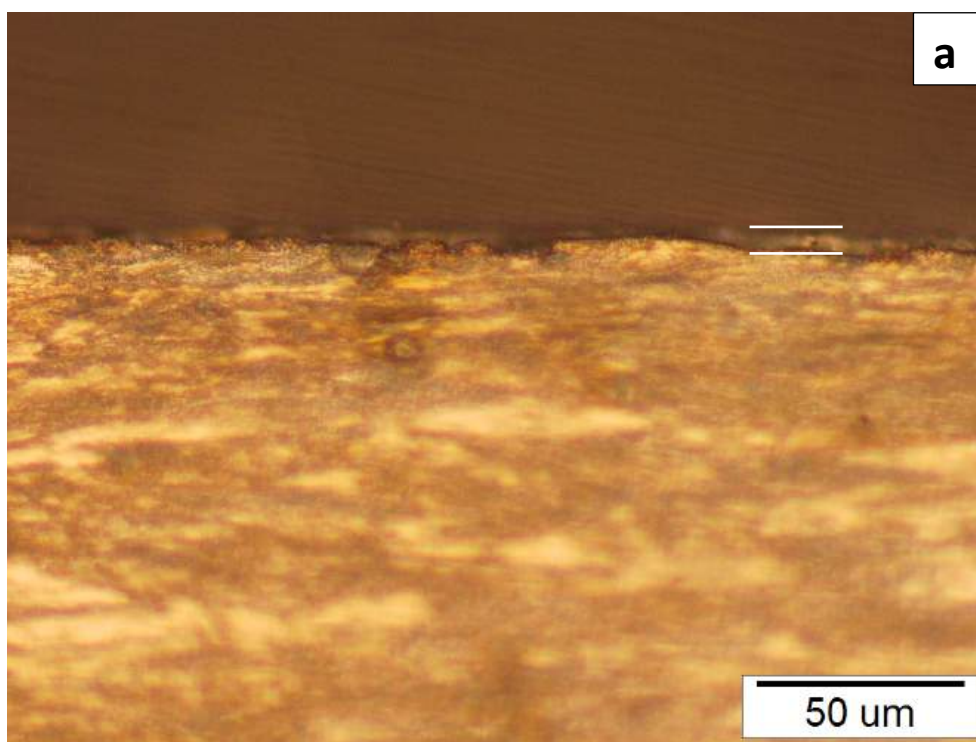


Slika 2: 3D prikaz površine vzorcev V1 in V2 na delu plašča z jasno vidnim prehodom iz korodiranega dela v nekorodiran del plašča; (a) V1; (b) V2; Stereo optična mikroskopija;



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

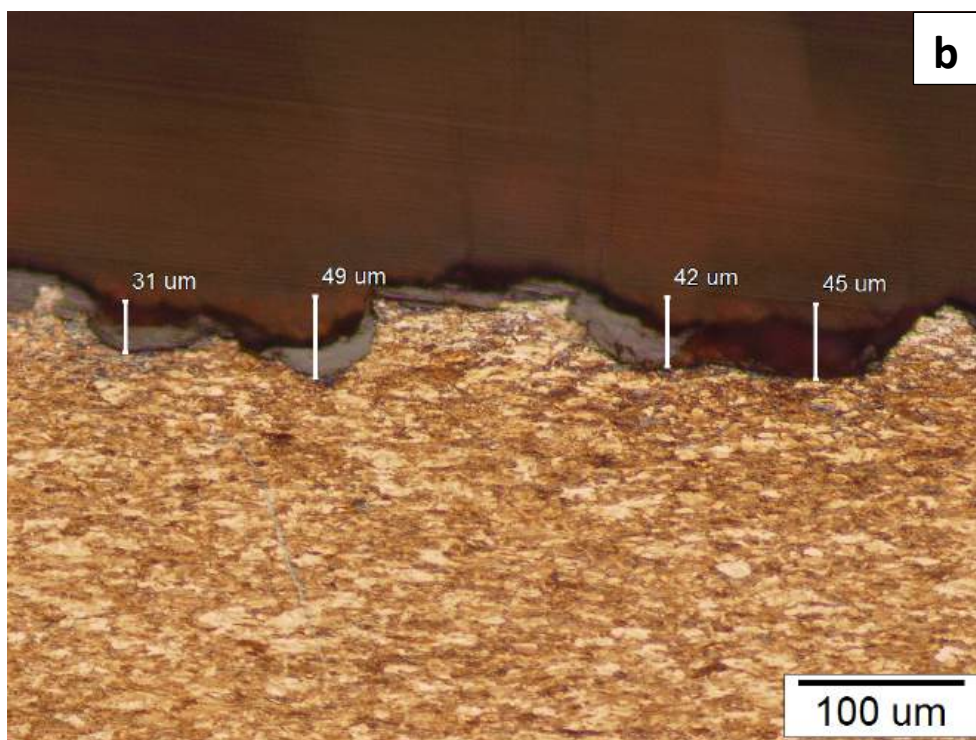
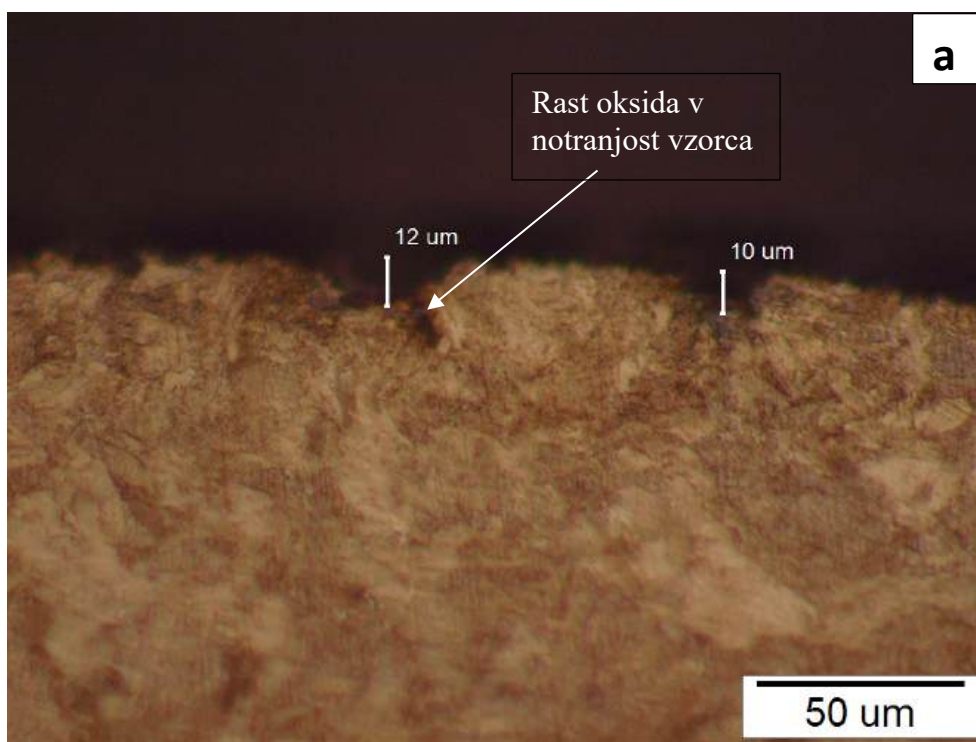


Slika 3: Plast korozivskih produktov na površini vzorcev; (a) V1 – vzdolžni prerez; (b) V2 – prečni prerez; Optična mikroskopija;



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

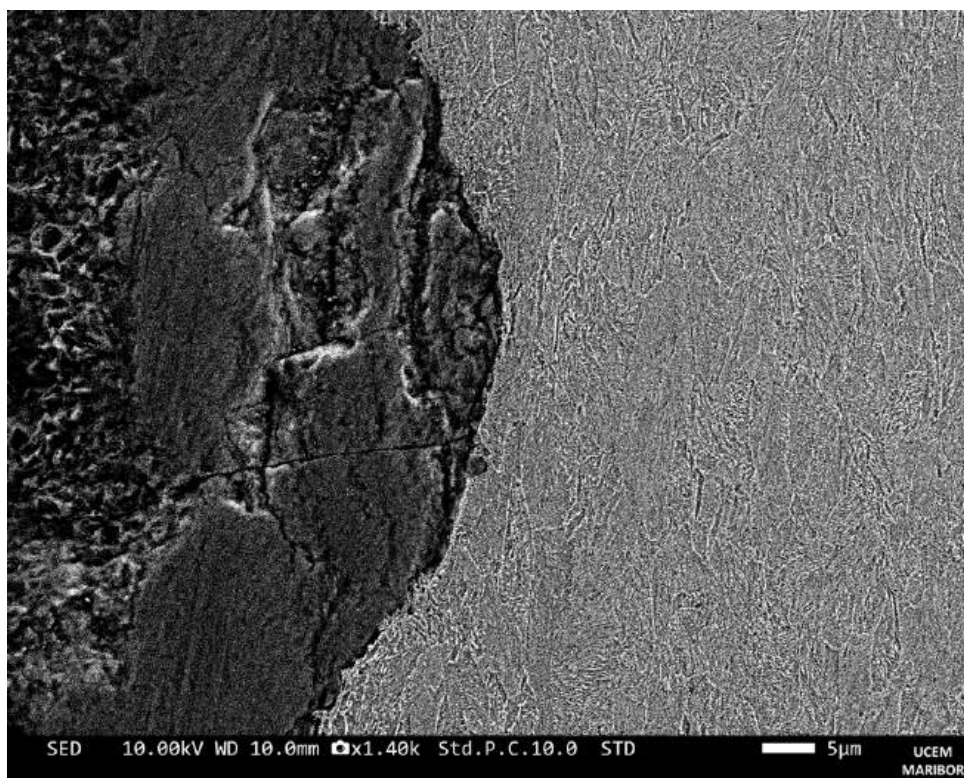


Slika 4: Maksimalne globine korozijskih izjed, ki so bile izmerjene v vzdolžnem in prečnem prerezu vzorcev; (a) V1; (b) V2; Optična mikroskopija;



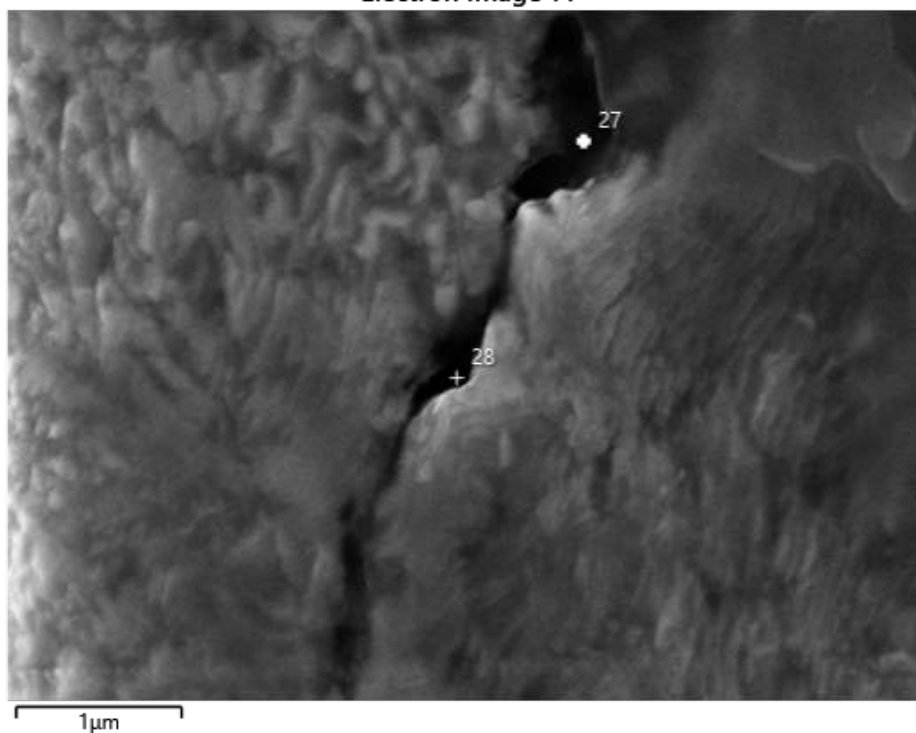
Univerza v Mariboru

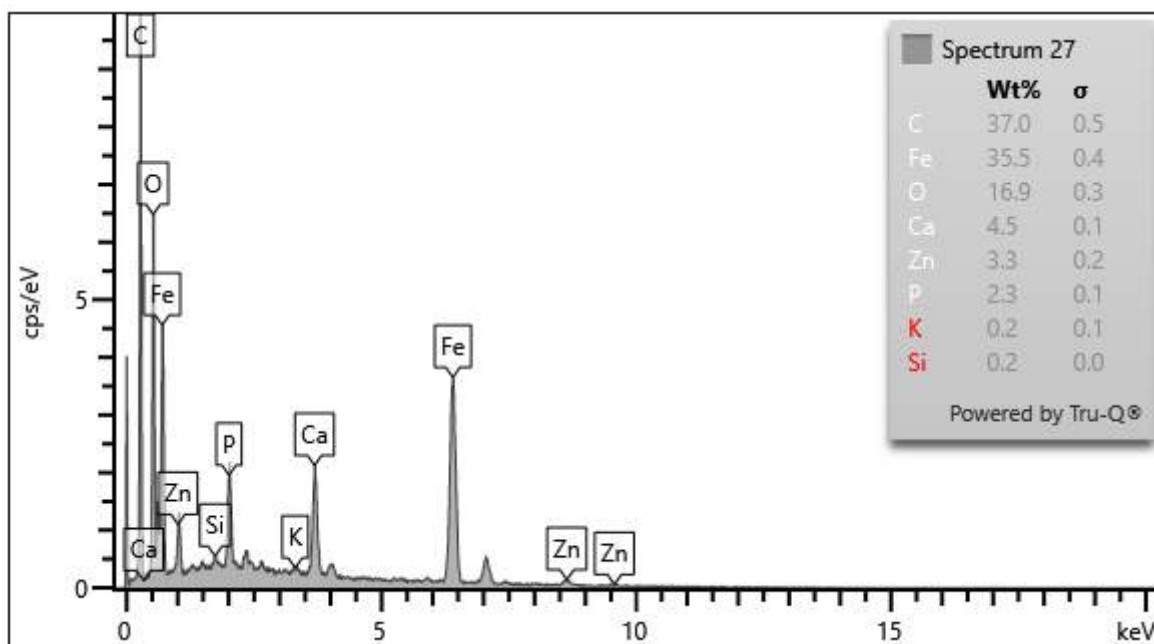
Fakulteta za strojništvo



Slika 5: Dno korozijske izjede brez ostrih vrhov in razpok, ki bi se širile v notranjost vzorca V2; Vrstična elektronska mikroskopija (SEM);

Electron Image 14

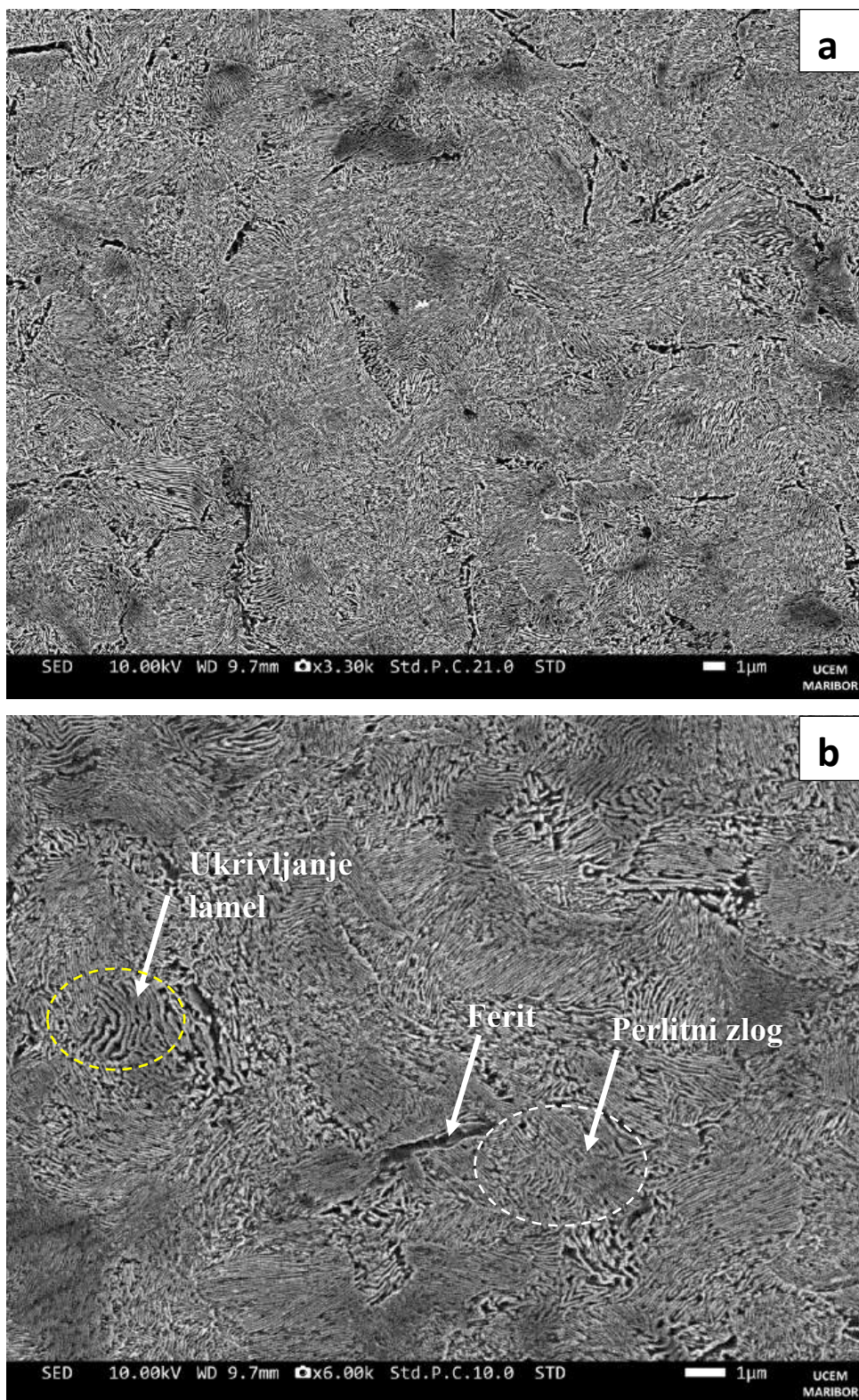




Slika 6: Mikrokemijska točkovna analiza na mestu, kjer se korozijski produkti širijo v notranjost vzorca; SEM z EDX detektorjem;

Vzorca kablov sta izdelana iz patentirane jeklene žice, katere končna mikrostruktura je rezultat kombinacije hladnega vlečenja in toplotne obdelave patentiranja. Za oba vzorca je značilna finožrnata perlitna mikrostruktura z majhnim deležem ferita na kristalnih mejah (slika 7). Glede na mikrostrukturo lahko ocenimo, da je vsebnost ogljika v jeklu malo pod evtektoidno sestavo (pod 0,8 wt%). Zaradi velike stopnje deformacije med hladnim vlečenjem je v mikrostrukturi opaziti ukrivljanje lamel (slika 7b), upogibanje perlitnih kolonij in usmerjanje v smer ki je paralelna z osjo žice (slika 8a,b), ter zmanjšanje razdalje med lamelami v povprečju pod 100 nm (slika 9), kar izboljša trdnost in odpornost na dinamične obremenitve.

Mikrostruktura je v prečnem in vzdolžnem prerezu homogena in se po površini prerezov ne spreminja. To nakazuje, da se tudi lastnosti po prerezu ne spreminjajo. Meritve mikrotrdot (HV 0,2) po površini prečnega in vzdolžnega prereza na različnih oddaljenostih od površine vzorca so to domnevo potrdile. Vrednosti trdot v robnem pasu (področje, ki je od površine oddaljeno od 200 μm do 1000 μm) in v notranjosti prerezov (področje, ki je od površine oddaljeno od 1000 μm do 2500 μm) se ne razlikujejo bistveno. Le pri vzorcu V2, ki je na površini močneje korodiran so bile izmerjene trdote v robnem pasu nižje.

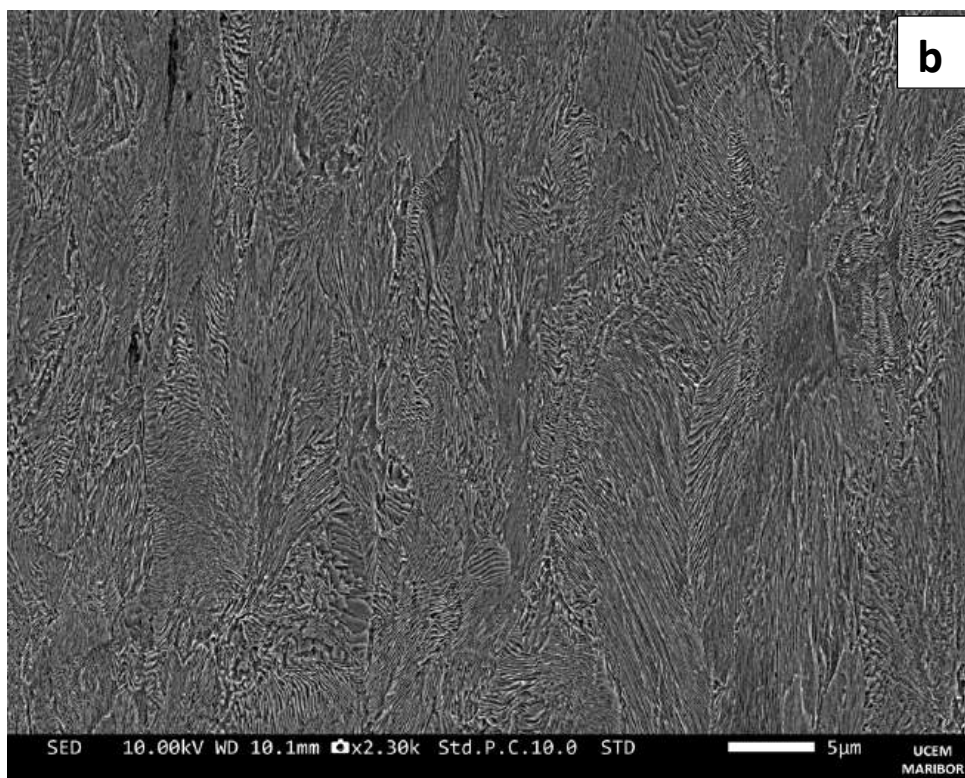
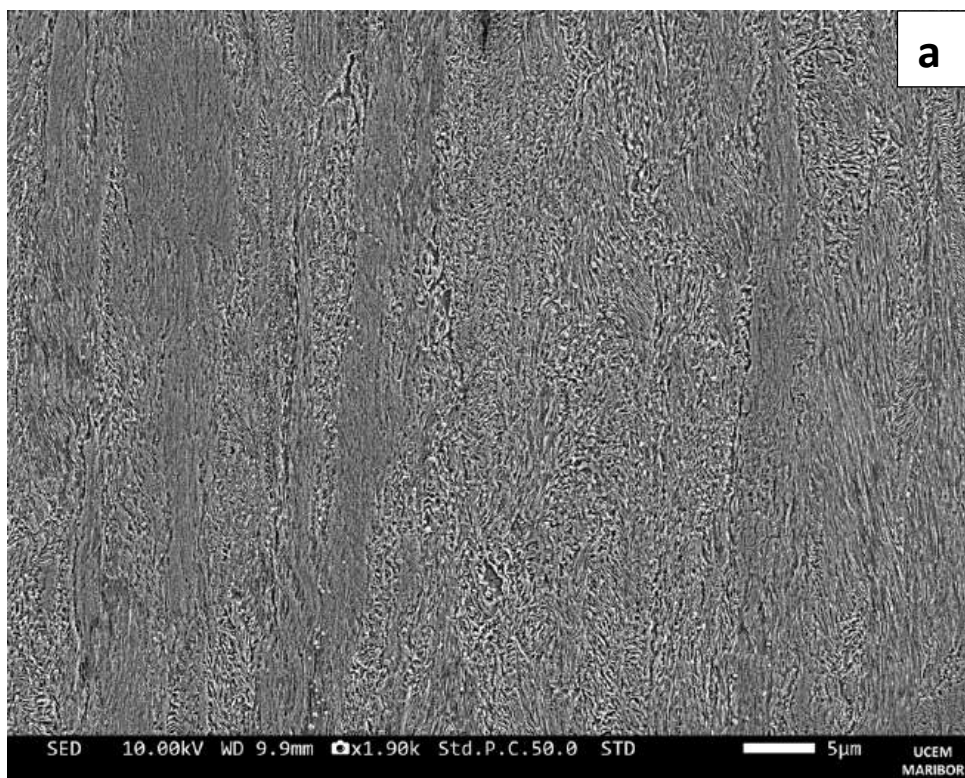


Slika 7: Mikrostruktura vzorcev V1 (a) in V2 (b) v prečnem prerezu pri različnih povečavah; SEM;

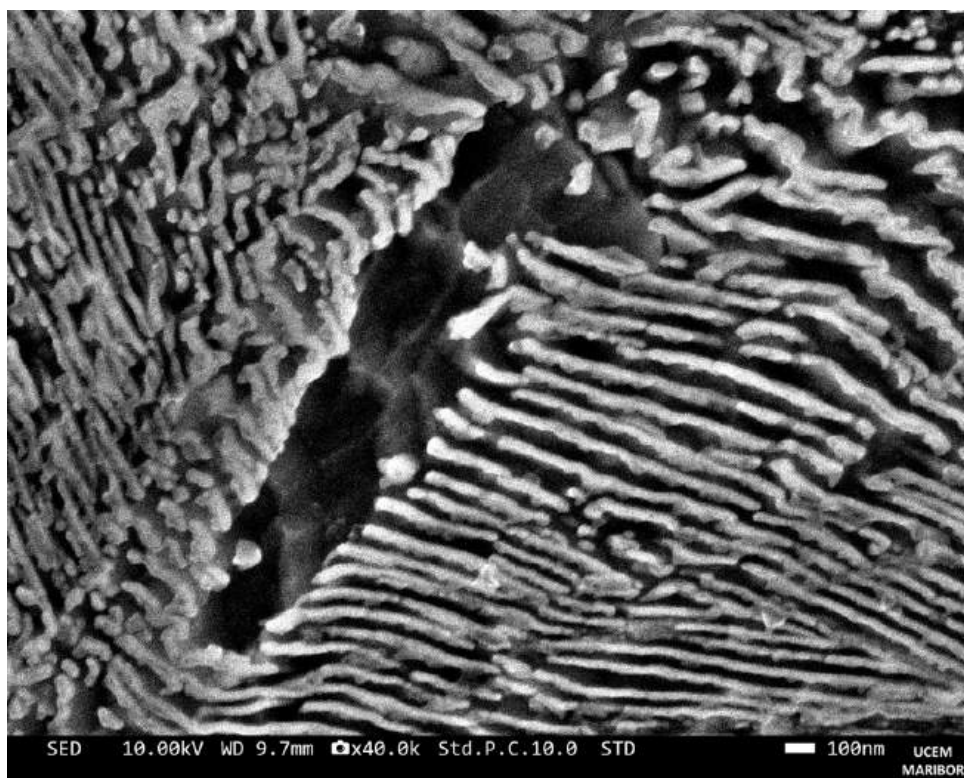


Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo



Slika 8; Mikrostrukтури vzorcev V1 (a) in V2 (b) v vzdolžnem prerezu; SEM;



Slika 9: Razdalja med lamelami v perlitni koloniji; Vzorec V2; SEM;

Tik pod površino, oziroma v površinskem pasu do globine 200 μm mikrotrdote niso bile merjene, saj mora biti za veljavnost meritve oddaljenost vtiska od roba vzorca vsaj 2,5 kratnik diagonale vtiska. Trdote v tem podpovršinskem pasu so bile izmerjene z nanoindentacijo. Na osnovi povprečnih vrednosti trdot so v tabelah (1-4) podane tudi ocenjene povprečne vrednosti natezne trdnosti.

Tabela 1: Izmerjene vrednosti trdot (HV 0,2) za vzorec V1 (notranjost)

<i>Meritve – notranjost</i>	Vzdolžni prerez	Prečni prerez
1. meritev	450	520
2. meritev	520	509
3. meritev	483	412
4. meritev	490	509
Povprečna vrednost	485,75	487,5
Ocenjena vrednost natezne trdnosti (N/mm²)	1630	1630



Tabela 2: Izmerjene vrednosti trdot (HV 0,2) za vzorec V1 (robni pas)

<i>Meritve – robni pas</i>	Vzdolžni prerez	Prečni prerez
1. meritev	457	490
2. meritev	509	520
3. meritev	509	412
4. meritev	490	490
Povprečna vrednost	491,25	478
Ocenjena vrednost natezne trdnosti (N/mm²)	1660	1600

Tabela 3: Izmerjene vrednosti trdot (HV 0,2) za vzorec V2 (notranjost)

<i>Meritve – notranjost</i>	Vzdolžni prerez	Prečni prerez
1. meritev	466	473
2. meritev	490	473
3. meritev	473	473
4. meritev	457	490
Povprečna vrednost	471,5	477,25
Ocenjena vrednost natezne trdnosti (N/mm²)	1600	1600

Tabela 4: Izmerjene vrednosti trdot (HV 0,2) za vzorec V2 (robni pas)

<i>Meritve – robni pas</i>	Vzdolžni prerez	Prečni prerez
1. meritev	473	412
2. meritev	473	490
3. meritev	473	473
4. meritev	426	391
Povprečna vrednost	461,25	441
Ocenjena vrednost natezne trdnosti (N/mm²)	1580	1560



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

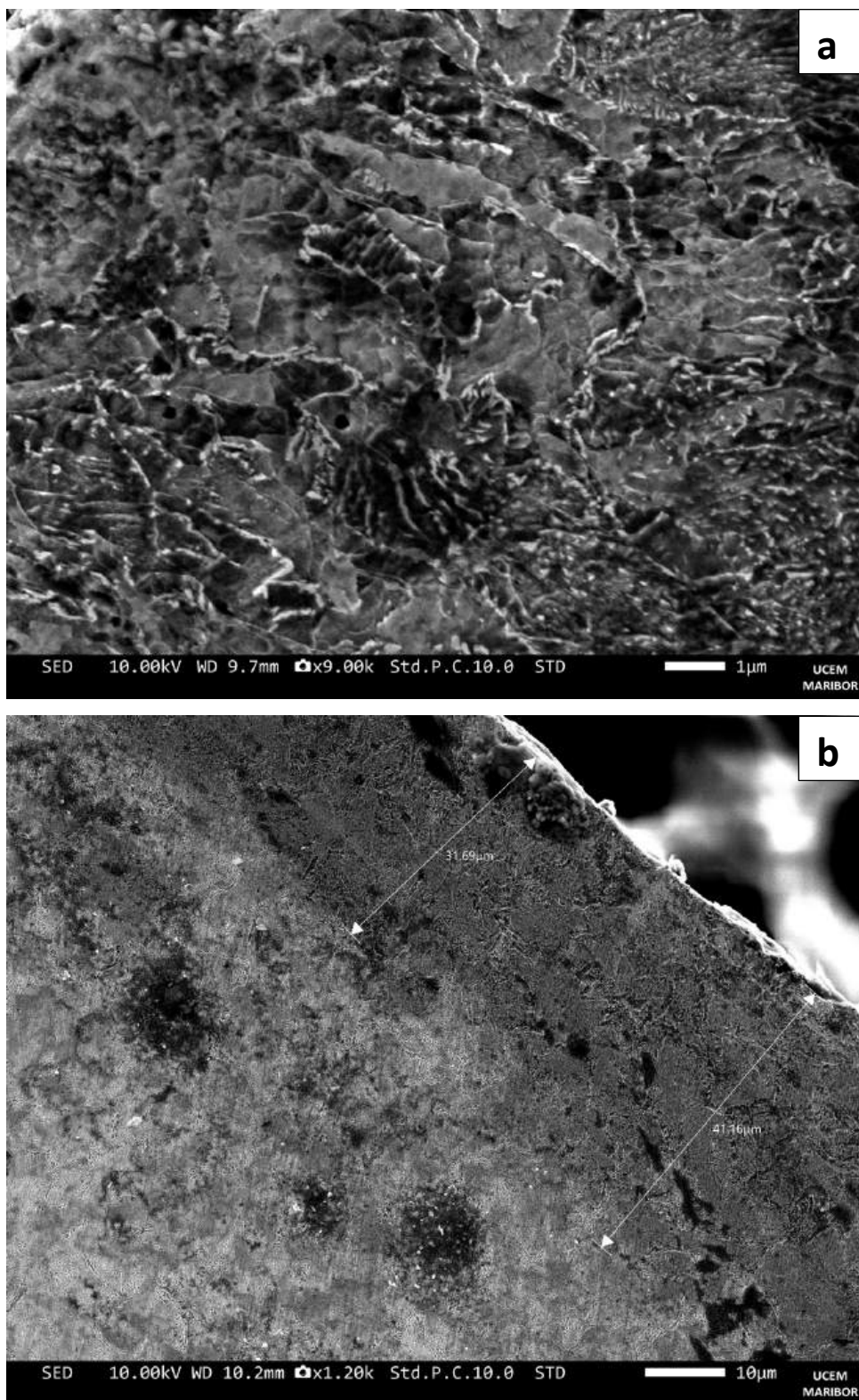
Čeprav se v jeklenih armaturah, ki so v betonu natezno obremenjene in napadene s korozijo pri kateri se lahko sproščajo vodikovi ioni, pogosto pojavijo poškodbe zaradi raztapljanja vodika v kristalno mrežo jekla, pa v okviru naših raziskav z mikrostrukturno analizo v prečnem in vzdolžnem prerezu ni bilo odkritih defektov oziroma mikrostrukturnih konstituentov, ki bi nakazovali na prisotnost atomarnega oziroma molekularnega vodika v vzorcih.

Največje spremembe zaradi staranja mikrostrukture so bile opažene v podpovršinskem pasu, kjer je najverjetneje zaradi strižnih napetosti prišlo do dekompozicije, oziroma do fragmentacije cementitnih (Fe_3C) lamel (slika 10). Cementitne lamele se lahko tudi raztapljajo, tako da se posledično poveča delež ferita v mikrostrukturi, ali pa postanejo feritna zrna prenasičena z C. Če lamele razpadejo na delce, ki so preveliki za disperzijsko utrjanje se v tem področju znižata tudi trdota in trdnost. Z nanoindentacijo smo preverili trdnostne lastnosti v tem sloju. Ker tako dobljene trdote ni moč direktno primerjati s trdotami HV smo z nanoindenotrijem izmerili tudi trdote v pasu, kjer so bile predhodno že izmerjene mikrotrdote HV. Tako je bilo moč primerjalno oceniti ali so trdote v podpovršinskem pasu nižje od tistih v notranjosti. Rezultati meritev z nanoindentorjem, ki so predstavljeni v tabelah 5 in 6, potrjujejo, da so trdnostne lastnosti v podpovršinskem mikrostrukturno spremenjenem sloju nekoliko slabše kot v notranjosti. Razlika v trdoti znaša približno 12%. Trend poslašanja lastnosti potrjuje tudi spreminjanje relaksacijskega modula – E_r , ki je po svoji vrednosti dober približek modulu elastičnosti in je prav tako predstavljen v tabelah 5 in 6. Pogoji nanoindentacije so predstavljeni na sliki 11, krivulje $\sigma - h$ (obremenitev – globina vtiska) pa na sliki 12. Rastros krivulj je pri V2 veliko večji na robu kot v notranjosti. To je posledica staranja materiala. Poleg opisanih mikrostrukturnih sprememb pa v tem podpovršinskem pasu ni prisotnih drugih defektov, ki bi vplivali na lastnost materiala. Kemijska sestava v tem področju se ne razlikuje od sestave v notranjosti vzorcev (slika 13). Linijska mikrokemijska analiza kaže na povečano koncentracijo ogljika in kisika na površini vzorca in povečano koncentracijo ogljika na nekaterih mestih v notranjosti. Povečana koncentracija ogljika na površini kot tudi po prerezu je posledica kontaminacije vzorca, povečana koncentracija kisika pa je rezultat tvorbe korozijskih produktov na površini – plašču vzorcev.



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo



Slika 10: Mikrostruktura v podpovršinskem pasu (a); globina pasu s spremenjeno mikrostrukturo (b)

Tabela 5: Izmerjene vrednosti trdot za vzorec V2 v podpovršinskem pasu do globine 100 μm

Indent	Max.	Contact	Max.			Plastic	Elastic
	Depth	Depth	Load	Hardness	Er	Work	Work
	(nm)	(nm)	(mN)	(GPa)	(GPa)	(nJ)	(nJ)
1	678,27	629,05	50,00	5,20	210,64	10,48	1,95
2	688,45	643,51	50,00	4,97	225,55	10,51	1,89
3	710,58	659,14	50,00	4,74	192,47	10,39	2,05
4	714,94	665,98	50,00	4,65	200,15	10,52	1,90
5	662,43	614,08	50,00	5,45	219,54	10,24	1,91
6	719,19	670,07	50,00	4,59	198,32	11,17	1,90
7	723,48	674,49	50,00	4,53	197,58	10,13	1,97
8	680,51	629,31	50,00	5,20	202,37	10,07	1,98
9	714,74	664,90	50,00	4,66	196,94	9,83	1,96
10	734,33	686,34	50,00	4,38	198,24	10,68	1,90
Mean	702,69	653,69	50,00	4,84	204,18	10,40	1,94
Errors	24	23	0,000027	0,348661	10,83	0,370254	0,048027

Tabela 6: Izmerjene vrednosti trdot za vzorec V2 v notranjosti

Indent	Max.	Contact	Max.			Plastic	Elastic
	Depth	Depth	Load	Hardness	Er	Work	Work
	(nm)	(nm)	(mN)	(GPa)	(GPa)	(nJ)	(nJ)
1	664,89	616,74	50,00	5,41	219,52	9,68	1,95
2	667,33	614,81	50,00	5,44	201,86	9,62	2,14
3	654,44	604,91	50,00	5,62	217,51	9,68	1,98
4	660,57	610,57	50,00	5,52	213,51	9,27	2,02
5	691,83	641,83	50,00	5,00	203,26	9,68	2,01
6	645,93	595,85	50,00	5,79	218,31	9,28	1,98
7	653,67	605,00	50,00	5,62	221,34	9,55	1,94
8	657,62	608,16	50,00	5,56	216,65	9,78	1,96
9	661,58	611,53	50,00	5,50	212,95	9,36	2,03
Mean	661,98	612,16	50,00	5,49	213,88	9,54	2,00
Errors	12,905602	12,731363	0,000064	0,216496	6,94825	0,19	0,06



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

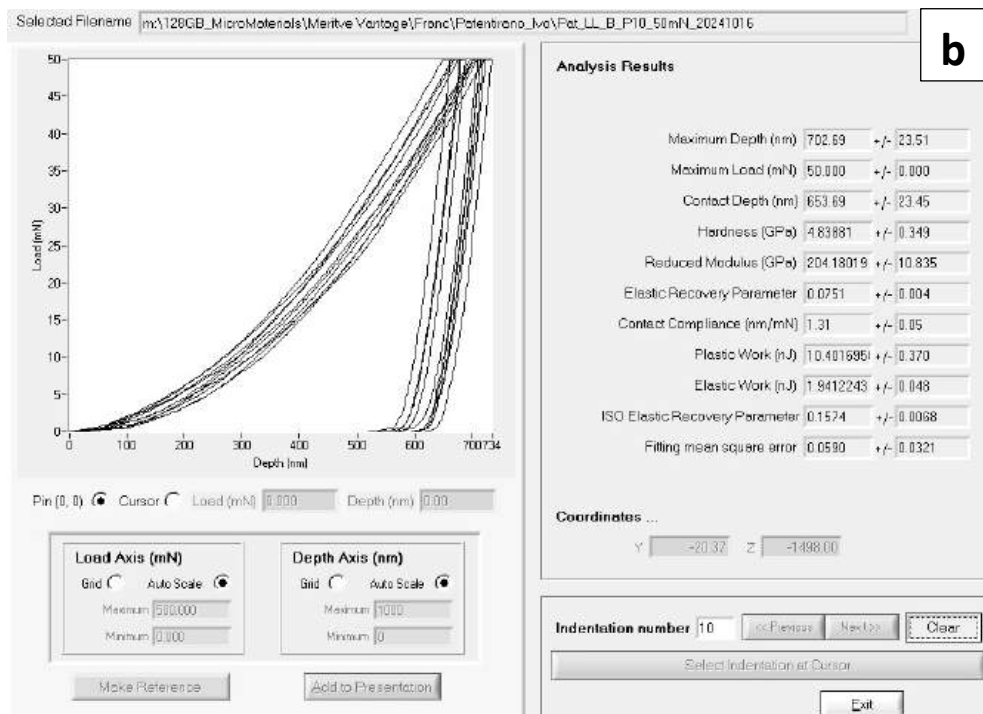
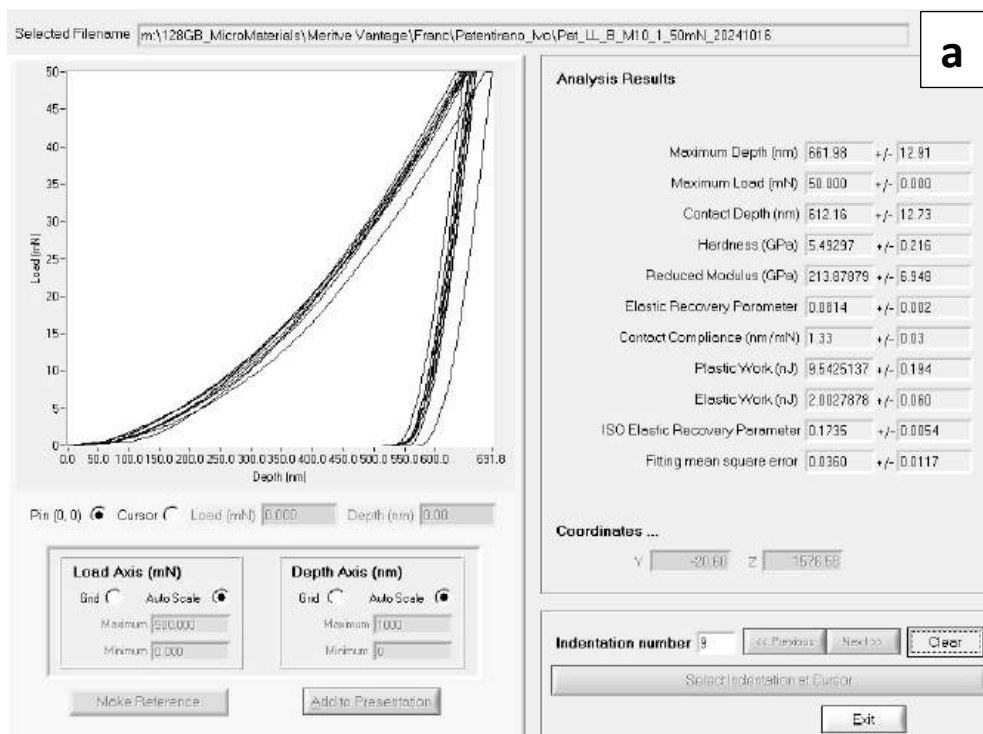
Experiment Type Depth versus Load Hysteresis	Experiment Termination Method: Load Controlled Maximum Load (mN): 50.00 Minimum Load (mN): 50.00 Load Target Distribution: Automatic Maximum Depth (nm): 0.00 Minimum Depth (nm): 0.00 Depth Target Distribution: Automatic	Load Ramp Control Fixed Time Load and Unload Limit Stop Load (mN): 0.10 Indenter Contact Velocity (um/s): 0.500 Initial Load (mN): 0.0000 Load Time (s): 10.00000 Unloading Time (s): 5.00000 Unloading Percentage (%): 30 Number of Load Cycles: 2 Dwell Period at Maximum Load (s): 10 Dwell Period at % Unloading (s): 0
Pre-Experiment Operations Number of Zero Load Calibrations: 1 Experiment Start Delay (s): 0		
Spherical Indentation Indenter Radius (um): 11.00		
Continuous Compliance Calculation Oscillation Frequency (Hz): 80 Fix Oscillation Depth: <input type="checkbox"/> Amplitude: 0.000 mN Measurement Time Constant: 300ms		
Hot Stage OFF Control Method: None (Manual) Stage Temperature (C): 0 Indenter Temperature (C): 0 Thermalisation Time (s): 0	Sample Stage Control Z (um): -1497.97 Y (um): -20.48 X (um): 35115.20 Indentation Pattern: Specific Locations Number of Indentations: 10 Retraction Distance (um): 30 Select Results Filename >> m:\128GB_MicroMaterials\Meritve	
ECR OFF Thermal Drift Correction Collect Data Post-Indentation Dwell Period for Drift Correction (s): 30		
Close		

Slika 12: Parametri nanoindentacije



Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo

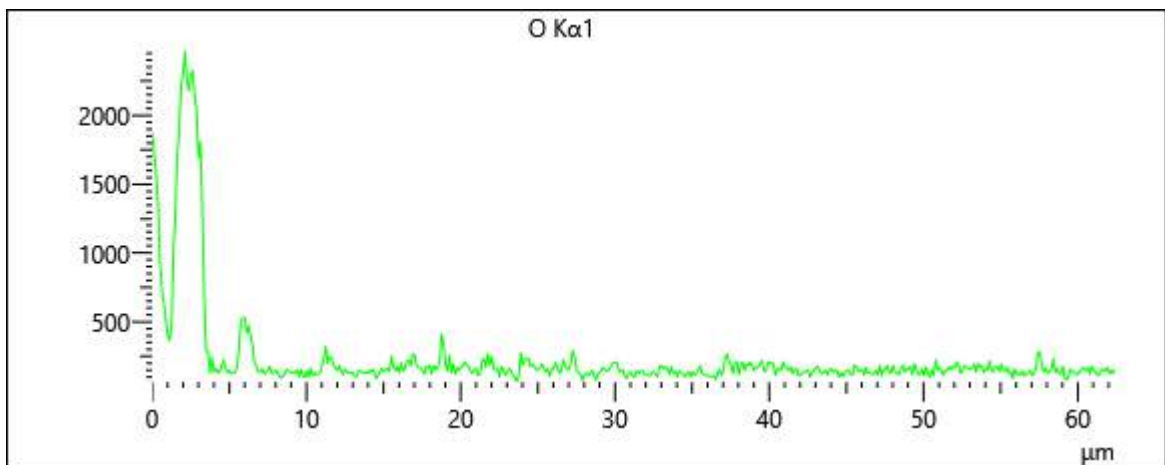
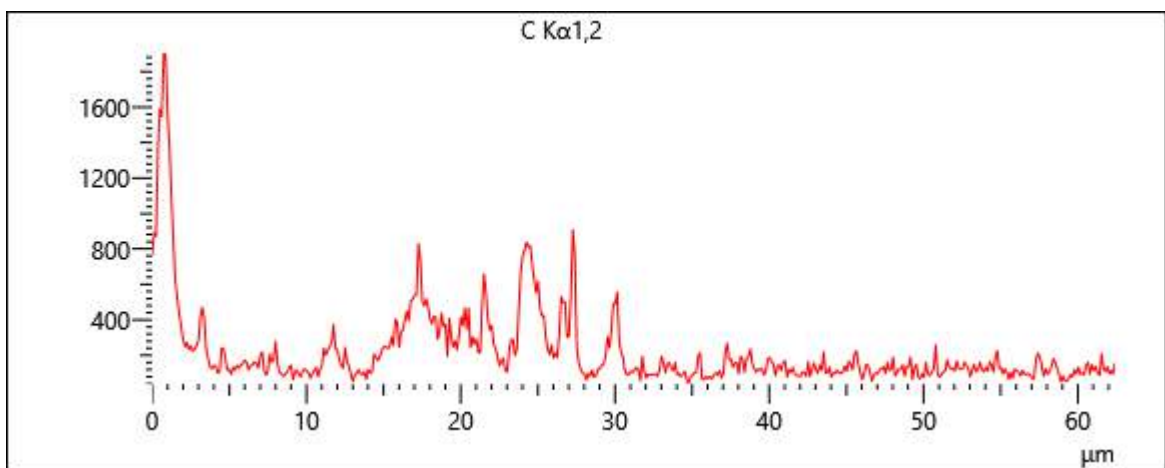
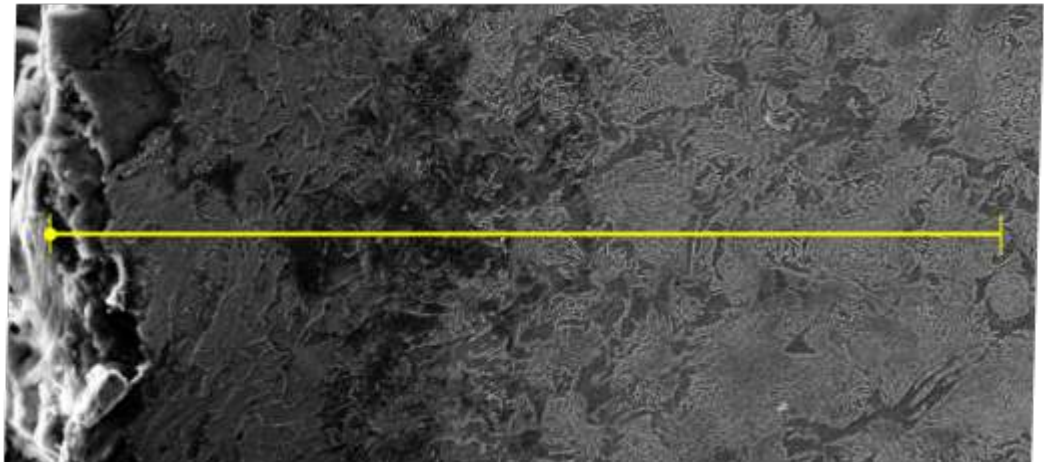


Slika 12: Krivulje $\sigma - h$ v oddaljenosti 2000 μm od površine (a) in v oddaljenosti 10 μm od površine (b);



Univerza v Mariboru

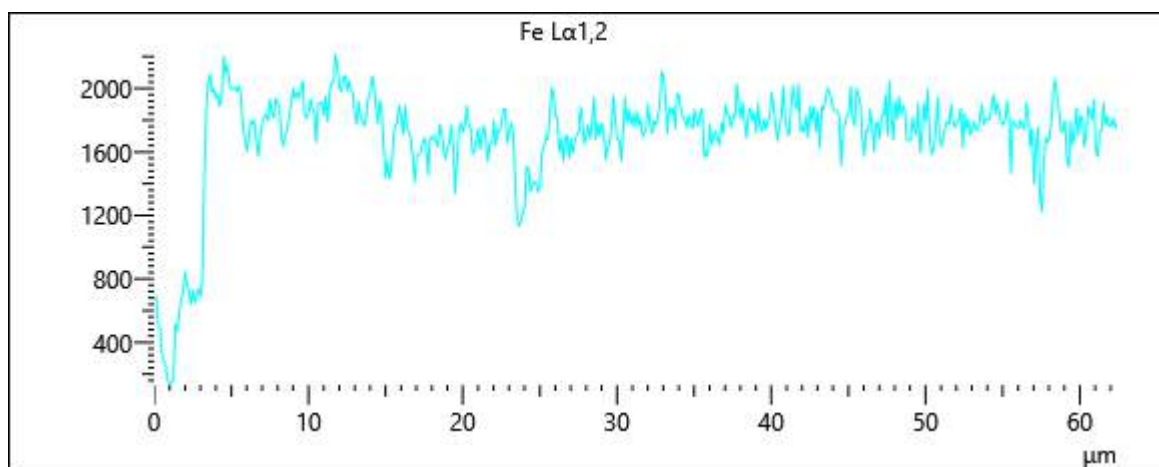
Fakulteta za strojništvo





Univerza v Mariboru

Fakulteta za strojništvo



Slika 13: Linijska mikrokemijska analiza od površine v notranjost; Vzorec V2; Vz dolžni prerez; SEM z EDX detektorjem;

4.) Sklepi

Na osnovi raziskav v okviru katerih so bile opravljene kvalitativne in kvantitativne mikrostrukturne in mikrokemijske analize, izmerjene trdote po prerezu vzorcev lahko podamo naslednje zaključke:

- Vzorca kablov, ki sta izdelana iz patentirane jeklene žice imata značilno fino zrnato perlitno mikrostrukturo z majhnim deležem ferita na kristalnih mejah;
- Mikrostruktura je v prečnem in vzdolžnem prerezu homogena in se po volumnu analiziranih vzorcev ne spreminja;
- Analiza površine vzorcev je odkrila, da sta plašča obeh vzorcev korodirana;
- Izmerjene debeline plasti korozivskih produktov so pri vzorcu V1 pod 10 μm , pri vzorcu V2 pa so te plasti ponekod dosegle vrednosti nad 50 μm ;
- Globine korozivskih izjed so pri vzorcu V2 mnogo večje kot pri vzorcu V1. Največje globine pri vzorcu V1 so pod 15 μm , pri vzorcu V2 pa pod 50 μm ;
- Izjede so na dnu gladke in ne vsebujejo ostrih vrhov, ki bi lahko predstavljali mesta večjih koncentracij napetosti;
- Razpok, ki bi se širile iz ustja korozivskih izjed v notranjost vzorca, nismo odkrili;
- Meritve mikrotrdot (HV 0,2) po površini prečnega in vzdolžnega prereza potrjujejo homogenost mikrostrukture;

- Izmerjene vrednosti trdot in na tej osnovi ocenjene vrednosti natezne trdnosti so ustrezne za ta material;
- Največje spremembe zaradi staranja mikrostrukture so bile opažene v podpovršinskem pasu vzorca V2, kjer je najverjetneje zaradi strižnih napetosti prišlo do dekompozicije, oziroma do fragmentacije Fe_3C lamel;
- Pri vzorcu V2, ki je na površini močnejše korodiran so izmerjene trdote z nanoindentacijo potrdile robni podpovršinski pas kjer so trdnostne lastnosti slabše. Razlika v trdnosti znaša približno 12%;
- V okviru naših raziskav z mikrostrukturno analizo v prečnem in vzdolžnem prerezu ni bilo odkritih defektov oziroma mikrostrukturnih konstituentov, ki bi nakazovali na prisotnost atomarnega oziroma molekularnega vodika v vzorcih;
- Na osnovi analize mikrostrukture in izmerjenih trdot lahko zaključimo, da je pri trdnostnih izračuni smiselno pri vzorcu V1 nosilni prerez zmanjšati za kolobar debeline 15 μm , pri vzorcu V2 pa za kolobar debeline 50 μm ;
- Spremembe v mikrostrukturi površinskega sloja in korozija plašča obeh vzorcev kažejo na potrebo po nadaljnem monitoringu staranja obeh konstrukcijskih elementov.

STATIČNA N DINAMIČNA ANALIZA OBSTOJEČEGA STANJA OSREDNJEGA DELA TITOVEGA MOSTU NA NIVOJU PZI – KONTROLNI RAČUN

Naročnik: MO Maribor
 Pogodba št.: 4102-162/2024-3 z dne 19.08.2024
 Vrednost pogodbe: 65.570,00 + DDV = 79.995,40 Eur
 Izvajalec: Ponting d.o.o.
 Podizvajalci: GS Kobale – geodetske storitve
 Sodelavci: UM, FGPA, prof. dr. Andrej Štrukelj, preiskave sil v kabljih
 UCEM, prof. dr. Ivan Anžel, preiskave materiala kablov

Predstavitev pripravili:
 dr. Viktor MARKELJ, Rok MLAKAR, Jernej MAHER



„Titov most“ preko Drave v Mariboru

- „Novi most“ zgrajen v letih 1961-63 (izvajalec Tehnogradnje Maribor)
- Druga uporaba konzolne gradnje v YU in takrat največji razpon 100 m
- 1993 sanacija in preureditev voziščne površine
- Objekt L=304,3 m, B= 22,4m je konstrukcijsko razdeljen na 3 objekte:
 - Nadvoz nad Ulico Kneza Koclja L=35,1 m
 - Viadukt preko parkirišča L=69,2 m
 - Glavni most preko Drave L=200,0

Projektna naloga

- 2021 pregled mostu GI – ZRMK izkazuje relativno slabo stanje mostu
- Zato je potrebno izdelati računsko analizo nosilnosti in varnosti glavne premostitve;
- ki naj da natančno oceno stanja obstoječe konstrukcije;
- kar bo osnova za nadaljnje ukrepe za vzdrževanje / sanacijo / rekonstrukcijo.

MESTNA OBČINA MARIBOR
MESTNA UPRAVA
URAD ZA KOMUNALO, PROMET IN PROSTOR
Sektor za komunalo in promet

Številka: 4102-162/2024-1
Datum: 21.03.2024

PROJEKTNÁ NALOGA

za izdelavo statično dinamične analize obstoječega stanja osrednjega dela Titovega mostu na nivoju PZI – kontrolni račun

ponting

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

Obstoječa dokumentacija

- ELABORAT detajlnega pregleda konstrukcije Titovega mostu, statični in potresni račun ter predlog sanacije-končno maj 2021, ki ga je izdelal GI ZRMK d.o.o.;
- IZP Ureditev Titove ceste na odseku Titovega mostu, Pobreške ceste do križanja s Ptujsko cesto in Cesto proletarskih brigad, ki jo je izdelal BPI d.o.o.;
- Tehnogradnje Maribor, Most preko Drave v Mariboru, digitalna verzija originalnih načrtov mostu, 1960;
- Pipan, B., Hvastija, B., Cimperšek, V., Mušič, J., Projekt in izvedba mostu čez Dravo v Mariboru, Gradbeni vestnik XII/12, december 1963;
- Terčelj, S., Batagelj, J., Obremenilna preizkušnja cestnega mostu čez Dravo v Mariboru, Gradbeni vestnik XII/12, december 1963
- Krajnc, M., Gradis biro za projektiranje Maribor, Most čez Dravo v Mariboru – PZI sanacija, december 1991-julij 1993
- Krajnc, M., Gradis biro za projektiranje Maribor, Most čez Dravo v Mariboru – PID, april 1994
- Ponting inženirski biro d.o.o., Statično dinamična analiza obstoječega stanja na nivoju PZI – kontrolni račun, Titov most-Pristopni objektu, št. načrta 586-2/2022, maj 2022

ponting

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

Kaj je bilo narejeno

- 3D geodetsko foto skeniranje (GS Kobale)
- Ogled notranjosti in kritičnih detajlov (Ponting, Nigrad)
- Odpiranje in zapiranje kritičnih mest (Nigrad)
- Meritve sil (UM, FGPA)
- Odvzem in analiza vzorcev kablov (Ponting, Nigrad, UM UCEM)
- Računska analiza obstoječega stanja (Ponting)
- Zaključki in predlogi (Ponting)



Odpiranje kritičnih mest, odvzem vzorcev (poročilo 24.09.2024)

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

Meritve sil (UM, FGPA)

UNIVERZITETA NA MARIBORU
Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženjirstvo in arhitekturo

Datum: 18.10.2023
Številka: 13-2023-A/3

Naročnik projekta:
M. Vitoč Maribor
PONTING d.o.o.
Sirovskepijarska ulica 28
2000 Maribor

SI: naročilna: V-014-2024 z dne 25.09.2024

POROČILO
O OCENI VELIKOSTI NAPENJALNIH SIL V PREDNAPETIH KABLIH TITOVEGA MOSTU V MARIBORU

Slika 13: Grafični prikaz časovnega poteka izmerjenih specifičnih deformacij ter izračunanih napetosti in napenjalne sile pri dejanski izhodiščni vrednosti specifičnih deformacij, ki so dobljene tako, da je podhodno nullirana izhodiščna vrednost premaknjena za vrednost konične izmerjene vrednosti specifične deformacije; prikaz je narejen za eno merilno mesto na vertikalnem kablju v oporniku (druga verzija prikaza – dejansko stanje deformacij in napetosti po razbremenitvi)

Tabela 1: Numerični prikaz rezultatov

	Kabel v prekladni konstrukciji	Vertikalni kabel v oporniku
Izmerjene spec. deformacije	4853 $\mu\text{m/m}$	2729 $\mu\text{m/m}$
Izračunane napetosti	1019,19 MPa	573,10 MPa
Izračunane napenjalne sile	360,21 kN	202,55 kN

Prof. dr. Andrej Šušteršič, univ. dipl. inž. grad.
Univerzitetno mesto

ponting

Analiza vzorcev kablov (UM, UCEM)

Univerzitetni center za elektronsko mikroskopijo
2000 Maribor, Štamptarska ulica 17

Preizkava vzorcev kablov iz Titovega mostu v Mariboru

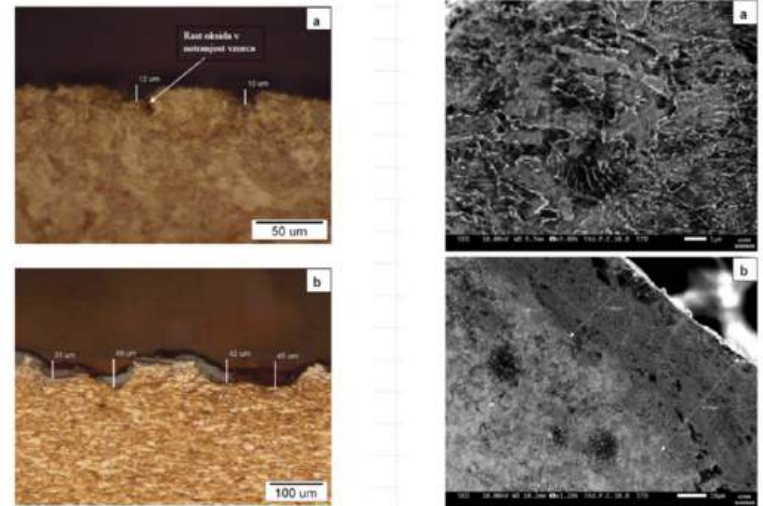
Vodja raziskave:
prof. dr. Ivan ANŽEL, univ. št. št. 1001, inženir, in metal.

Raziskovalci:
Lilija Zorčič, univ. št. št. 1001, inženir, in metal.
Blaž Šušter, inženir, in metal.

Narodnik:
dr. Viktor MARIBOR
PONTING d.o.o.
Štamptarska ulica 28
2000 MARIBOR

Ivan Anžel

Maribor, november 2024



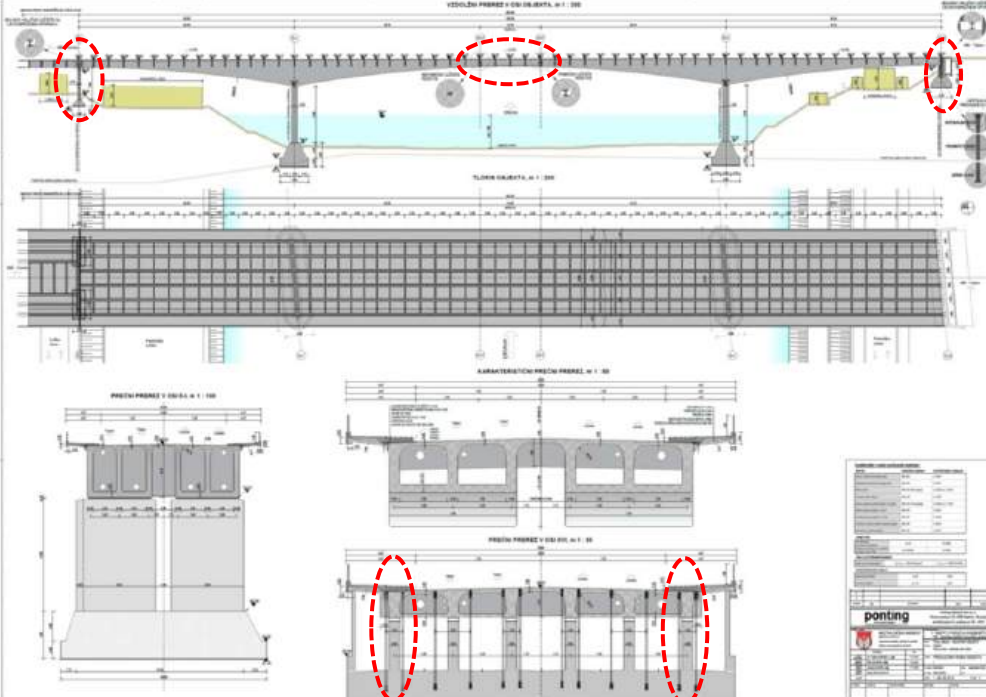
Slika 8: Maksimalne globine korozijskih izjed, ki so bile izmerjene v vzdolžnem in prečnem preseku vzorcev: (a) V1, (b) V2; Optična mikroskopija.

Slika 10: Mikrostruktura v podprilovnem pasu (a); globine pasu s spreminjeno mikrostrukturo (b)

ponting

Računska analiza

- Poročilo
- Kritične točke mostu:
 - Zatege v oporniku levi breg
 - Steber os E (med mostom in viaduktom)
 - Celotno srednje polje - „Gerber“ rešetka



ponting

Mešna občina Maribo
Univerzitetno mesto

Računska analiza obstoječega stanja

Povzetek – prekladna konstrukcija			
Prekladna konstrukcija	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija/ukrep oz. zamenjava
GPK	✓	✓	Sanacija lokalnih poškodb
Prosto konzolni del	✓	✓	Sanacija lokalnih poškodb
Vmesna rešetka - Gerber	✗	✗	Zamenjava
Prečna smer konstrukcije	✗	✓	Ukrep (omejitev motornega prometa na hodnikih)

Povzetek – stebri			
Stebri	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Steber v osi E (skupni steber)	✗	✗	Sanacija / Zamenjava
Vmesni rečni steber	✗ (potres)	✓	Sanacija / potresna ojačitev

Povzetek - temelji			
Temelji	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Temelj v osi E (skupni steber)	✓	✗	Sanacija
Temelj vmesnega rečnega stebera	✓	✓	/

Povzetek sidranja			
Vertikalni natezni kabli	Računska analiza	Pregled in preiskave	Potrebna sanacija oz. zamenjava
Vertikalne zatege	✗	✗	Zamenjava poškodovanih in sanacija preostalih

ponting

Mešna občina Maribo
Univerzitetno mesto

Informacije pred zaključkom

12 rušitev večjih mostov v 2024

vir: <https://en.wikipedia.org/>

- **26.marec 2024**
 - Baltimore Key Bridge, USA (1977)
 - 6 žrtev, vzrok: udar ladje v steber
- **11.september 2024**
 - Carola Bridge Dresden, Nemčija (1971)
 - 0 žrtev, vzrok: dotrajan material
- **23.december 2024**
 - Toskantins River, Brazilija (1960)
 - 13 žrtev, dotrajan most





Most Carola preko Elbe v Dresdnu

- Prednapeti most zgrajen 1968-1971, glavni razpon 120 m
- Trije ločeni vzporedni objekti, dva za cestne vozila, eden za tramvaje
- Uveden monitoring od 1983
- 11. septembra 2024 se en objekt brez opozorila zruši



Most Carola preko Elbe v Dresdnu

- Predstavitev vzrokov na [www](http://www.Carolabrücke.de): [Carolabrücke: Ursachen für Schäden liegen in der Bauzeit – Alle Brückenzüge betroffen und müssen abgerissen werden](http://www.Carolabrücke.de)
- Ugotovitve:
 - Mesto je izvajalo preglede in vzdrževanje mosta skladno z zakonodajo
 - Glavni razlog porušitve je korozija prednapetih kablov (vodikova krhkost), ki lahko povzroči nenadno odpoved kablov in je **ni** mogoče napovedati vnaprej
 - Sprožilec porušitve nočni padec temperature
 - Kratkoročni cilj: omogočiti plovno pot po Elbi, čiščenje ruševin, akustična spremljava na preostalih dveh objektih za omogočanje plovbe (Acoustic Emission Technology)
 - Obeh preostalih objektov ni mogoče uporabljati in se bosta porušila
 - Zgradil se bo v celoti nov objekt

ponting

„Titov most“ – dejstva in zaključki 1/2

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

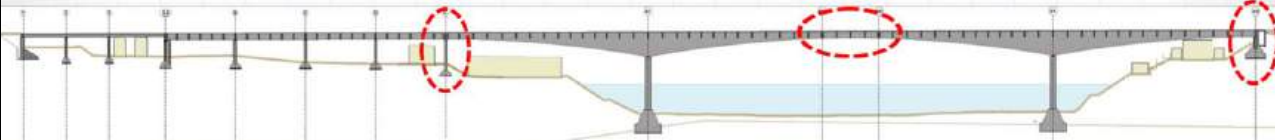
- Dejstva:
 - Dejanskega stanja kablov v starih objektih ni mogoče natančno ugotoviti
 - Analize materialov so narejene na majhnem številu vzorcev iz objekta
 - Zato so računske analize varnosti narejene na predpostavkah
 - Posledično vse ugotovitve vsebujejo določen riziko
- Ugotovitve:
 - Objekt ne izkazuje zahtevane varnosti po današnjih predpisih
 - Posebej kritični elementi za varnost objekta:
 - Natezni kabli na desnem bregu
 - Spoj mosta in viadukta – steber v osi D
 - Srednji „gerberjev“ razpon
 - Ležišča

ponting

„Titov most“ – dejstva in zaključki 2/2

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

- Ugotovitve:
 - Objekt ne izkazuje zahtevane varnosti po današnjih predpisih
 - Vsebuje kritične točke, ki lahko odpovejo brez predhodnih znakov
 - Brez ukrepov lahko pričakujemo resne probleme v roku nekaj let
 - Oceniti preostalo življenjsko dobo brez ukrepanja ni mogoče
- Smiselno je ukrepanje
 - Kratkoročni ukrepi
 - Srednjeročni ukrepi



ponting

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

Predlogi ukrepanja

- **Kratkoročni ukrepi**
 - Zamenjava dilatacij (zatesnitev dotoka vode in upočasnitev propadanja kritičnih delov)
 - Ureditve odvodnje (os E)
 - Vzpostavitev monitoringa (niveلمان deformacij, ...)
 - Omejitev težkega prometa, omejitve na hodnikih (konzultacija s prometniki MOM)
 - Izdelava projekta rehabilitacija
- **Srednjeročni ukrepi – po projektu rehabilitacije**
 - Zamenjava dela nateznih kablov na desno-obrežnem oporniku
 - Sanacija podpore most/viadukt (os E)
 - Sanacija/zamenjava srednjega „Gerber“ polja ali monolitizacija
 - Sanacija lokalnih poškodb glavnega mosta
 - Sanacija preostalih delov objekta
 - Potresna ojačitev


ponting

Mestna občina Maribor
Univerzitetno mesto

Ocena stroškov ukrepanja

- **Kratkoročni ukrepi**
 - Zamenjava dilatacij, ureditve odvodnje, vzpostavitev monitoringa, dodatni pregledi
 - Izdelava projekta rehabilitacija
 - Skupaj ocena kratkoročnih ukrepov 600.000 Eur
- **Srednjeročni ukrepi – po projektu rehabilitacije**
 - 7,0 mio Eur (ocena napravljena po strošek/m²)
 - zagotavlja varnost za min nadaljnjih 30 let)
- **Dolgoročno bo potrebna razgradnja in izgradnja novega objekta**

• Razgradnja starega objekta	3,0 mio Eur
• Novogradnja	17,0 mio Eur
• Po današnjih cenah skupaj	20,0 mio Eur



Info dodatek: kalkulacijske osnove k predračunu

kratkoročni ukrepi			
izvedba dilatacij	90,3	2200	198.660
lokalna popravila			20.000
monitoring			20.000
odvodnja (os E, desni opornik)			20.000
razikave in projekt sanacije			340.000
skupaj			598.660

titov most	širina	dolžina	A	sanacija		novogradnja	
				ocena cene/m2	ocena vrednosti	ocena cene/m2	ocena vrednosti
Nadvoz preko Ulice kneza Kocija	23,1	35,1	810,81	700	567.567	1500	1.216.215
Nadvoz preko parkirišča in Loške ulic	22,4	69,2	1550,08	800	1.240.064	1500	2.325.120
Glavni most - premostitev reke Drave	22,4	200	4480	1200	5.376.000	3000	13.440.000
skupaj		304,3	6840,89		7.183.631	novogradnja	16.981.335
						rušitev	3.420.445
						novogr+rušitev	20.401.780