

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Skalja, M., 2013. Projekt prostoležečega sovprežnega cestnega mostu v obsegu PGD. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Može, P.): 43 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Skalja, M., 2013. Projekt prostoležečega sovprežnega cestnega mostu v obsegu PGD. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Može, P.): 43 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*

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



**PRVOSTOPENJSKI  
ŠTUDIJSKI PROGRAM  
GK<sup>2</sup>) " - V@l<sup>2</sup> \ (UN)**

Kandidat:

Diplomska naloga št.: 68/B-GR

Graduation thesis No.: 68/B-GR

**Mentor:**

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

Ljubljana, 25. 09. 2013

## **IZJAVE**

Podpisani Matic Skalja izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Projekt prostoležečega sovprežnega cestnega mostu v obsegu PGD**«.

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

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

Ljubljana, 10.09.2013

Matic Skalja

**BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	624.014:625.745.12(497.4Ljubljana)(043.2)
<b>Avtor:</b>	Matic Skalja
<b>Mentor:</b>	prof. dr. Darko Beg
<b>Somentor:</b>	asist. dr. Primož Može
<b>Naslov:</b>	Projekt prostoležečega sovprežnega cestnega mostu v obsegu PGD
<b>Tip dokumenta:</b>	Diplomska naloga – univerzitetni študij
<b>Obseg in oprema:</b>	43 str., 27 pregl., 21. sl.
<b>Ključne besede:</b>	prostoležeči most, sovprežni most, cestni most, jekleni nosilci, elastična analiza

**Izvleček**

Diplomska naloga obravnava projektiranje prostoležečega sovprežnega cestnega mostu razpona 27 metrov z dvema voznima pasovoma ter dvema hodnikoma za pešce in kolesarje. Most je lociran v Ljubljani, premešča kanal Mali graben in bo predvidoma obremenjen s srednje gostim prometom.

V okviru naloge so predstavljeni postopki za določitev obtežb ter izvedbo temeljnih kontrol za dimenzioniranje v skladu z Evrokod standardi. Kontrole so izvedene na konkretnem primeru v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Glavni del diplomske naloge predstavlja elastična globalna analiza konstrukcije. Podrobneje so obravnavana mejna stanja nosilnosti in uporabnosti, s poudarkom na jeklenih elementih.

## **BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.014:625.745.12(497.4Ljubljana)(043.2)  
**Author:** Matic Skalja  
**Supervisor:** prof. Darko Beg, Ph.D.  
**Cosupervisor:** assist. Primož Može, Ph.D.  
**Title:** Design of simply supported composite bridge  
**Document type:** Graduation Thesis - University studies  
**Scope and tools:** 43 p., 27 tab., 21 fig.  
**Keywords:** simply supported bridge, road bridge, composite bridge, steel beams, elastic analysis

### **Abstract**

The thesis deals with the structural design of the simply supported composite road bridge with the total length of 27 metres, consisted of two lanes and two corridors for cyclists and pedestrians. The bridge is located in the city of Ljubljana (water channel called "Mali graben") and designed for moderate-traffic-volume.

Methods for defining loads and fundamental verifications are performed according to the Eurocode standards, where ultimate limit and serviceability limit states are verified for this particular project. The major part of the thesis presents the global elastic analysis, with focus on steel structural elements.

## ZAHVALA

Za pomoč pri razumevanju študijskega gradiva se zahvaljujem mentorju prof. dr. Darku Begu, za podporo in pomoč pri nastajanju diplomskega dela pa somentorju asist. dr. Primožu Možetu.

Iskreno se zahvaljujem tudi svojim staršema ter bližnjim za izkazano vzpodbudo tekom študija.

## KAZALO VSEBINE

IZJAVE .....	I
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK .....	II
KAZALO PREGLEDNIC .....	VI
KAZALO SLIK.....	VII
<b>1 UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2 TEHNIČNO POROČILO .....</b>	<b>2</b>
2.1 Lokacija .....	2
2.2 Zasnova konstrukcije .....	2
2.3 Tehnični podatki .....	3
2.4 Predlog za montažo.....	3
<b>3 OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE .....</b>	<b>4</b>
3.1 Lastna teža .....	5
3.2 Stalna teža .....	5
3.3 Obtežbe v fazi gradnje.....	6
3.4 Krčenje .....	7
3.5 Lezenje.....	8
3.6 Upoštevanje lezenja in krčenja v globalni analizi .....	8
3.7 Temperaturni vpliv .....	9
3.8 Prometna obtežba .....	10
3.9 Obtežba zaradi snega.....	13
3.10 Obtežba vetra .....	13
3.11 Izračun geometrijskih karakteristik .....	13
<b>4 IZRAČUN NOTRANJIH SIL ZA KONČNO STANJE .....</b>	<b>15</b>
4.1 Izračun normalnih napetosti na bruto prerezu .....	17
<b>5 OBTEŽNE KOMBINACIJE.....</b>	<b>18</b>
5.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN) .....	18
5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU).....	19
<b>6 KONTROLE MEJNIH STANJ V FAZI GRADNJE .....</b>	<b>19</b>
6.1 Obremenitve .....	19
6.2 Kontrola upogibne nosilnosti.....	20
6.3 Kontrola bočne zvrnitve .....	20
6.4 Kontrola pomikov .....	21
<b>7 KONTROLE MEJNIH STANJ V KONČNEM ČASU .....</b>	<b>21</b>
7.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN) .....	21
7.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU).....	37
7.3 Kontrola utrujanja moznikov.....	40
<b>8 ZAKLJUČEK.....</b>	<b>42</b>
<b>VIRI .....</b>	<b>43</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 2.1: Geometrija prereza.....	2
Preglednica 3.1: Obtežbe zaradi stalne teže.....	5
Preglednica 3.2: Karakteristične vrednosti za obtežni model LM1.....	10
Preglednica 3.3: Tabela geometrijskih karakteristik.....	13
Preglednica 3.4: Geometrijske karakteristike prereza v odvisnosti od lezenja in krčenja.....	14
Preglednica 3.5: Vztrajnostni in odpornostni momenti sovprežnega prereza.....	15
Preglednica 4.1: Karakteristične vrednosti notranjih sil v času $t = 0$ .....	16
Preglednica 4.2: Karakteristične vrednosti notranjih sil v času $t = \infty$ .....	16
Preglednica 4.3: Karakteristične vrednosti normalnih napetosti v prerezu 1 - 1.....	18
Preglednica 4.4: Karakteristične vrednosti normalnih napetosti v prerezu 2 - 2.....	18
Preglednica 7.1: Vrednosti notranjih sil pri kombinacijah MSN.....	21
Preglednica 7.2: Normalne napetosti na bruto sovprežnem prerezu 2 - 2.....	22
Preglednica 7.3: Efektivne geometrijske karakteristike sovprežnega prereza.....	25
Preglednica 7.4: Projektne prečne sile za kombinacijo K1.....	25
Preglednica 7.5: Projektni momenti za kombinacijo K1.....	26
Preglednica 7.6: Vrednosti strižnega toka v času $t = 0$ .....	29
Preglednica 7.7: Vrednosti strižnega toka v času $t = \infty$ .....	29
Preglednica 7.8: Razdalje med čepi v smeri delovanja str. toka.....	31
Preglednica 7.9: Projektni momenti v plošči.....	31
Preglednica 7.10: Dimenzioniranje armature.....	32
Preglednica 7.11: Računsko potrebna armatura zaradi upogiba.....	33
Preglednica 7.12: Karakteristične vrednosti pomikov na sredini nosilca.....	37
Preglednica 7.13: Napetosti uporabljene za kontrolo dihanja stojine.....	39
Preglednica 7.14: Karakteristične vrednosti prečnih sil pri FLM3.....	40
Preglednica 7.15: Strižne napetosti v mozniku pri obtežbi FLM3.....	40



## KAZALO SLIK

Slika 2.1: Geometrija prereza.....	2
Slika 2.2: Prečni prerez sovprežnega mostu .....	3
Slika 3.1: Skica sovprežnega prereza s sodelujočo širino .....	4
Slika 3.2: Model uporabljen za določitev notranjih sil v fazi gradnje .....	6
Slika 3.3: Poenostavljen model vpliva sile krčenja .....	9
Slika 3.4: Obtežni model LM1 .....	10
Slika 3.5: Model prometnih obtežb in vplivnica za vertikalne reakcije v levi podpori .....	11
Slika 3.6: Skica nanosa koncentriranih sil zaradi delovanja tandema .....	11
Slika 3.7: Skica nanosa enakomerno porazdeljene obtežbe prometa .....	12
Slika 3.8: Skica obtežbe na hodnikih.....	12
Slika 3.9: Oznake razdalj med težišči.....	14
Slika 4.1: Ovojnica momentov zaradi obtežbe tandema .....	15
Slika 4.2: Ovojnica prečnih sil zaradi obtežbe tandema .....	16
Slika 7.1: Skica območij s prikazanimi pozicijami prečnih ojačitev.....	26
Slika 7.2: Potek strižnega toka pri obtežbah GS, UDL, TS in HOD .....	28
Slika 7.3: Potek strižnega toka zaradi krčenja in temperature .....	29
Slika 7.4: Tloris razporeditve moznikov .....	31
Slika 7.5: Model AB plošče .....	32
Slika 7.6: Model nanosa prometnih obremenitev za krajni prečni nosilec .....	35
Slika 7.7: Skica krajnega prečnega nosilca .....	35

## 1 UVOD

Diplomska naloga obravnava projekt sovprežnega cestnega mostu v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Celotna globalna analiza je izvedena elastično. Pri tem so zanemarjene obtežb, ki nimajo bistvenega vpliva na obnašanje konstrukcije. Potresna analiza ni predmet te diplomske naloge in je zato v celoti izpuščena, podobno kot tudi ostali nezgodni vplivi.

Prostoležeči most je pri običajnih naravnih razmerah tekom časa uporabe obremenjen pretežno v smeri gravitacije, kar povzroča natezne napetosti na spodnjem ter tlačne napetosti na zgornjem robu konstrukcije. Za podobne enostavne geometrijske primere je primerna izbira sovprežnih nosilcev, saj jeklo prevzame natezne napetosti, beton pa tlačne.

Posebno pozornost pri projektiranju sovprežnih konstrukcij zahteva stik med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo, saj zagotavlja sovprežno delovanje. Običajno strižni tok, ki nastane na tem mestu prevzamemo z duktilnimi mozniki in tako zagotovimo strižno povezavo.

## 2 TEHNIČNO POROČILO

### 2.1 Lokacija

Most je lociran v Ljubljani in premešča Mali graben. Glede na lokacijo in kategorijo terena v okolici se povečanih obremenitev zaradi vetra ne pričakuje. Zaradi lege v Ljubljani, za katero je znano, da leži na tektonsko aktivnem območju, pa je pričakovati potrese v času življenjske dobe objekta. Potresna obtežba sicer ni predmet te diplomske naloge in v izračunih ni upoštevana.

### 2.2 Zasnova konstrukcije

Sovprežni most razpona 27 metrov je zasnovan kot model prostoležečega nosilca. Podprt je z ležišči, ki prenesejo zunanje obremenitve in omogočajo ustrezne pomike ter je pred poškodbami zaradi temperaturnega delovanja oz. krčenja betona zavarovan z dilatacijami.

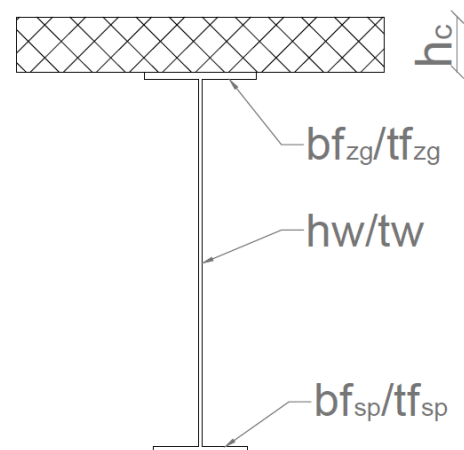
Prečni prerez (Slika 2.2) sestavljata dva glavna jeklena nosilca, ki skupaj z armiranobetonsko ploščo prevzameta obremenitve. Razmik med nosilcema znaša 6 m, kar ustreza skupni širini obeh voznih pasov. Na obeh straneh voznih pasov sta predvidena kolesarska steza in pločnik za pešce. Skupna širina mostu znaša 11 m in vključuje dva vozna pasova s širino 3 m, dve kolesarski stezi s širino 1,25 m ter dva pločnika s širino 1 m.

Med kolesarsko stezo in voziščem se izvedeta odbojna ograja in robnik, ki preprečujeta vožnjo osebnih avtomobilov po kolesarski stezi oz. pločniku v primeru nezgod. Na previsnem robu mostu je predvidena jeklena ograja, ki varuje pešce in kolesarje pred padci z objekta.

Kot obliko jeklenih nosilcev izberem varjena tankostenska I-profila z dimenzijami navedenimi v Preglednici 2.1, betonska plošča debeline 30 cm pa se izvede kot monolitna čez celotno konstrukcijo.

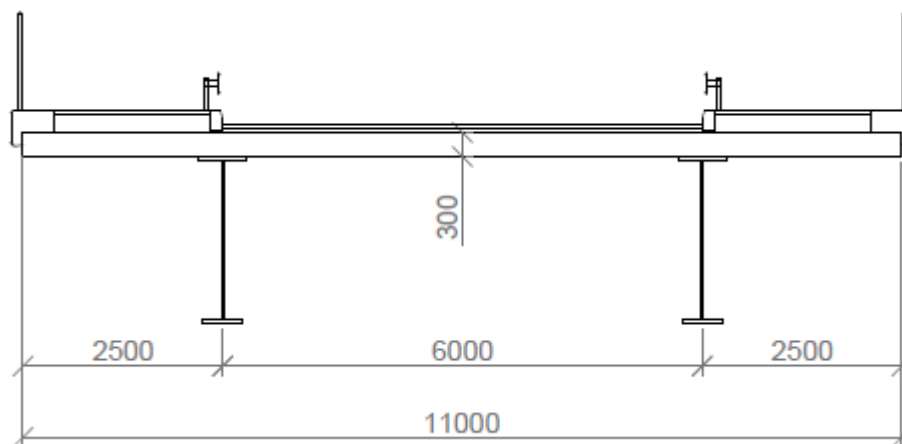
Preglednica 2.1: Geometrija prereza

GEOMETRIJA PREREZA			
Element	Oznaka	Vrednost	Enota
Širina zg. pasnice	$bf_{zg}$	600	mm
Debelina zg. pasnice	$tf_{zg}$	40	mm
Višina stojine	$hw$	2000	mm
Debelina stojine	$tw$	12	mm
Širina sp. pasnice	$bf_{sp}$	500	mm
Debelina sp. pasnice	$tf_{sp}$	40	mm
Betonska plošča	$h_c$	300	mm



Slika 2.1: Geometrija prereza

V vzdolžni smeri sem most modeliral kot prostoležeči nosilec, v prečni pa kot prostoležeči nosilec z dvema previsoma, pri katerem podpori predstavljata glavna jeklena nosilca. Na podlagi teh dveh modelov so izvedeni nadaljnji izračuni oz. dimenzioniranje, z izjemo dimenzioniranja armature, kjer je uporabljen ploskovni model plošče, ki je linijsko podprta z vzdolžnima I-profiloma.



Slika 2.2: Prečni prerez sovprežnega mostu

### 2.3 Tehnični podatki

Glavna jeklena nosilca sta izdelana iz jekla kvalitete S355. Ker gre za varjen I-profil katerega debelina pasnice ( $t > 30$  mm) bi bila lahko kritična z vidika lamelnega loma, je ugodno izbrati tip jekla, ki je odporen na pojav tovrstnih oslabitev. V izogib krhkim porušitvam je potrebno izbrati material, ki je dovolj odporen tudi na lomno žilavost. Glede na SIST EN 1993-1-10 [1] je za izbrane dimenzije pločevin ugodno uporabiti jeklo z oznako vsaj J2. Oba glavna nosilca sta zvarjena iz treh delov (dve pasnici in stojina) in ustrezno protikorozijsko zaščitena.

Nosilca sta nadvišana z namenom preprečitve prevelikih pomikov v fazi uporabe, zato dodatno podpiranje v fazi gradnje ni potrebno.

Armiranobetonska plošča je sestavljena iz 30 cm debelega običajnega betona C40/50 in armaturnih palic kvalitete S500.

### 2.4 Predlog za montažo

Vsakega izmed dveh glavnih nosilcev se na gradbišče pripelje v delih, kjer se dele zvari in nosilca med seboj poveže z montažnim paličjem. Celotno jekleno konstrukcijo se dvigne in umesti na vnaprej pripravljena ležišča. Paličje je izvedeno križno v ravnini zgornje pasnice, poleg tega pa sta povezani tudi zgornja pasnica prvega nosilca ter spodnja pasnica drugega nosilca in obratno. Razmik med križnimi povezavami znaša 4,5 m, s čimer se prepreči bočna zvrnitev v fazi gradnje. Ko betonska plošča doseže ustrezno trdnost se montažno paličje odstrani, saj funkcijo podpiranja proti bočni zvrnitvi prevzame plošča.

Betoniranje celotne plošče od začetka do konca gradnje se izvede v čim krajšem možnem času, saj se s tem izogne nesimetričnim obremenitvam zaradi postopnega betoniranja.

Faza montaže bi sicer zahtevala poseben projekt, ki pa v okviru te diplomske naloge ni podrobneje obravnavan.

### 3 OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE

Vse obtežbe oziroma obtežne kombinacije so pretvorjene na del, ki odpade na en sovprežni nosilec, z izjemo obtežb in kombinacij pri kontroli vibracij zaradi prometa.

Določitev sodelujoče širine na širini razpona:

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \frac{L}{8} = \frac{2700 \text{ cm}}{8} = 337,5 \text{ cm} > l_{konzole} - \frac{b_0}{2} = 250 \text{ cm} - \frac{60 \text{ cm}}{2} = 220 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \frac{L}{8} = \frac{2700 \text{ cm}}{8} = 337,5 \text{ cm} > \frac{b}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{600 \text{ cm}}{2} - \frac{60 \text{ cm}}{2} = 270 \text{ cm}$$

Ker sta računski širini  $b_{e1}$  in  $b_{e2}$  večji od dimenzij, ki jih dopušča geometrija mostu, za določitev efektivne širine  $b_{eff}$  upoštevam ustrezne geometrijske omejitve.

Sodelujoča širina se sicer linearno spreminja na razdalji od  $x = 0$  do  $x = L/4$  (glej priročnik- [2] str. 4-9).

Začetna sodelujoča širina nad zunanjo podporo ( $x = 0$ ):

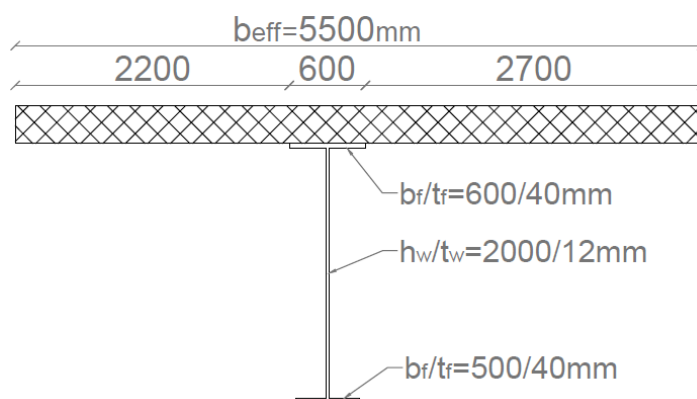
$$\beta_1 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L}{b_{e1}} \right) = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{2700 \text{ cm}}{220 \text{ cm}} \right) = 0,86$$

$$\beta_2 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L}{b_{e2}} \right) = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{2700 \text{ cm}}{270 \text{ cm}} \right) = 0,8$$

$$b_{eff, podpora} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e1} = 60 \text{ cm} + 0,86 \cdot 220 \text{ cm} + 0,8 \cdot 270 \text{ cm} = 465 \text{ cm}$$

V konkretnem primeru spreminjanja sodelujoče širine nisem upošteval, kar pomeni, da je za vse kontrole izračunana na sredini nosilca:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_0 + b_{e2} = 220 \text{ cm} + 60 \text{ cm} + 270 \text{ cm} = 550 \text{ cm}$$



Slika 3.1: Skica sovprežnega prereza s sodelujočo širino

Vrednosti notranjih sil izračunane pri posamezni obtežbi so karakteristične. Prerez 1 - 1 je prerez ob podpori, prerez 2 - 2 pa prerez na sredini nosilca.

### 3.1 Lastna teža

Lastno težo enega sovprežnega nosilca sestavljata teža jeklenega nosilca in polovična teža celotne betonske plošče. V konkretnem primeru prispevek zvarov, ojačitev ter krajnih prečnih nosilcev ni velik, zato obtežbe zaradi teh elementov dodatno ne povečujem, saj so zajeti v okviru parcialnega varnostnega faktorja za lastno težo.

$$g_{beton} = h_c \cdot \gamma_c = 0,3 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$A_s = 0,068 \text{ m}^2$  – prečni prerez enega jeklenega nosilca

$b$  – širina mostu

Lastna teža enega sovprežnega nosilca:

$$g_{jeklo,lin} = \gamma_s \cdot A_s = 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,068 \text{ m}^2 = 5,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{beton,lin} = g_{beton} \cdot \frac{b}{2} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{11}{2} \text{ m} = 41,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{GL} = g_{beton,lin} + g_{jeklo,lin} = 41,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 46,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 3.2 Stalna teža

Betonska plošča je pred dežjem in vlago zaščitena s hidroizolacijo, voziščno konstrukcijo pa sestavljata dve plasti asfalta (6 cm + 4 cm). Na območju hodnikov, katerih višina nad osnovno betonsko ploščo znaša 28 cm (25 cm višina robnika + 3 cm betona pod robnikom) prerez sestavljata 24 cm debela plast betona in 4 cm debela plast asfalta.

Preglednica 3.1: Obtežbe zaradi stalne teže

Stalna teža na en bruto sov. prerez	
Element	Obtežba [kN/m]
Asfalt	6,9
Inštalacije	1,0
Odbojna ograja	1,0
Ograja	0,7
Robniki	0,8
Hodnik	17,3
Robni venec	5,0
Hidroizolacija	0,38
$\Sigma$	33,1

$$g_{GS} = 33,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 3.3 Obtežbe v fazi gradnje

Obtežba med gradnjo se določi v skladu s standardom SIST EN 1991-1-6 (glej [3]), ki obravnava obtežbe med samo izvedbo. Standard jih v času gradnje definira kot spremenljive in jih označuje s  $Q$ . Omenjene obtežbe prevzame samo jeklen prerez, ker beton še ni strnjen in nima nosilne vloge. V tej kratkotrajni fazi je verjetnost velikih vplivov vetra in snega zelo majhna, zato jih v času montaže zanemarim.

Svež beton:

$$\gamma_{FC} = 26 \text{ kN/m}^3$$

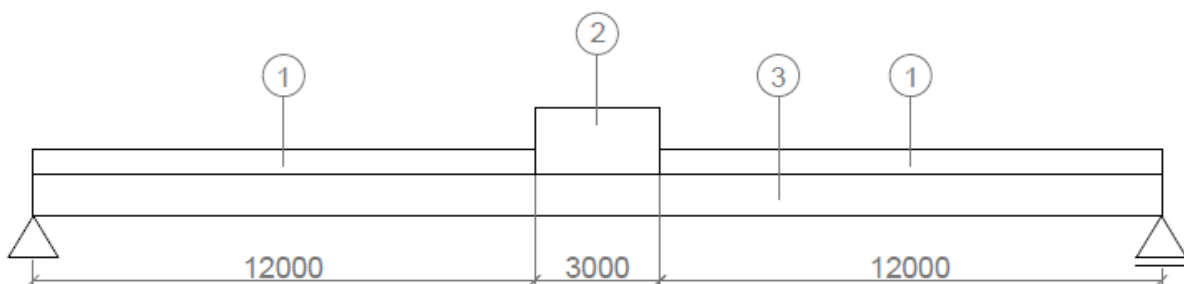
$$g_{FC} = \frac{b}{2} \cdot h_c \cdot \gamma_{FC} = 5,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 42,9 \text{ kN/m}$$

Lastna teža opaža in konstrukcije za stabilizacijo:

Ocena:  $0,4 \text{ kN/m}^2$

$$g_{opaž} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{b}{2} + h_c\right) = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (5,5 \text{ m} + 0,3 \text{ m}) = 2,32 \text{ kN/m}$$

Spremenljive obtežbe nanašamo tako, da povzročajo najbolj neugodne vplive na konstrukcijo. Območje betoniranja zato predpostavim v območju, kjer ima nosilno vlogo samo eden izmed obeh jeklenih nosilcev (Slika 3.2).



Slika 3.2: Model uporabljen za določitev notranjih sil v fazi gradnje

$Q_1$  – Obtežba izven območja betoniranja (delavci, orodje...)

$Q_2$  – Delavci, orodje + kopičenje betona  $3 \times 3\text{m}$  (10% lastne teže betona)

$Q_3$  – Lastna teža opaža, svežega betona in jeklenega nosilca

$$Q_1 = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{b}{2} = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5,5 \text{ m} = 4,13 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = 0,1 \cdot h_c \cdot \gamma_{FC} \cdot l + Q_1 = 0,1 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3 \text{ m} + 4,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 6,47 \text{ kN/m}$$

$$Q_3 = g_{FC} + g_{opaž} + g_{jeklo,lin} = 42,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 50,52 \text{ kN/m}$$

Obremenitve oz. notranje sile izračunam na podlagi modela (Slika 3.2) iz standarda SIST EN 1991-1-6 (glej [3]).

### 3.4 Krčenje

Krčenje v času ob odprtju mostu ( $t_0 \approx 50$  dni) ter krčenje v končnem času ( $t = \infty$ ) izračunam v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 (glej [4]). Predpostavim relativno vlažnost  $Rh = 80\%$  v celotni življenjski dobi na podlagi podatkov ARSO za Ljubljano [5]. Iz tabele v priložniku za projektiranje [2] odčitam vrednost  $\varepsilon_{cd,0} = 0,24\text{‰}$ .

Beton se večino časa do odprtja mostu, oziroma tekom življenjske dobe suši po stranskih robovih ter po spodnjem robu, z izjemo mesta, kjer se dotika zgornje jeklene pasnice.

$$u = b + 2 \cdot h_c - 2 \cdot b f_{zg} = 11000 + 2 \cdot 300 - 2 \cdot 600 = 10400 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 11000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{10400 \text{ mm}} = 635 \text{ mm} \rightarrow kh = 0,70; \text{ iz preglednice v [2]}$$

Krčenje v času  $t = 50$  dni:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,0725 \cdot 0,70 \cdot 0,24 \text{‰} = 0,0122 \text{‰}$$

$\beta_{ds}(t, t_s)$  – funkcija časovnega razvoja krčenja zaradi sušenja:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{50 - 0}{(50 - 0) + 0,04 \sqrt{635^3}} = 0,0725$$

Avtogeno krčenje v času  $t = 50$  dni izračunamo s pomočjo izraza:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,757 \cdot 0,075 \text{‰} = 0,0568 \text{‰}$$

Pri čemer avtogeno krčenje v končnem času izračunamo z izrazom:

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

$\beta_{as}(t)$  – funkcija časovnega razvoja avtogenega krčenja:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 50^{0,5}) = 0,757$$

Skupno krčenje v času odprtja mostu tako znaša:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0,0122 \text{‰} + 0,0568 \text{‰} = 0,069 \text{‰}$$

Krčenje v času  $t = \infty$ :

Za končni čas velja  $\beta_{ds}(t, t_s) = \beta_{ds}(t = \infty) = 1$ . Faktor  $k_h$  smo izračunali že pri krčenju v času  $t = 50$  dni.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \cdot 0,70 \cdot 0,24 \text{‰} = 0,168 \text{‰}$$

Avtogeno krčenje v končnem času izračunamo po izrazu:

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



Skupno krčenje betona v končnem času tako znaša:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,168 \text{ ‰} + 0,075 \text{ ‰} = 0,243 \text{ ‰}$$

### 3.5 Lezenje

Glede na standard SIST EN 1992-1-1 str. 34 (glej [4]), s pomočjo *Diagrama za odčitke koef. lezenja* določim koeficient lezenja  $\phi$ .

Izberem cement tipa N in beton z oznako C40/50. Vlažnost zunanjega okolja je predpostavljena na  $Rh = 80 \%$ , starost betona ob nanosu obremenitve pa predpostavimo na  $t_0 = 10 \text{ dni}$ .

$$u = b + 2 \cdot h_c - 2 \cdot bf_{zg} = 11000 \text{ mm} + 2 \cdot 300 \text{ mm} - 2 \cdot 600 \text{ mm} = 10400 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 11000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{10400 \text{ mm}} = 635 \text{ mm}$$

Na podlagi podatkov iz omenjenega diagrama odčitam koeficient lezenja betona v običajnih pogojih okolja  $\phi(\infty, t_0) = 1,7$ .

Razmerja elastičnih modulov so določena v skladu s SIST EN 1994-2 (glej [6]).

Razmerje elastičnih modulov za kratkotrajne vplive:

$$t = t_0 \rightarrow n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,00$$

Razmerje elastičnih modulov za dolgotrajne vplive:

$$n_\infty = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \cdot \phi_t)$$

$\phi_t = 1,7$  – koeficient lezenja določen za čas  $t = \infty$

$\Psi_L = 0,55$  – korelacijski koeficient za krčenje

$\Psi_L = 1,1$  – korelacijski faktor za stalne obtežbe (za lezenje)

$$n_\infty = n_0(1 + \Psi_L \cdot \phi_t) = 6,00(1 + 1,1 \cdot 1,7) = 17,22$$

$t = \infty \rightarrow$

$$n_K = n_0(1 + \Psi_L \cdot \phi_t) = 6,00(1 + 0,55 \cdot 1,7) = 11,61$$

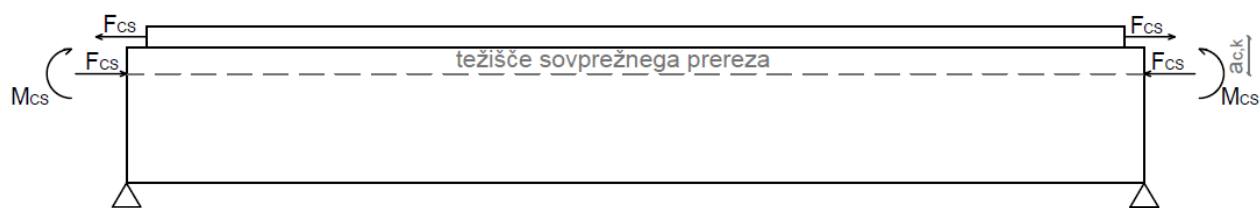
### 3.6 Upoštevanje lezenja in krčenja v globalni analizi

Sila zaradi krčenja v času  $t = 50 \text{ dni}$ , ki odpade na en sovprežni nosilec:

$$F_{CS(t=50 \text{ dni})} = \varepsilon_{CS} \cdot \frac{A_b}{2} \cdot \frac{E_a}{n_0} = 0,069 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{33000}{2} \text{ cm}^2 \cdot \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{6,00} = 3981,2 \text{ kN}$$

Sila krčenja povzroča upogibni moment na težišče sovprežnega prereza (glej sliko 3.3.) Ročico  $a_{c,0}$  izračunamo na podlagi razmerij elastičnih modulov (točka 3.11 in Preglednica 3.4).

$$M_{CS,sovpr(t=50 \text{ dni})} = F_{CS} \cdot a_{c,0} = 3981,2 \text{ kN} \cdot 22,40 \text{ cm} = 891,9 \text{ kNm}$$



Slika 3.3: Poenostavljen model vpliva sile krčenja

Sila zaradi krčenja v času  $t = \infty$ , ki odpade na en sovprežni nosilec:

$$F_{CS(t=\infty)} = \varepsilon_{CS} \cdot \frac{A_b}{2} \cdot \frac{E_a}{n_K} = 0,243 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{33000}{2} \text{ cm}^2 \cdot \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{11,61} = 7252,3 \text{ kN}$$

Na podlagi sile krčenja, ki odpade na en sovprežni nosilec in deluje v težišču betonskega prereza lahko določimo moment, ki deluje na težišče sovprežnega prereza. Ročico  $a_{c,K}$  izračunamo na podlagi razmerij elastičnih modulov (glej točko 3.11 in Preglednico 3.4).

$$M_{CS,sovpr(t=\infty)} = F_{CS} \cdot a_{c,K} = 7252,3 \text{ kN} \cdot 36,57 \text{ cm} = 2652,2 \text{ kNm}$$

Lezenja samega ne obravnavam kot eno izmed obtežb, njegov vpliv pa upoštevam preko ustreznega zmanjšanja elastičnega modula betona.

### 3.7 Temperaturni vpliv

Temperaturno razliko med zgornjim in spodnjim robom betonske plošče določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-5 (glej [7]) po poenostavljeni metodi za sovprežne konstrukcije. Predpostavimo enakomerno spremembo temperature in konstanten razpored po višini.

Temperaturna razlika pri ohlajanju oziroma segrevanju tako znaša:  $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$ .

Silo, ki deluje na celoten betonski prerez zaradi temperaturnega raztezka oz. skrčka določimo z enačbo:

$$F_{CT} = \pm \alpha_T \cdot \Delta T \cdot \frac{A_b}{2} \cdot \frac{E_a}{n_0} = \pm 10^{-5} \cdot 10^\circ\text{C} \cdot \frac{33000}{2} \text{ cm}^2 \cdot \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{6,00} = \pm 5775 \text{ kN}$$

Segrevanje plošče povzroča negativno (tlačno) osno silo in pozitivni moment na sovprežnem prerezu, ohlajanje plošče pa povzroča pozitivno (natezno) osno silo in negativni moment na sovprežnem prerezu.

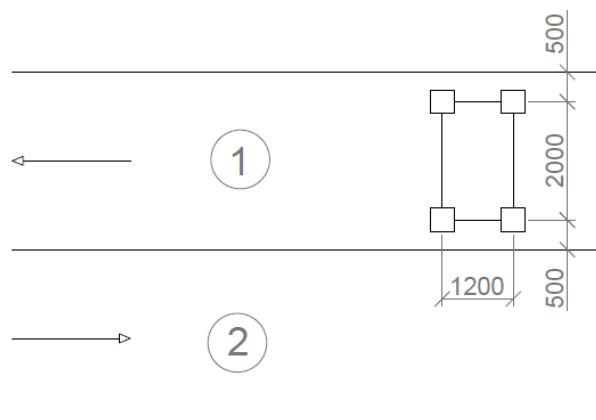
Moment, ki deluje na težišče sovprežnega prereza, izračunamo podobno kot pri krčenju (Slika 3.3).

$$M_{CT} = -F_{CT} \cdot a_{c,0} = \mp 5775 \text{ kN} \cdot 22,4 \text{ cm} = \mp 1293,7 \text{ kNm}$$

### 3.8 Prometna obtežba

Prometno obtežbo določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-2 [8]. Na podlagi tabele 4.1 v omenjenem standardu določimo širino voznih pasov. Celotni širini vozišča 6 m tako ustrezata dva nasprotnosmerna vozna pasova širine 3 m.

Za določitev obremenitev zaradi prometne obtežbe uporabimo obtežni model LM1. Ta model definira dva različna tipa obtežbe in sicer obtežbo tandema (TS) ter enakomerno razporejeno obtežbo (UDL).



Slika 3.4: Obtežni model LM1

Za tandem se predpostavi, da potuje po sredini posameznega voznega pasu. Vsaka os tako prevzame obtežbo  $Q_{os} = \alpha_q Q_k$ , obtežba, ki odpade na eno kolo pa je enaka polovični obtežbi osi ( $Q_{kolo} = 0,5 \cdot \alpha_q Q_k$ ). Pri tem standard priporoča izbiro koeficienta  $\alpha_q = 1,0$ . Osi tandema sta med seboj oddaljeni 1,2 m, razdalja med levimi in desnimi kolesi tandema pa je 2 m (Slika 3.4).

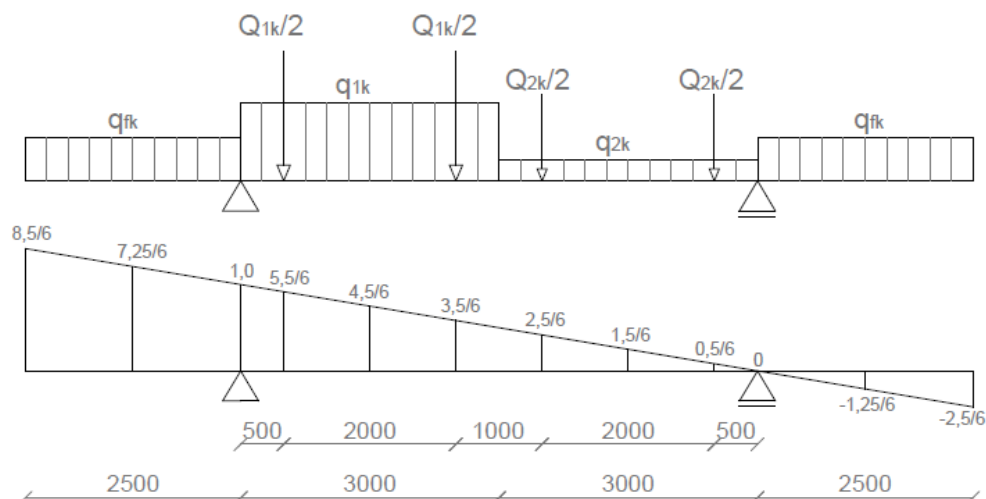
Enakomerno razporejena obtežba se določi kot obtežba na enoto površine z izrazom  $\alpha_q \cdot q_k$ . Karakteristične vrednosti obtežb (Preglednica 3.2) so podane v tabeli 4.2. standarda SIST EN 1991-2 (glej [8]).

Preglednica 3.2: Karakteristične vrednosti za obtežni model LM1

Lokacija obtežbe	TS	UDL
	Obtežba na os $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vozni pas 1	300	9
Vozni pas 2	200	2,5
*Hodnik	0	5

\*Za obtežbo pešcev in kolesarjev na hodnikih se priporoča zvezna obtežba  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .

Na podlagi modela prometnih obtežb za prečni prerez in vplivnice (Slika 3.5) določimo njihovo najbolj neugodno lego in za vsakega izmed treh tipov obtežb (TS, UDL ter obtežbe pešcev in kolesarjev na hodniku - HOD) določimo reakcijo v podpori.



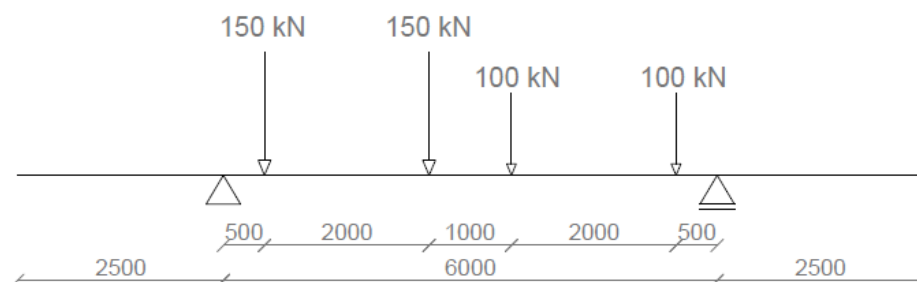
Slika 3.5: Model prometnih obtežb in vplivnica za vertikalne reakcije v levi podpori

Reakcije zaradi delovanja obtežb *UDL* in *HOD* so izražene v  $kN/m$ , kar pomeni, da jih lahko nanesimo vzdolž celotnega nosilca ter izračunamo karakteristične notranje sile v vzdolžnem jeklenem nosilcu zaradi posameznega tipa prometne obtežbe. Reakcija zaradi obtežbe *TS* je izražena v  $kN$ .

Faktorji, ki v računih reakcij nastopajo zapisani z ulomki, so določeni iz vplivnice za vertikalne reakcije v levi podpori (Slika 3.5).

#### Nanos obtežb, ki aktivirajo največjo reakcijo v podpori

- Tandem

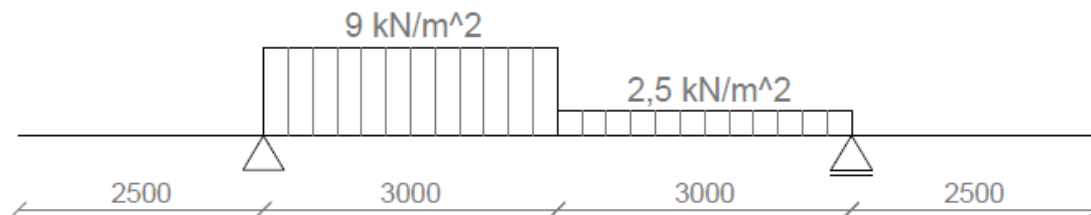


Slika 3.6: Skica nanosa koncentriranih sil zaradi delovanja tandem

$$R_{A,TS} = (150 \text{ kN} \cdot (\frac{5,5}{6} + \frac{3,5}{6})) + 100 \text{ kN} \cdot (\frac{2,5}{6} + \frac{0,5}{6}) = 275 \text{ kN}$$

Izračunana reakcija podpore  $R_{A,TS}$  je pravzaprav del dvojice sil, katero apliciramo na model vzdolžnega nosilca. Dvojica sil predstavlja dve osi tandem, ki sta med seboj oddaljeni 1,2 m (Slika 3.4). Na vzdolžni model nosilca torej nanesimo dve točkovni sili z vrednostjo 275 kN, ki sta med seboj oddaljeni 1,2 m. S pomočjo vplivnice (Slika 3.5) te dvojice sil iz vrednotimo notranje sile, ki se pojavijo v posameznih prerezih sovprežnega nosilca kot posledica obtežbe tandem.

- UDL

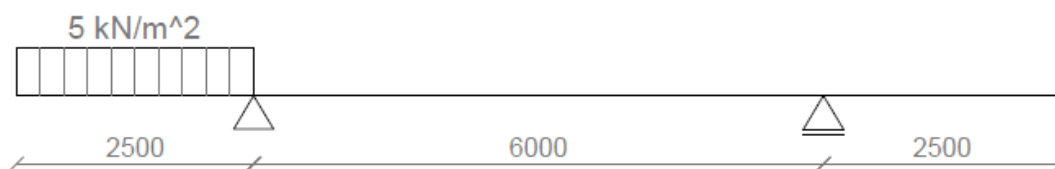


Slika 3.7: Skica nanosa enakomerno porazdeljene obtežbe prometa

Izračun reakcije v levi podpori zaradi obtežbe UDL:

$$R_{A,UDL} = (2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot \frac{1,5}{6} + 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot \frac{4,5}{6}) = 22,13 \text{ kN/m}$$

- Hodnik (HOD)



Slika 3.8: Skica obtežbe na hodnikih

Izračun reakcije v levi podpori zaradi obtežbe pešcev in kolesarjev na hodniku:

$$R_{A,HOD} = 2,5 \text{ m} \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{7,25}{6}\right) = 15,1 \text{ kN/m}$$

### 3.8.1 Horizontalna prometna obtežba

Obravnavana mostna konstrukcija je ravna, zato se vplivi centrifugalnih sil zaradi vožnje vozil ne pojavijo. Most pa bremenijo sile, ki jih vozila povzročajo z zaviranjem in s pospeševanjem. Ekscentričnost zaviralnih in pospeševalnih sil je zanemarljiva, zato prijemališče sil postavimo v os vozišča.

Standard SIST EN 1991-2 (glej [8]) definira izraz za račun zaviralnih in pospeševalnih sil:

$$Q_{lk,i} = 0,6 \cdot \alpha_{ql} \cdot (2 \cdot Q_{lk}) + 0,10 \cdot \alpha_{ql} \cdot q_{lk} \cdot w_l \cdot L$$

Za izračun upoštevamo podatke za vozni pas 1 in jih vstavimo v gornji izraz:

- $\alpha_{ql} = 1,0$
- $Q_{lk} = 300 \text{ kN}$
- $q_{lk} = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w_l = 3 \text{ m}$
- $L = 27 \text{ m}$

$$Q_{lk, \text{pospeševanje}} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,10 \cdot 1,0 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 27 \text{ m} = 432,9 \text{ kN}$$

$$Q_{lk, \text{zaviranje}} = -Q_{lk, \text{pospeševanje}} = -432,9 \text{ kN}$$

### 3.9 Obtežba zaradi snega

V standardu SIST EN 1990 [9] je zapisano, da obtežbe snega ni potrebno upoštevati kadar v kombinacije vključujemo obtežni model LM1.

### 3.10 Obtežba vetra

Obtežbo z vetrom izračunam v skladu s SIST EN 1991-1-4 (glej [10]), ki za enostavne mostove podaja izraz za izračun sile vetra v smeri vzporedni širini preklade. Izkaže se, da je sila izračunana s pomočjo omenjenega izraza, oziroma iz nje izpeljana linijska obtežba zelo majhna. Veter tako povzroča zanemarljivo majhen vpliv na vzdolžno upogibno nosilnost zato ga v izračunih zanemarim.

### 3.11 Izračun geometrijskih karakteristik

Preglednica 3.3: Tabela geometrijskih karakteristik

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE :					
Oznaka	Vrednost	Enota	Oznaka	Vrednost	Enota
$b_{eff}$	550	cm	$S_{ya}$	66640	cm <sup>3</sup>
$A_a$	680	cm <sup>2</sup>	$I_a$	5353867	cm <sup>4</sup>
$A_c$	16500	cm <sup>2</sup>	$I_c$	1237500	cm <sup>4</sup>
$t_a$	128	cm	$W_{az}$	55769	cm <sup>3</sup>
$t_c$	15	cm	$W_{as}$	49573	cm <sup>3</sup>
$a$	113	cm			
$z_T$	98	cm			

Pri tem so (glej Sliko 3.9):

$t_a$  – razdalja od težišča jeklenega prereza do zgornjega roba betona

$t_c$  – razdalja od težišča betonskega prereza do zgornjega roba betona

$a$  – razdalja med težiščem jeklenega in težiščem betonskega prereza

$z_T$  – razdalja težišča jeklenega prereza do zgornjega roba zgornje jeklene pasnice

$S_{ya}$  – statični vztrajnostni moment glede na zgornji rob betonskega prereza

$W_{az}$  – odpornostni moment jeklenega prereza izračunan na težišče zg. pasnice

$W_{as}$  – odpornostni moment jeklenega prereza izračunan na težišče sp. pasnice

Izrazi na podlagi katerih so izračunane geometrijske karakteristike sovprežnega prereza:

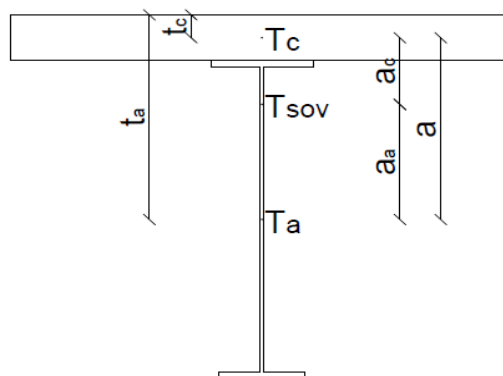
$$A_{sov,i} = A_a + \frac{A_c}{n_i}$$

$$a_{a,i} = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_i}$$

$$a_{c,i} = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}}$$

$$I_{sov,i} = I_a + A_a a_a^2 + \left( \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_i} \right)$$

$$W_{sbyi} = \frac{J_{sov}}{y_{byi}}$$



Slika 3.9: Oznake razdalj med težišči

Odpornostni momenti v Preglednici 3.5 so izračunani na težišče zgornje oz. spodnje jeklene pasnice ter na spodnji in zgornji rob betonskega prereza. Z indeksom  $i$  označujemo karakteristike, ki so posledica  $n$ -faktorjev in se nanašajo na začetni čas, končni čas ali na vpliv krčenja ( $i = 0, \infty, K$ ). Z indeksom  $a$  označujemo karakteristike, ki se nanašajo na jeklen prerez, z indeksom  $c$  pa karakteristike, ki obravnavajo betonski prerez.

Oznake v Preglednicah 3.4 in 3.5 imajo sledeče pomene:

$A_{sov,i}$  – nadomestni prečni prerez sovprežnega nosilca

$a_{a,i}$  – razdalja med težiščem jeklenega in sovprežnega prereza

$a_{c,i}$  – razdalja med težiščem betonskega in sovprežnega prereza

$I_{sov,i}$  – nadomestni vztrajnostni moment sovprežnega prereza

$W_{scZi}$  – odpornostni moment sovpr. prereza na zgornjem robu betonske plošče

$W_{scSi}$  – odpornostni moment sovpr. prereza na spodnjem robu betonske plošče

$W_{saZi}$  – odpornostni moment sovpr. prereza v težišču zgornje pasnice

$W_{saSi}$  – odpornostni moment sovpr. prereza v težišču spodnje pasnice

Preglednica 3.4: Geometrijske karakteristike prereza v odvisnosti od lezenja in krčenja

		$A_{sov,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$a$ [cm]	$a_{a,i}$ [cm]	$a_{c,i}$ [cm]	Legla nevtralne osi	$hc/2$ [cm]
$n_0 = 6,00$	$t=0, n_0, i=0$	3430,0	113,0	90,6	22,4	v jeklenem prerezu	15,0
$n_\infty = 17,22$	$t=\infty, n_\infty, i=\infty$	1638,2		66,1	46,9	v jeklenem prerezu	
$n_K = 11,61$	$t=\infty, n_K, i=K$	2101,2		76,4	36,6	v jeklenem prerezu	

Preglednica 3.5: Vztrajnostni in odpornostni momenti sovprežnega prereza

		$I_{sov, i} [cm^4]$	$W_{scZi} [cm^3]$	$W_{scSi} [cm^3]$	$W_{saZi} [cm^3]$	$W_{saSi} [cm^3]$
$n0 = 6,00$	$t=0, n0, i=0$	12521641	334782	1691581	2317821	63050
$n\infty = 17,22$	$t=\infty, n\infty, i=\infty$	10504434	169685	329236	351254	60338
$nK = 11,61$	$t=\infty, nK, i=K$	11333354	219767	525428	579125	61451

#### 4 IZRAČUN NOTRANJIH SIL ZA KONČNO STANJE

Karakteristične vrednosti obremenitev izračunamo na podlagi obtežb, ki odpadejo na vsakega izmed dveh sovprežnih nosilcev v vzdolžni smeri. Notranje sile dobimo s pomočjo naslednjih izrazov oziroma s pomočjo programa SAP 2000.

Izrazi uporabljeni za določitev obremenitev:

Lastna teža, stalna teža, UDL, HOD:

$$M_{2-2} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$V_{1-1} = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$N_{2-2} = 0$$

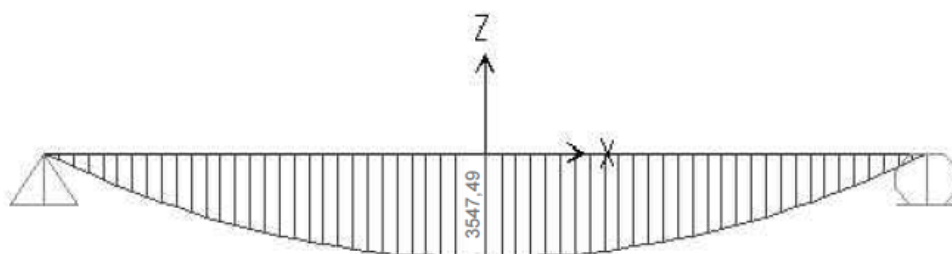
Pri tem linijsko obtežbo  $q$  predstavljajo linijske obtežbe  $g_{GL}$ ,  $g_{GS}$ ,  $R_{A,UDL}$  in  $R_{A,HOD}$ .

Krčenje in temperaturni vpliv:

Osne sile in momenti zaradi krčenja in temperaturnega vpliva so preko celotnega nosilca konstantni. Vrednosti obremenitev izračunane v točki 3.6 za krčenje in 3.7 za temperaturni vpliv tako veljajo za prerez 1 - 1 in prerez 2 - 2.

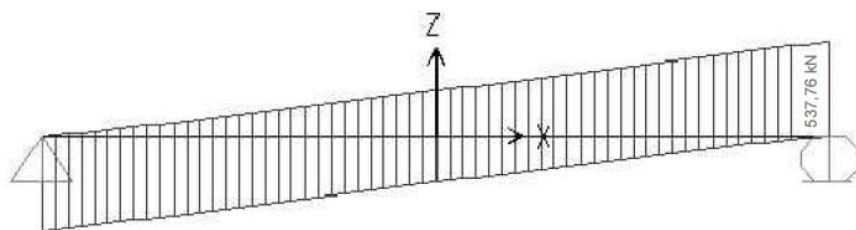
Obtežba tandema:

Notranje sile zaradi obtežbe tandema (TS) izračunamo s pomočjo ovojnica v programu SAP 2000. Odčitki so navedeni v preglednici karakterističnih vrednosti notranjih sil (glej Preglednici 4.1 in 4.2).



Slika 4.1: Ovojnica momentov zaradi obtežbe tandema





Slika 4.2: Ovojnica prečnih sil zaradi obtežbe tandemoma

Zaviralne in pospeševalne sile:

$$N = Q_{lk} = \pm 432,9 \text{ kN}$$

Kot prerez 1 - 1 je definiran prerez ob levi podpori modela prostoležečega nosilca, kot prerez 2 - 2 pa prerez na sredini le tega. Zapisani izrazi za momente  $M$  in osne sile  $N$  veljajo za prerez 2 - 2, medtem ko se izrazi za prečno silo  $V$  nanašajo na prerez 1 - 1. Vse karakteristične vrednosti obremenitev so vnesene v *Preglednico 4.1* in *Preglednico 4.2* in veljajo za en sovprežni nosilec.

Preglednica 4.1: Karakteristične vrednosti notranjih sil v času  $t = 0$ 

$t = t_0$	Prerez 1 - 1 (ob podpori)			Prerez 2 - 2 (na sredini razpona)		
	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Lastna teža	0	628	0	4242	0	0
Stalna teža	0	447	0	3018	0	0
Krčenje	-892	0	-3981	-892	0	-3981
Temperaturni vpliv - raz.	-1294	0	5775	-1294	0	5775
Temperaturni vpliv - krč.	1294	0	-5775	1294	0	-5775
UDL	0	299	0	2017	0	0
TS	0	538	0	3548	0	0
HOD	0	204	0	1376	0	0
Prometna obtežba - posp.	0	0	433	0	0	433
Prometna obtežba - zav.	0	0	-433	0	0	-433

Preglednica 4.2: Karakteristične vrednosti notranjih sil v času  $t = \infty$ 

$t = \infty$	Prerez 1 - 1 (ob podpori)			Prerez 2 - 2 (na sredini razpona)		
	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Lastna teža	0	628	0	4242	0	0
Stalna teža	0	447	0	3018	0	0
Krčenje	2652	0	-7252	2652	0	-7252
Temperaturni vpliv - raz.	-1294	0	5775	-1294	0	5775
Temperaturni vpliv - krč.	1294	0	-5775	1294	0	-5775
UDL	0	299	0	2017	0	0
TS	0	538	0	3548	0	0
HOD	0	204	0	1376	0	0
Prometna obtežba - posp.	0	0	433	0	0	433
Prometna obtežba - zav.	0	0	-433	0	0	-433

#### 4.1 Izračun normalnih napetosti na bruto prerezu

$\sigma_{cZ}$  – napetost na zgornjem robu betonske plošče

$\sigma_{cS}$  – napetost na spodnjem robu betonske plošče

$\sigma_{aZ}$  – napetost v težišču zgornje jeklene pasnice

$\sigma_{aS}$  – napetost v težišču spodnje jeklene pasnice

Karakteristične vrednosti normalnih napetosti zaradi posamezne obtežbe so izračunane z naslednjimi izrazi in so na koncu vnesene v preglednici normalnih napetosti na bruto prerezu (Preglednica 4.3 in Preglednica 4.4):

Jeklen prerez (GL in  $Q_{gr}$ ):

$$\sigma_{aZ} = \frac{N}{A_a} - \frac{M}{W_{aZ}}, \sigma_{aS} = \frac{N}{A_a} + \frac{M}{W_{aS}}$$

Sovprežni prerez:

- obtežba GS ( $i=0, \infty$ ):

$$\sigma_{cZ} = \frac{N}{A_{Si} \cdot n_i} - \frac{M}{W_{scSi} \cdot n_i}, \sigma_{cS} = \frac{N}{A_{Si} \cdot n_i} - \frac{M}{W_{scSi} \cdot n_i}, \sigma_{aZ} = \frac{N}{A_{Si}} - \frac{M}{W_{saSi}}, \sigma_{aS} = \frac{N}{A_{Si}} + \frac{M}{W_{saSi}},$$

- obtežbe UDL, TS, HOD

$$\sigma_{cZ} = \frac{N}{A_{S0} \cdot n_0} - \frac{M}{W_{scZ0} \cdot n_0}, \sigma_{cS} = \frac{N}{A_{S0} \cdot n_0} - \frac{M}{W_{scS0} \cdot n_0}, \sigma_{aZ} = \frac{N}{A_{S0}} - \frac{M}{W_{saZ0}}, \sigma_{aS} = \frac{N}{A_{S0}} + \frac{M}{W_{saS0}},$$

- temperaturna obtežba

$$\sigma_{cZ} = -\frac{N}{A_c} + \frac{N}{A_{S0} \cdot n_0} - \frac{M}{W_{scZ0} \cdot n_0}, \sigma_{cS} = -\frac{N}{A_c} + \frac{N}{A_{S0} \cdot n_0} - \frac{M}{W_{scS0} \cdot n_0},$$

$$\sigma_{aZ} = \frac{N}{A_{S0}} - \frac{M}{W_{saZ0}}, \sigma_{aS} = \frac{N}{A_{S0}} + \frac{M}{W_{saS0}},$$

- krčenje ( $i = 0, K$ )

$$\sigma_{cZ} = -\frac{N}{A_c} + \frac{N}{A_{SK} \cdot n_K} - \frac{M}{W_{scZK} \cdot n_K}, \sigma_{cS} = -\frac{N}{A_c} + \frac{N}{A_{SK} \cdot n_K} - \frac{M}{W_{scSK} \cdot n_K},$$

$$\sigma_{aZ} = \frac{N}{A_{SK}} - \frac{M}{W_{saZK}}, \sigma_{aS} = \frac{N}{A_{SK}} + \frac{M}{W_{saSK}},$$

Predznaki v izrazih upoštevajo lego nevtralne osi v jeklenem prerezu.

Horizontalnih sil zaradi zaviranja in pospeševanja pri kombinacijah z LM1 v MSN ne upoštevamo, zato normalne napetosti zaradi teh dveh vplivov niso izračunane.

Preglednica 4.3: Karakteristične vrednosti normalnih napetosti v prerezu 1 - 1

NAPETOSTI - Prerez 1-1		t = 0				t = ∞			
		beton		jeklo		beton		jeklo	
OZNAKA	OBTEŽBA	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj
GL	Lastna teža	/	/	0	0	/	/	0	0
GS	Stalna teža	0	0	0	0	0	0	0	0
K	Krčenje	0,09	0,06	-1,12	-2,58	0,04	0,10	-3,91	0,86
T1	Temperaturno raztezanje	0,00	0,06	1,74	-0,37	0,00	0,06	1,74	-0,37
T2	Temperaturno krčenje	0,00	-0,06	-1,74	0,37	0,00	-0,06	-1,74	0,37
UDL	Uniform distributed load	0	0	0	0	0	0	0	0
TS	Tandem system	0	0	0	0	0	0	0	0
HOD	Hodnik	0	0	0	0	0	0	0	0

Preglednica 4.4: Karakteristične vrednosti normalnih napetosti v prerezu 2 - 2

NAPETOSTI - Prerez 2-2		t = 0				t = ∞			
		beton		jeklo		beton		jeklo	
OZNAKA	OBTEŽBA	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj
GL	Lastna teža	/	/	-7,61	8,56	/	/	-7,61	8,56
GS	Stalna teža	-0,15	-0,03	-0,13	4,79	-0,10	-0,05	-0,86	5,00
K	Krčenje	0,09	0,06	-1,12	-2,58	0,04	0,10	-3,91	0,86
T1	Temperaturno raztezanje	0,00	0,06	1,74	-0,37	0,00	0,06	1,74	-0,37
T2	Temperaturno krčenje	0,00	-0,06	-1,74	0,37	0,00	-0,06	-1,74	0,37
UDL	Uniform distributed load	-0,10	-0,02	-0,09	3,20	-0,10	-0,02	-0,09	3,20
TS	Tandem system	-0,18	-0,03	-0,15	5,63	-0,18	-0,03	-0,15	5,63
HOD	Hodnik	-0,07	-0,01	-0,06	2,18	-0,07	-0,01	-0,06	2,18

## 5 OBTEŽNE KOMBINACIJE

Parcialni varnostni ter kombinacijski faktorji uporabljeni v obtežnih kombinacijah so navedeni v standardu [9] in v dodatku A2 tega standarda.

### 5.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

$$K1 = 1,35GL + 1,35GS + 1,0K + 1,35(UDL + TS + HOD) + 1,5 \cdot 0,6T2$$

$$K2 = 1,35GL + 1,35GS + 1,0K + 1,5T2 + 1,35(0,4UDL + 0,75TS + 0,4HOD)$$

$$K3 = 1,0GL + 1,0GS + 1,0K + 1,5T2$$

$$K4 = 1,35GL + 1,0K + 1,35(UDL + TS + HOD) + 1,5 \cdot 0,6T1$$

Oznake obtežb so definirane v Preglednicah 4.3 in 4.4.

## 5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

- karakteristična kombinacija vplivov

$$MSU1 = GL + GS + K + TS + UDL + HOD + 0,6T2$$

$$MSU2 = GL + GS + K + T2 + 0,75TS + 0,4UDL + 0,4HOD$$

- pogosta kombinacija vplivov

$$MSU3 = GL + GS + K + 0,75TS + 0,4UDL + 0,4HOD + 0,5T2$$

$$MSU4 = GL + GS + K + 0,6T2 + 0TS + 0UDL + 0HOD$$

- navidezno stalna kombinacija vplivov

$$MSU5 = 1,0(GL + GS) + K + 0,5T2$$

## 6 KONTROLE MEJNIH STANJ V FAZI GRADNJE

### 6.1 Obremenitve

Obremenitve določim na podlagi modela za določitev notranjih sil v fazi gradnje (glej Sliko 3.2).

$$MSN_{FG} = 1,35g_{jeklo,lin} + 1,5(g_{opaž} + g_{FC}) + 1,5(Q1 + Q2)$$

Izračunam projektne notranje sile za kombinacijo  $MSN_{FG}$  v fazi gradnje:

$$V_{Ed,FG} = \frac{1,35g_{jeklo,lin} + 1,5(g_{opaž} + g_{FC}) \cdot l}{2} + \frac{Q1 \cdot (l - 3 m)}{2} + \frac{Q2 \cdot 3 m}{2} = 1075,2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,FG} = \frac{l}{2} V_{Ed,FG} - \frac{l}{4} \cdot \frac{l}{2} (1,35g_{jeklo,lin} + 1,5(g_{opaž} + g_{FC})) - 1,5(12 \cdot Q1 \cdot 7,5 + 1,5 \cdot 0,75 \cdot Q2)$$

$$M_{Ed,FG} = 7089,5 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0$$

Stojina je pri čistem upogibu vitka, zato se lokalno izboči. Njeno upogibno nosilnost lahko torej v celoti zanemarim in s tem upoštevam varno predpostavko. Upogibni moment prevzmeta pasnici preko dvojice sil. Pri tem je  $r$  razdalja med težiščema pasnic,  $A_{f,zg}$  in  $A_{f,sp}$  pa sta površini zgornje oziroma spodnje pasnice.

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed,FG}}{r} = \frac{7089,6 \text{ kNm}}{2,04 \text{ m}} = 3475,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{aZ,Ed} = -\frac{F_{Ed}}{A_{f,zg}} = -\frac{3475,3 \text{ kN}}{60 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm}} = -14,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{aS,Ed} = \frac{F_{Ed}}{A_{f,sp}} = \frac{3475,3 \text{ kN}}{50 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm}} = 17,4 \text{ kN/cm}^2$$

## 6.2 Kontrola upogibne nosilnosti

$$\sigma_{as,Ed} = 17,4 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola upogibne nosilnosti v fazi gradnje se ne izkaže kot kritična, saj so obremenitve v končnem času zaradi prometne obtežbe precej večje. Normalne napetosti v tej fazi lahko brez težav prevzameta sami jekleni pasnici.

## 6.3 Kontrola bočne zvrnitve

V fazi gradnje, ko betonska plošča še ne podpira tlačene pasnice je potrebno zagotoviti bočno podpiranje. Izvedemo ga z montažnim paličjem v ravnini zgornjih pasnic vzdolžnih jeklenih nosilcev. Razdalja med križi znaša 4,5 m. Na enaki razdalji med seboj diagonalno povežemo še zgornjo pasnico prvega nosilca s spodnjo pasnico drugega, z namenom boljše stabilnosti v fazi dvigovanja in montaže.

Kritični moment  $M_{CR}$  izračunam s pomočjo programskega orodja LTBeam, pri čemer upoštevam konservativno predpostavko o konstanti razporeditvi projektnih upogibnih momentov med bočnimi podporami.

$$M_{CR} = 149583 \text{ kNm}$$

Pri izračunu efektivnega odpornostnega momenta na zgornjem in spodnjem robu zanemarim celotni tlačno obremenjeni del stojine  $b_c$ , ki ga določim na podlagi razporeditve normalnih napetosti na bruto prerezu. Uporabim napetosti v težišču pasnic, saj je razpored normalnih napetosti po prerezu linearen, pasnici pa sta enako široki. Tovrsten pristop je na varni strani.

$$b_c = \frac{|\sigma_{az}| \cdot \bar{b}}{|\sigma_{az}| + \sigma_{as}} = \frac{|-12,71| \cdot 200 \text{ cm}}{|-12,71| + 14,30} = 94,12 \text{ cm}$$

$$\Delta A = b_c \cdot t_w = 94,12 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm} = 112,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = A_a - \Delta A = 680 \text{ cm}^2 - 112,9 \text{ cm}^2 = 567,1 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{b_c}{2} = \frac{94,12 \text{ cm}}{2} = 47,1 \text{ cm}$$

Premik težišča navzdol:

$$x_T = y \cdot \frac{\Delta A}{A_{eff}} = 47,1 \text{ cm} \cdot \frac{112,9 \text{ cm}^2}{567,1 \text{ cm}^2} = 9,37 \text{ cm}$$

Geometrijske karakteristike brez upoštevanja tlačenega dela stojine:

$$I_{eff} = I_a + A_a \cdot x_T^2 - b_c^3 \cdot t_w - b_c \cdot t_w \cdot (x_T + y)^2 = 4053482 \text{ cm}^4$$

$$W_{zg,eff} = I_{eff} / (z_T + x_T) = 37751,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{sp,eff} = I_{eff} / (h_w + t_{f,zg} + t_{f,sp} - z_T - x_T) = 40282,2 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{zg,eff} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{37751,6 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{149583 \cdot 100 \text{ kNcm}}} = 0,30 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0$$

$$M_{Ed,FG} = 7089,5 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{zg,eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 13401,8 \text{ kNm}$$

## 6.4 Kontrola pomikov

Pomik v fazi gradnje izračunamo pri karakteristični kombinaciji vplivov  $MSU_{FG}$ :

$$MSU_{FG} = Q1 + Q2 + Q3$$

Obtežbe  $Q1$ ,  $Q2$  in  $Q3$  so definirane v točki 3.3.

Pri izračunu si delo olajšamo z varno predpostavko o nanosu linijskih obtežb preko celega nosilca, čeprav dejanski model obravnava drugačno lego obtežb (glej sliko 3.2).  $Q1$ ,  $Q2$  in  $Q3$  so torej predpostavljeni preko celotnega nosilca kar pomeni, da lahko pomik enostavno izračunam z naslednjim izrazom:

$$w_{k,gradnja} = \frac{5 \cdot l^4 \cdot q}{384 EI_a} = \frac{5 \cdot l^4 \cdot (Q1 + Q2 + Q3)}{384 EI_a} = \frac{5 \cdot (27 \text{ m})^4 \cdot 61,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{384 \cdot E \cdot 5353867 \text{ cm}^4} = 3,76 \text{ cm} \cong \frac{L}{700}$$

Pomiki v fazi gradnje so relativno majhni zato začasno podpiranje v vertikalni smeri ni potrebno, poleg tega sta jeklena nosilca ustrezno nadvišana.

## 7 KONTROLE MEJNIH STANJ V KONČNEM ČASU

### 7.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Preglednica 7.1: Vrednosti notranjih sil pri kombinacijah MSN

Prerez 1 - 1	t = t <sub>0</sub>				t = ∞			
	K1	K2	K3	K4	K1	K2	K3	K4
<b>N<sub>Ed</sub> [kN]</b>	-5197,5	-8662,5	-12643,7	1216,3	-12449,8	-15914,8	-15914,8	-2054,8
<b>M<sub>Ed</sub> [kNm]</b>	1164,4	1940,6	1048,7	-2056,3	3816,5	4592,8	4592,8	1487,8
<b>V<sub>Ed</sub> [kN]</b>	2856,5	2267,9	1075,6	2253,0	2856,5	2267,9	1075,6	2253,0
Prerez 2 - 2	t = t <sub>0</sub>				t = ∞			
	K1	K2	K3	K4	K1	K2	K3	K4
<b>N<sub>Ed</sub> [kN]</b>	-9178,7	-12643,7	-12643,7	1216,3	-12449,8	-15914,8	-15914,8	-2054,8
<b>M<sub>Ed</sub> [kNm]</b>	19442,5	16273,5	8308,7	13039,9	22986,6	19817,6	11852,7	16583,9
<b>V<sub>Ed</sub> [kN]</b>	354,78	266,085	0	354,78	354,78	266,085	0	354,78

## 7.1.1 Kontrola upogibne nosilnosti

### 7.1.1.1 Napetosti na polnem prerezu

Preglednica 7.2: Normalne napetosti na bruto sovprežnem prerezu 2 - 2

Prerez 2 - 2	t = t <sub>0</sub>		t = ∞	
	K1	K2	K1	K2
σ <sub>cZ</sub> [kN/cm <sup>2</sup> ]	-0,58	-0,39	-0,57	-0,38
σ <sub>cS</sub> [kN/cm <sup>2</sup> ]	-0,13	-0,12	-0,12	-0,11
σ <sub>aZ</sub> [kN/cm <sup>2</sup> ]	-13,54	-14,41	-17,31	-18,18
σ <sub>aS</sub> [kN/cm <sup>2</sup> ]	30,63	24,59	34,36	28,32

Ugotovim, da je za upogibno dimenzioniranje kritična kombinacija K1 v času t = ∞, saj je prispevek vrednosti normalnih napetosti zaradi prometne obtežbe precej večji kot prispevek ostalih spremenljivih obtežb. Dodatno izvedem kontrolo upogiba še za kombinacijo K2, saj se izkaže, da je pri dotični kombinaciji prerez vitek, zato je potrebno normalne napetosti izračunati na efektivnem prerezu.

Vse kontrole upogibne nosilnosti so izvedene na prerezu 2 - 2, saj se tam pojavljajo največje normalne napetosti.

### 7.1.1.2 Kontrola kompaktnosti pasnic

Zgornja jeklena pasnica:  $\frac{c}{t_f} = \frac{300}{40} = 7,5 < 10\varepsilon = 10 \cdot 0,81 = 8,1 \rightarrow 2. \text{ razred kompaktnosti}$

Spodnja jeklena pasnica:  $\frac{c}{t_f} = \frac{250}{40} = 6,25 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$

V obravnavani konstrukciji sicer spodnja jeklena pasnica ni nikoli tlačno obremenjena, saj gre za model prostoležečega nosilca na katerega delujejo obtežbe, ki v kombinacijah MSN ne povzročajo negativnih projektnih momentov.

### 7.1.1.3 Kontrola kompaktnosti stojine na upogib

Kombinacija K1:

$$\sigma_{aZ} = -17,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{aS} = 34,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{aS}}{\sigma_{aZ}} = \frac{34,36}{-17,31} = -1,99$$

$$\frac{c}{t} = \frac{2000}{1,2} = 166,7 \leq 62\varepsilon(1 - \Psi)\sqrt{(-\Psi)} = 62 \cdot 0,81 \cdot (1 + 1,99) \cdot \sqrt{(1,99)} = 211,2$$

Dejanska vitkost je manjša od mejne vitkosti, ki jo zahteva kriterij v priročniku [2] za 3. razred kompaktnosti. Prerez je pri kombinaciji K1 v celoti kompakten.

### Kombinacija K2:

$$\sigma_{aZ} = -18,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{aS} = 28,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{aS}}{\sigma_{aZ}} = \frac{28,32}{-18,18} = -1,56$$

$$\frac{c}{t} = \frac{2000}{1,2} = 166,7 \geq 62\varepsilon(1 - \Psi)\sqrt{(-\Psi)} = 62 \cdot 0,81 \cdot (1 + 1,56) \cdot \sqrt{(1,56)} = 160,3$$

Dejanska vitkost je večja od vitkosti, ki jo zahteva kriterij za 3. razred kompaktnosti, kar pomeni, da je stojina pri dotični kombinaciji v 4. razredu. Prerez je pri tej kombinaciji vitek, zato je potrebno globalno analizo izvesti z efektivnimi geometrijskimi karakteristikami prereza.

#### **7.1.1.4 Kontrola nosilnosti**

##### Kontrola normalnih napetosti v značilnih točkah sovprežnega prereza za kombinacijo K1:

Normalne napetosti v sovprežnem prerezu izračunam s pomočjo bruto geometrijskih karakteristik, saj je jeklen prerez pri tej obtežni kombinaciji kompakten.

$$|\sigma_{cZ}| = |-0,57| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4}{1,5} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$|\sigma_{cS}| = |-0,12| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4}{1,5} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$|\sigma_{aZ}| = |-17,31| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{aS} = 34,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Tlačne obremenitve v kontrolah so negativno predznačene, natezne pa pozitivno. Beton je tlačno obremenjen in pri tem projektne vrednosti tlačne odpornosti niso presežene. Projektna trdnost jekla je dovolj velika, da lahko prenese tako natezne obremenitve v spodnji pasnici, kot tudi tlačne obremenitve v zgornji pasnici.

##### Kontrola normalnih napetosti v značilnih točkah sovprežnega prereza za kombinacijo K2:

Prerez je pri kombinaciji K2 vitek, zato je potrebno kontrolo upogiba izvesti s pomočjo efektivnih karakteristik prereza.

Določam redukcijo prereza v stojini, zato želim izračunati razmerje napetosti med točkama na zgornjem in spodnjem robu stojine. Ker je potek normalnih napetosti po prerezu linearen, se razmerje napetosti med zgornjim in spodnjim robom ne spremeni bistveno, če račun izvedem z napetostmi v težišču obeh pasnic.



$$\sigma_{aZ} = -18,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{aS} = 28,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{aS}}{\sigma_{aZ}} = \frac{28,32 \text{ kN/cm}^2}{-18,18 \text{ kN/cm}^2} = -1,56$$

Z naslednjimi izrazi izračunam koeficient lokalnega izbočenja  $k_\sigma$ , vitkost  $\bar{\lambda}_p$ , ter delež tlačnega dela stojine pri katerem ne pride do lokalnega izbočenja  $\rho$ .

$$k_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \Psi)^2 = 5,98 \cdot (1 + 1,56)^2 = 39,12$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{200/1,2}{28,4 \cdot 0,81 \sqrt{39,12}} = 1,16$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,16 - 0,055(3 - 1,56)}{1,16^2} = 0,80$$

Izračunam še sodelujočo širino  $b_{eff}$ , širino tlačnega dela prereza  $b_c$ , širino izbočenega dela stojine  $c$ , del prereza, ki se lokalno izboči  $\Delta A$ , efektivni prerez  $A_{eff}$ , oddaljenost nevtralne osi od sredine lokalno izbočenega dela  $y$  ter spremembo lege težišča jeklenega prereza  $x_T$ .

$$b_{eff} = \frac{\rho \cdot \bar{b}}{1 - \Psi} = 62,88 \text{ cm}; \quad b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} = 25,15 \text{ cm}; \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} = 37,73 \text{ cm}$$

$$b_c = \frac{|\sigma_{aZ}| \cdot \bar{b}}{|\sigma_{aZ}| + \sigma_{aS}} = \frac{|-18,18| \cdot 200 \text{ cm}}{|-18,18| + 28,32} = 78,19 \text{ cm}$$

$$c = b_c - b_{eff} = 78,19 \text{ cm} - 62,88 \text{ cm} = 15,31 \text{ cm}$$

$$\Delta A = c \cdot tw = 15,31 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm} = 18,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = A_a - \Delta A = 680 \text{ cm}^2 - 18,4 \text{ cm}^2 = 661,6 \text{ cm}^2$$

$$y = b_{e2} + \frac{c}{2} = 37,73 \text{ cm} + \frac{15,31 \text{ cm}}{2} = 45,4 \text{ cm}$$

$$x_T = y \cdot \frac{\Delta A}{A_{eff}} = 45,4 \text{ cm} \cdot \frac{18,4 \text{ cm}^2}{661,6 \text{ cm}^2} = 1,26 \text{ cm}$$

S pomočjo dimenzij reduciranega jeklenega prereza izračunam efektivni vztrajnostni moment jeklenega prereza.

$$I_{a,eff} = 5310671,1 \text{ cm}^4$$

Na podlagi efektivnih karakteristik jeklenega prereza, podobno kot z bruto karakteristikami (glej točko 4.1) izračunam nove efektivne karakteristike sovprežnega prereza (Preglednica 7.3) ter projektne napetosti na sovprežnem nosilcu pri obtežni kombinaciji K2.

**Preglednica 7.3: Efektivne geometrijske karakteristike sovprežnega prereza**

		$I_{sov, i} [cm^4]$	$W_{sczi} [cm^3]$	$W_{scSi} [cm^3]$	$W_{saZi} [cm^3]$	$W_{saSi} [cm^3]$
$n_0 = 6,00$	$t=0, n_0, i=0$	12450931	335485	1750390	2435042	62603
$n_\infty = 17,22$	$t=\infty, n_\infty, i=\infty$	10249381	166455	324610	346562	58761
$nK = 11,61$	$t=\infty, nK, i=K$	11132059	217333	524573	579155	60245

$$|\sigma_{cz,eff}| = |-0,38| \frac{kN}{cm^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4}{1,5} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$|\sigma_{cs,eff}| = |-0,06| \frac{kN}{cm^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4}{1,5} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$|\sigma_{az,eff}| = |-20,59| \frac{kN}{cm^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{as,eff} = 29,98 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Napetosti na efektivnem prerezu se sicer razlikujejo od začetno predpostavljenih na bruto prerezu, vendar ta razlika ni bistvena. Ker so kontrole upogibnih napetosti izpolnjene z določeno rezervo lahko ocenim, da nadaljnje iteracije niso potrebne.

### 7.1.2 Kontrola vertikalnega striga

Kompaktnost stojine na strig:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2000 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 166,7 \geq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,81}{1,2} = 48,6 \rightarrow \text{Stojina je v strigu vitka}$$

Stojina je vitka v strigu, zato dodamo prečne ojačitve.

Pri sovprežnih nosilcih je potrebno poleg zadostne upogibne nosilnosti zagotoviti tudi zadostno strižno nosilnost. V konkretnem primeru upoštevam predpostavko po kateri strižne obremenitve v vertikalni smeri prevzame sama stojina.

**Preglednica 7.4: Projektne prečne sile za kombinacijo K1**

Prerez x [m]	$V_{Ed}$ [kN]	Prerez x [m]	$V_{Ed}$ [kN]	Prerez x [m]	$V_{Ed}$ [kN]	Prerez x [m]	$V_{Ed}$ [kN]
0	2856,5	7	1559,3	14	447,4	21	1744,6
1	2671,2	8	1374	15	632,7	22	1929,9
2	2485,9	9	1188,7	16	818	23	2115,2
3	2300,6	10	1003,4	17	1003,4	24	2300,6
4	2115,2	11	818	18	1188,7	25	2485,9
5	1929,9	12	632,7	19	1374	26	2671,2
6	1744,6	13	447,4	20	1559,3	27	2856,5

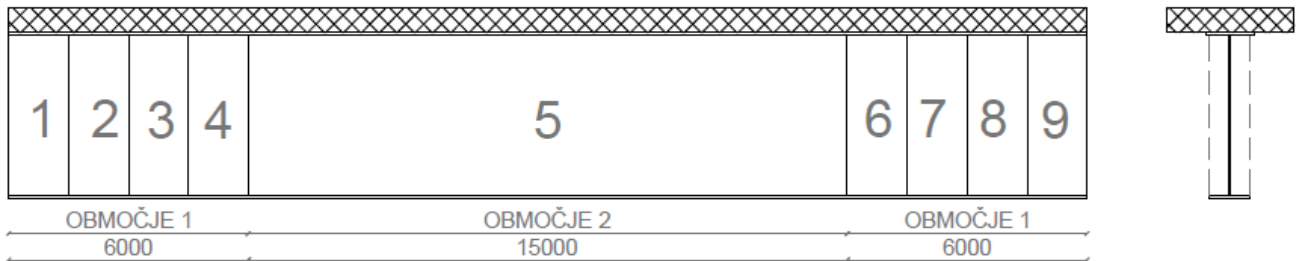
Projektne prečne sile v *Preglednici 7.4* so izračunane pri obtežni kombinaciji *K1* (glej točko 5.1) za en sovprežni nosilec, saj se izkaže, da je ta kombinacija merodajna z vidika vertikalnega striga. Najmanjša prečna sila se pojavi na sredini  $V_{Ed}(x = 13,5m) = 354,7 \text{ kN}$ .

Preglednica 7.5: Projektni momenti za kombinacijo K1

Prerez [m]	$M_{Ed}$ [kNm]	Prerez [m]	$M_{Ed}$ [kNm]	Prerez [m]	$M_{Ed}$ [kNm]	Prerez [m]	$M_{Ed}$ [kNm]
0	3816,9	7	18445,8	14	22936,4	21	17086,7
1	6517,3	8	19848,6	15	22718,9	22	15412,0
2	9061,5	9	20861,5	16	22345,1	23	13488,4
3	11405,0	10	21696,3	17	21696,3	24	11405,0
4	13488,4	11	22345,1	18	20861,5	25	9061,5
5	15412,0	12	22718,9	19	19848,6	26	6517,3
6	17086,7	13	22936,4	20	18445,8	27	3816,9

Projektni momenti v *Preglednici 7.5* so izračunani pri kombinaciji *K1*. Največja upogibna obremenitev se pojavi na sredini ( $x = 13,5\text{ m}$ ) in znaša  $M_{Ed} = 22986,6\text{ kNm}$ , osna sila pa je po celotni dolžini konstantna ( $N_{Ed} = -12449,8\text{ kN}$ ).

Ker prečne sile proti sredini nosilca padajo, se s tem potreba po gostoti prečnih ojačitev zmanjšuje. To je razlog, da ojačitve namestim samo v območju ob obeh podporah.



Slika 7.1: Skica območij s prikazanimi pozicijami prečnih ojačitev

$a = 150\text{ cm}$  – razdalja med prečnimi ojačitvami v prvem območju (paneli 1,2,3,4,6,7,8,9)

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{150\text{ cm}}{200\text{ cm}} = 0,75$$

$$k_\tau = 4,0 + \frac{5,34}{\alpha^2} = 4,0 + \frac{5,34}{0,75^2} = 12,5$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau 1}}} = \frac{200\text{ cm}}{37,4 \cdot 1,2\text{ cm} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{12,5}} = 1,56$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{(0,7 + \bar{\lambda}_w)} = \frac{1,37}{(0,7 + 1,56)} = 0,61; \text{ velja, če je prvi panel tog}$$

$$V_{Ed} = 2856,5,9\text{ kN} \leq V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,61 \cdot 35,5\text{ kN} \cdot 200 \cdot 1,2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2983,0\text{ kN}$$

Drugo območje obsega območje od  $x = 6\text{ m}$  do  $x = 21\text{ m}$ , pri čemer je  $x = 0$  v levi podpori in poteka horizontalno proti desni.

$a_2 = 1500 \text{ cm}$  – razdalja med prečnimi ojačitvami v drugem območju (panel 5)

$$\alpha_2 = \frac{a_2}{h_w} = \frac{1500 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} = 7,5$$

$$k_{\tau 2} = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha_2^2} = 5,34 + \frac{4,0}{7,5^2} = 5,41$$

$$\bar{\lambda}_{w2} = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau 2}}} = \frac{200 \text{ cm}}{37,4 \cdot 1,2 \text{ cm} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,41}} = 2,37$$

$$\chi_{w2} = \frac{1,37}{(0,7 + \bar{\lambda}_{w2})} = \frac{1,37}{(0,7 + 2,37)} = 0,45; \text{ velja za toge vmesne ojačitve}$$

$$V_{Ed2} = 1744,6 \text{ kN} \leq V_{b,Rd2} = \frac{\chi_{w2} \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,45 \cdot 35,5 \text{ kN} \cdot 200 \cdot 1,2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2198,6 \text{ kN}$$

#### M-N-V interakcija:

V območju panela 5 mora pri prenosu upogibnih obremenitev sodelovati tudi stojina, zato je potrebno izvesti M-N-V interakcijo.

Kontrolo lahko izvedem z naslednjim poenostavljenim kriterijem:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{W \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0 - \rho$$

Na robu panela 5 ( $x = 6 \text{ m}$ ):

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{b,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot 1744,7 \text{ kN}}{2198,6 \text{ kN}} - 1 \right)^2 = 0,345$$

$$\frac{-12449 \text{ kN}}{680 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 1,0} + \frac{17086,7 \text{ kNm}}{47374,2 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 1,0} = 0,50 \leq 1 - 0,345 = 0,655$$

Na sredini panela 5 ( $x = 13,5 \text{ m}$ ):

$$V_{b,Rd} = 2198,6 \text{ kN} \geq 2V_{Ed} = 2 \cdot 354,7 \text{ kN} = 709,4 \text{ kN} \rightarrow \text{interakcija ni potrebna}$$

#### **7.1.3 Kontrola bočne zvrnitve**

Kontrola bočne zvrnitve v končnem času  $t = \infty$  ni potrebna, saj je pri modelu prostoležečega nosilca in obravnavanih obtežbah tlačena pasnica vseskozi zgornja. Zgornji pasnici pa oporo proti bočni zvrnitvi po celotni dolžini nosilca v času uporabe zagotavlja betonska plošča.

#### **7.1.4 Dimenzioniranje moznikov**

Število, tip ter razporeditev moznikov določim na podlagi strižnega toka med zgornjo jekleno pasnico in betonsko ploščo. Strižni tok je posledica spremembe gradienta prečnih sil preko nosilca ter osnih sil v sovprežnem nosilcu. Dimenzioniranje izvedem s pomočjo elastične analize.

Za strižni tok, ki je posledica osnih sil zaradi krčenja in temperature, je potrebno celotno odpornost proti strižnemu toku zagotoviti v območju  $b_{eff}$ , zato število in razpored moznikov določimo v več segmentih. 1. segment obsega območje  $b_{eff}$  ob obeh podporah, segment 2. pa je definiran med  $x = 5,5 m$  in  $x = 9,5 m$  ter  $x = 17,5 m$  in  $x = 21,5 m$ . Območje med deloma drugega segmenta pa definiramo kot 3. segment (glej Slika 7.4).

Obtežba GL, ki v celoti odpade na jekleni nosilec, ne povzroča strižnega toka na sovprežnem nosilcu.

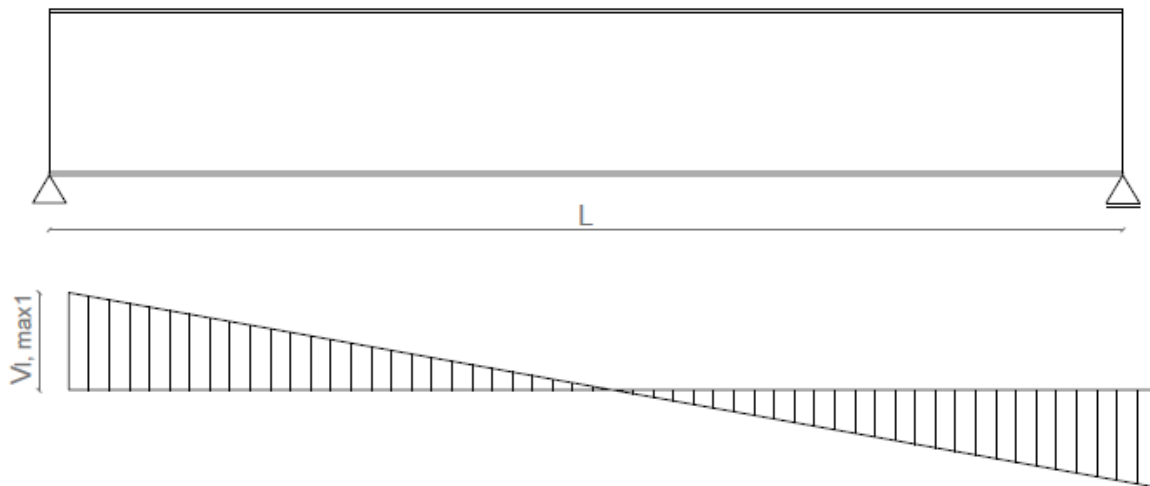
Strižni tok določim z naslednjimi izrazi:

- Za obtežbo GS ( $i = 0, \infty$ )

$$v_{li} = \frac{V \cdot A_c \cdot a_{c,i}}{n_i \cdot I_{sov,i}}$$

- Za obtežbe UDL, TS, HOD

$$v_{l0} = \frac{V \cdot A_c \cdot a_{c,0}}{n_0 \cdot I_{sov,0}}$$



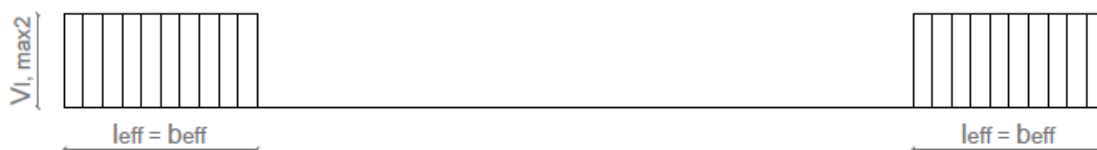
Slika 7.2: Potek strižnega toka pri obtežbah GS, UDL, TS in HOD

- Za vpliv krčenja in temperature ( $i = 0, \infty$ ;  $j = T1, T2, K$ )

$$\sigma_{a,T} = \pm \left( \frac{N_T}{A_{sov,0}} - \frac{M_T}{I_{sov,0}} a_{a,0} \right)$$

$$\sigma_{a,Ki} = \left( \frac{N_{Ki}}{A_{sov,i}} - \frac{M_{Ki}}{I_{sov,i}} a_{a,i} \right)$$

$$v_{j,i} = \frac{\sigma_{a,ji} \cdot A_a}{b_{eff}}$$



Slika 7.3: Potek strižnega toka zaradi krčenja in temperature

Standard SIST EN 1994-2 (*glej* [6]) v MSN dovoljuje predpostavljen konstanten potek strižnega toka za vpliva temperature in krčenja v območju  $b_{eff}$ , zato so v *Preglednicah* 7.6 ter 7.7 navedene vrednosti, ki pripadajo konstantnemu poteku.

Projektno vrednost strižnega toka v MSN določimo s kombinacijo K4:

$$K4 = 1,35GL + 1,0K + 1,35(UDL + TS + HOD) + 1,5 \cdot 0,6T1$$

Preglednica 7.6: Vrednosti strižnega toka v času  $t = 0$

RAČUN STRIŽNEGA TOKA $V_I$ [kN/m], $t = 0$				
x [m]	0	5,5	9,5	13,5
GL	/	/	/	/
GS	220,0	130,3	65,2	0
UDL	147,0	87,1	43,6	0
TS	264,6	156,8	78,4	0
HOD	100,3	59,4	29,7	0
T1	104,7	0	0	0
T2	-104,7	0	0	0
K	-71,4	0	0	0
<b>MSN</b>	<b>1033,7</b>	<b>585,5</b>	<b>292,7</b>	<b>0,0</b>

Preglednica 7.7: Vrednosti strižnega toka v času  $t = \infty$

RAČUN STRIŽNEGA TOKA $V_I$ [kN/m], $t = \infty$				
x [m]	0	5,5	9,5	13,5
GL	/	/	/	/
GS	191,3	113,4	56,7	0
UDL	127,8	75,7	37,9	0
TS	230,1	136,4	68,2	0
HOD	87,2	51,7	25,8	0
T1	218,4	0	0	0
T2	-218,4	0	0	0
K	-274,7	0	0	0
<b>MSN</b>	<b>781,1</b>	<b>509,2</b>	<b>254,6</b>	<b>0,0</b>

Izberem tip moznikov z naslednjimi karakteristikami:

$h_{sc} = 100 \text{ mm}$  – višina čepa

$d = 25 \text{ mm}$  – premer čepa

$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$  – natezna trdnost čepa

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 0,2 \left( \frac{100 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} + 1 \right) = 1,0 \quad - \text{faktor razmerja med višino in premerom čepa}$$

$$\gamma_V = 1,25 \quad - \text{parcialni var. faktor za strižno odpornost čepov}$$

Na podlagi karakteristik čepa izračunamo odpornost posameznega veznega sredstva:

$$P_{Rd1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot \pi \cdot (2,5 \text{ cm})^2 / 4}{1,25} = 141,4 \text{ kN}$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot (2,5 \text{ cm})^2 \cdot \sqrt{4 \cdot 3500}}{1,25} = 171,6 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2}) = \min (141,4 \text{ kN}, 171,6 \text{ kN}) = 141,4 \text{ kN}$$

$P_{Rd}$  – projektna strižna odpornost posameznega čepa

V vseh treh segmentih (glej Sliko 7.4) moznike namestim v 2 vrsti. Vrsti moznikov sta v smeri prečno na delovanje strižnega toka medsebojno oddaljeni 30 cm, oddaljenost središčne osi moznikov od roba zgornje pasnice pa znaša 15 cm.

Skupna nosilnost čepov v posameznem segmentu mora izpolnjevati naslednja dva kriterija:

- v vsakem segmentu  $j$  strižni tok ne sme presegati 10% skupne nosilnosti čepov:

$$v_{Ed,i}(x) \leq 1,1 \frac{N_j}{l_j} P_{Rd}$$

- število čepov mora biti v vsakem segmentu zadostno, da prevzame celoten strižni tok v tem segmentu:

$$\int_{x_j}^{x_{j+1}} v_{Ed,i}(x) dx \leq N_j P_{Rd}$$

Največjo dovoljeno razdaljo med čepi v posameznem segmentu določim z upoštevanjem obeh kriterijev:

$$e_{max} = \min \left( 1,1 \frac{n_{vrst} P_{Rd}}{v_{Ed,i}(0)}; \frac{n_{vrst} P_{Rd} \cdot l_j}{\int_{x_j}^{x_{j+1}} v_{Ed,i}(x) dx} \right)$$

Potrebno je izvršiti še kontrolo sidranja sile na konceh nosilca zaradi ohlajanja in krčenja plošče. Ker ta kontrola običajno ni merodajna, vpliva stalne teže, ki deluje ugodno, v kombinaciji  $K4$  ne upoštevam. V prvem segmentu je tako maksimalna razdalja med čepi zaradi lokalnega strižnega toka enaka:

$$v_{Ed0} = v_{K0} + 1,5v_{T2} = 71,4 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 104,7 \text{ kN/m} = 228,5 \text{ kN/m}$$

$$v_{Ed\infty} = v_{K\infty} + 1,5v_{T2} = 274,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 218,4 \text{ kN/m} = 602,3 \text{ kN/m}$$

$$e_{max} = \frac{n_{vrst} P_{Rd}}{\max (v_{Ed0}; v_{Ed\infty})} = \frac{2 \cdot 141,4 \text{ kN}}{602,3 \text{ kN/m}} = 0,469 \text{ m}$$

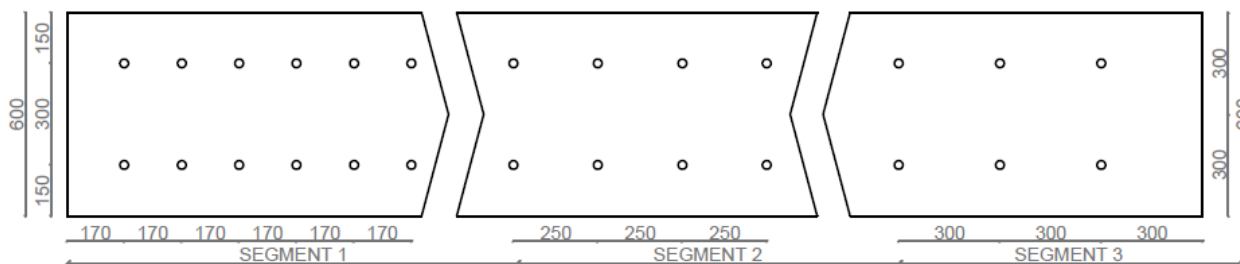
Preglednica 7.8: Razdalje med čepi v smeri delovanja str. toka

Razdalje med čepi (cm)						
Segment	$l_1 = 5,5 \text{ m}$		$l_2 = 4 \text{ m}$		$l_3 = 4 \text{ m}$	
x [m]	0	5,5	5,5	9,5	9,5	13,5
<b>t = 0</b>						
MSN	17,5		32,2		96,6	
K+T2	61,9		/		/	
<b>t = ∞</b>						
MSN	21,9		37,0		111,1	
K+T2	46,9		/		/	
<b>e<sub>max</sub></b>	<b>17</b>		<b>32</b>		<b>96</b>	

Zaradi kontrole utrujanja (glej točko 7.3) je potrebno namestiti nekoliko več moznikov, kot jih predvideva sama kontrola strižnega toka. Zato izberem naslednje razdalje med njimi:

$$e_{dej1} = 17 \text{ cm}; \quad e_{dej2} = 25 \text{ cm}; \quad e_{dej3} = 30 \text{ cm}$$

Vse geometrijske razporeditve moznikov so v skladu s priporočili in zahtevami standarda SIST EN 1994-2 (vir [6]).



Slika 7.4: Tloris razporeditve moznikov

### 7.1.5 Dimenzioniranje armature v prečni smeri

Dimenzioniranje armature v prečni smeri izvedemo na podlagi notranjih sil izračunanih iz analize prostoležeče plošče modelirane v programu SAP 2000. Za model sem uporabil ploskovne končne elemente, z dodatno zgoščeno mrežo v območju delovanja obtežbe TS. Koncentrirane kolesne sile tandema sem razdelil na površino 40\*40 cm, kot je navedeno v standardu [8]. Karakteristične vrednosti momentov za posamezno obtežbo sem ustrezno faktoriral, ločeno za prerez nad podporo in za prerez v polju, da sem dobil kritične vrednosti momentov v mejnem stanju nosilnosti. V Preglednici 7.9 so navedene konice momentov, ki sem jih odčital na podlagi modela.

Preglednica 7.9: Projektne momente v plošči

	<b>m<sub>xx</sub></b> [kNm/m']	<b>m<sub>xy</sub></b> [kNm/m']	<b>m<sub>sx</sub></b> [kNm/m']
Moment nad podporo	-164,7	-36,2	-200,9
Moment v polju	150,7	0	150,7

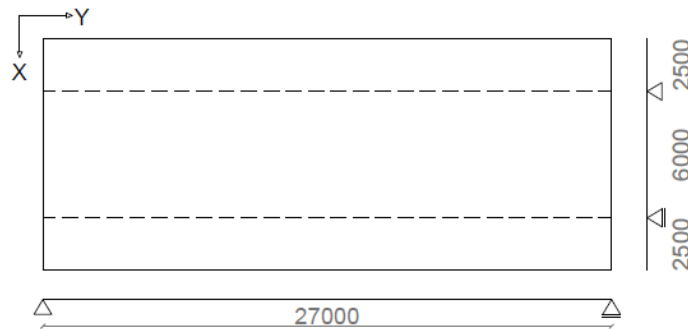


$m_{xx}$  – projektni moment v plošči, ki vrti okoli osi  $y$  (glej Sliko 7.5)

$m_{xy}$  – projektni torzijski moment

$$m_{sx} = m_{xx} + m_{xy}$$

$m_{sx}$  – projektni moment za določitev armature na spodnjem oz. zgornjem robu prereza z normalo  $x$



Slika 7.5: Model AB plošče

#### Račun krovnega sloja:

Debelino krovnega sloja določim v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 (glej [4]) in pri tem upoštevam priporočila o razredih izpostavljenosti za mostove – izberem razred izpostavljenosti XD3.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm} ; \text{ izberem } a = 8 \text{ cm}$$

Z izrazoma za izračun koeficienta  $K_d$  in potrebne armature  $A_s$  ter s pomočjo tabel za določitev koeficientov  $K_d$  in  $k_s$  izračunam in izberem količino armature.

$$d = h_{sc} - a = 30 \text{ cm} - 8 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

$$K_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 0,85$$

$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{\sigma_s \cdot d}$$

Preglednica 7.10: Dimenzioniranje armature

	Zgornja armatura $A_{s, zg}$	Spodnja armatura $A_{s, sp}$
$K_d$	0,183	0,137
$k_s$	1,121	1,094
$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m']	23,53	17,23
Izbrane palice	Φ 20 mm/12,5 cm	Φ 20 mm/15 cm
$A_{s, izbran}$ [cm <sup>2</sup> /m']	25,13	20,94

Zgornjo armaturo namestimo na zgornjem robu betonske plošče nad jeklenima nosilcema, spodnjo armaturo pa preko celotnega polja s podaljškom preko jeklenih nosilcev.

### 7.1.6 Vzdolžni strig

Na podlagi projektnega strižnega toka  $Vl_{Ed1} = 1033,7 \text{ kN/m}$ , ki je izračunan pri dimenzioniranju moznikov, izvedem kontrole za vzdolžni strig.

$$h_{f,a-a} = 2 \cdot h_c = 2 \cdot 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$h_{f,b-b} = 2 \cdot h_{sc} + s_t = 2 \cdot 10 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$h_{f,a-a}$  – prerezna dolžina preko betonske plošče

$h_{f,b-b}$  – prerezna dolžina okoli moznikov razporejenih v 2 vrsti

$$V_{Ed,a-a} = \frac{v_{Ed}}{h_{f,a-a}} = \frac{10,337 \text{ kN/cm}}{60 \text{ cm}} = 0,172 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Ed,b-b} = \frac{v_{Ed}}{h_{f,b-b}} = \frac{10,337 \text{ kN/cm}}{50 \text{ cm}} = 0,207 \text{ kN/cm}^2$$

Na podlagi kontrole tlačnih diagonal betona določim minimalni možni kot  $\theta_f$ , saj je pri najmanjšem možnem kotu tlačnih diagonal betona, količina potrebne armature zaradi vzdolžnega striga najmanjša. Standard SIST EN 1992-1-1 [4] določa omejitve kota  $\theta_f$  za tlačene pasnice:  $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ .

Prerezna ravnina a-a:

$$V_{Ed,a-a} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) \rightarrow \theta_{f,a-a} = 26,5^\circ$$

Prerezna ravnina b-b:

$$V_{Ed,b-b} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) \rightarrow \theta_{f,b-b} = 26,5^\circ$$

Preglednica 7.11: Računsko potrebna armatura zaradi upogiba

	Zgornja armatura	Spodnja armatura
$m_{sx}$ [kNm/m']	200,9	36,2
$K_d$ , rač	0,183	0,033
$k_s$	1,121	1,033
$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m']	23,53	3,91
$A_{s, upogib}$ [cm <sup>2</sup> /m']	27,44	

Potrebna armatura v prerezu zaradi vzdolžnega striga:

$$A_{sf,a-a} \geq \frac{V_{Ed,a-a} \cdot h_{f,a-a} \cdot s_f}{\cot\theta_{f,a-a} \cdot f_{yd}} = \frac{0,172 \text{ kN/cm}^2 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{\cot(26,5^\circ) \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

$$A_{sf,b-b} \geq \frac{V_{Ed,b-b} \cdot h_{f,b-b} \cdot s_f}{\cot\theta_{f,b-b} \cdot f_{yd}} = \frac{0,207 \text{ kN/cm}^2 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{\cot(26,5^\circ) \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Interakcija vzdolžnega striga in prečnega upogiba:

V primeru sočasnega delovanja vzdolžnega striga in prečnega upogiba betonske plošče mora biti površina prereza prečne armature večja od vrednosti, ki jo zahtevata izraza za  $A_{sf,a-a}$  oz.  $A_{sf,b-b}$  in večja od vsote polovice vrednosti  $A_{sf,a-a}$  oz.  $A_{sf,b-b}$  in površine armature, ki jo zahteva prečni upogib.

$A_{s,inter\ a-a}$  – površina prereza potrebne armature zaradi interakcije vzdolžnega striga in prečnega upogiba pri prerezni dolžini  $h_{f,a-a}$ .

$$2(A_{s,zg} + A_{s,sp}) \geq A_{s,inter\ a-a} = \max\left(\frac{A_{sf,a-a}}{2} + A_{s,upogib}; A_{sf,a-a}\right)$$

$$2(25,13 + 20,94) = 92,14 \frac{cm^2}{m'} \geq A_{s,inter\ a-a} = \max\left(\frac{11,8}{2} + 27,44; 11,8\right) = 33,34 \frac{cm^2}{m'}$$

Kontroliram samo interakcijo pri prerezni dolžini  $h_{f,a-a}$ , saj je pri tem zgornja armatura polno obremenjena, spodnja pa prevzame vzdolžni strig. Podoben mehanizem nastopi tudi pri prerezni dolžini  $h_{f,b-b}$ .

Vzdolžni strig tako ne zahteva dodatne armature, saj je predvidena izbrana armatura zaradi prečnega upogiba dovolj velika, da nudi odpornost tudi v primeru interakcije med vplivoma.

**7.1.7 Dimenzioniranje krajnih prečnih nosilcev**

Za prečni krajni nosilec (Slika 7.7) izberem varjen profil kvalitete jekla S275 z naslednjimi dimenzijami:

$$b_f/t_f = 300/30 \text{ mm}$$

$$b_w/t_w = 540/12 \text{ mm}$$

Izračun sodelujoče širine:  $b_{eff} = \frac{l}{8} = \frac{600 \text{ cm}}{8} = 75 \text{ cm} \rightarrow$  izberem  $b_{eff} = 1 \text{ m}$

Na izbrani nosilec delujejo sledeče obtežbe:

$$g_c = 7,5 \text{ kN/m} - \text{lastna teža betona}$$

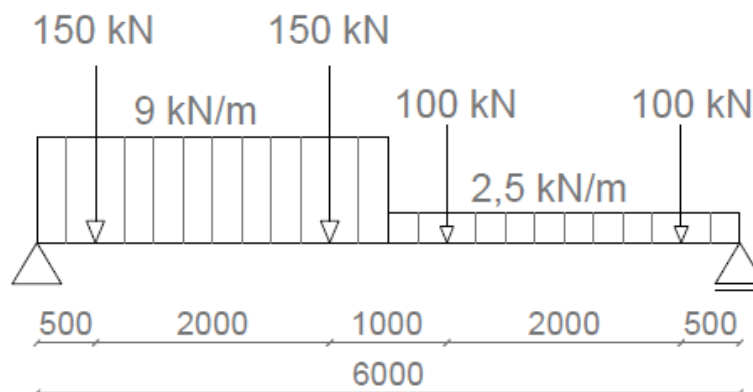
$$g_s = A_s \cdot \gamma_s = 0,0245 \text{ m}^2 \cdot 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,91 \text{ kN/m} - \text{lastna teža jeklenega nosilca}$$

$$UDL_{LN1} = 9 \text{ kN/m} \quad - \text{ enakomerno razporejena prometna obt. na prvem voznem pasu}$$

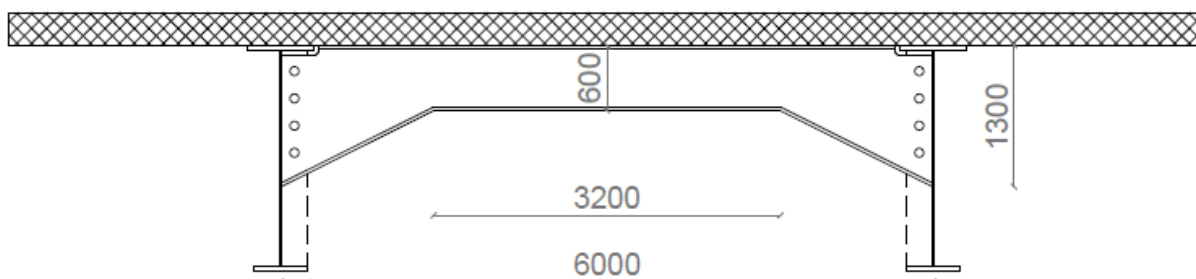
$$UDL_{LN2} = 2,5 \text{ kN/m} \quad - \text{ enakomerno razporejena prometna obt. na drugem voznem pasu}$$

$$TS_{LN1} = 150 \text{ kN} \quad - \text{ obt. tandem, ki odpade na kolo pri vožnji po prvem voznem pasu}$$

$$TS_{LN2} = 100 \text{ kN} \quad - \text{ obt. tandem, ki odpade na kolo pri vožnji po drugem voznem pasu}$$



Slika 7.6: Model nanosa prometnih obremenitev za krajni prečni nosilec



Slika 7.7: Skica krajnega prečnega nosilca

#### Upogibna nosilnost:

Geometrijske karakteristike in karakteristične upogibne momente zaradi posamezne obtežbe izračunam s pomočjo programa SAP 2000.

$$I_s = 162086 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I_a}{h/2} = \frac{162086 \text{ cm}^4}{30 \text{ cm}} = 5403 \text{ cm}^3$$

Lastno težo jeklenega dela povečamo za 20% zaradi oblike stojine nosilca (Slika 7.7).

$$M_{g_s} = 8,6 \text{ kNm} \cdot 1,2 = 10,32 \text{ kNm}$$

$$M_{g_c} = 33,8 \text{ kNm}$$

$$M_{UDL} = 27,2 \text{ kNm}$$

$$M_{TS} = 387,5 \text{ kNm}$$

Kritična kombinacija za upogib:

$$M_{Ed} = 1,35(M_{g_s} + M_{g_c}) + 1,35(M_{TS} + M_{UDL})$$

$$M_{Ed} = 1,35(10,32 + 33,8) + 1,35(387,5 + 27,2) = 619,4 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{619,4 \cdot 100 \text{ kNcm}}{5403 \text{ cm}^3} = 11,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

#### Kontrola bočne zvrnitve:

Kontrolo bočne zvrnitve izvedem s pomočjo programa LTBeam, v katerem projektni moment  $M_{Ed}$  nanese kot dvojico momentov na koncih prostoležečega nosilca. Predpostavka je sicer konservativna, kljub temu pa se izkaže, da z bočno zvrnitvijo ni težav.

$$M_{Ed} = 619,4 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 2881,6 \text{ kNm}$$

$$W = 5403 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5403 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{2881,6 \text{ kNm}}} = 0,72$$

$$\frac{h}{b} = \frac{60 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 2$$

$$[11] \rightarrow \text{splošna krivulja za kontrolo bočne zvrnitve: } c \rightarrow \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}) = 0,72$$

$$M_{Ed} = 619,4 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1069,8 \text{ kNm}$$

#### Kontrola togosti nosilca:

S krajnima prečnima nosilcema želimo konstrukciji zagotoviti zadostno togost z namenom preprečitve poškodb vozišča in konstrukcijskih elementov pri prehodu vozil s trde podlage na samo voziščno konstrukcijo. Zadostno togost zagotovimo s preverbo vertikalnega pomika pri pogosti kombinaciji vplivov, ki ga standard [12] omeji z  $w_{max} = 5 \text{ mm}$ .

Obtežbe nanese na model krajnega prečnega nosilca in odčitam karakteristične vrednosti pomikov za posamezen vpliv.

$$w_{k,jeklo} = 0,11 \text{ mm}$$

$$w_{k,beton} = 0,43 \text{ mm}$$

$$w_{k,UDL} = 0,33 \text{ mm}$$

$$w_{k,TS} = 4,64 \text{ mm}$$

Pomik krajnega prečnega nosilca pri pogosti obtežni kombinaciji tako znaša:

$$w = w_{k,jeklo} + w_{k,beton} + \Psi_{1,TS} \cdot w_{k,TS} + \Psi_{1,UDL} \cdot w_{k,UDL}$$

$$w = 0,11 \text{ mm} + 0,43 \text{ mm} + 0,75 \cdot 4,64 \text{ mm} + 0,4 \cdot 0,33 \text{ mm} = 4,15 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm}$$

Togost izbranega krajnega nosilca je zadostna, saj izpolnjuje pogoj o maksimalnem vertikalnem pomiku pri pogosti obtežni kombinaciji.

## 7.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

### 7.2.1 Pomiki

Največji pomiki se pojavijo na sredini prostoležečega nosilca, določim pa jih pri pogosti kombinaciji vplivov. Karakteristične vrednosti pomikov za posamezno obtežbo izračunam na podlagi izrazov iz Schneider-jevega priročnika [13].

Pomiki na sredini nosilca:

- zaradi enakomerne linijske obtežbe

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

- zaradi obtežbe s koncentriranim momentom na koncih nosilca

$$w = \frac{M_i + M_k}{16EI} \cdot l^2$$

- zaradi koncentrirane sile oziroma dvojice sil

$$a = 13,5 - 0,6 \text{ m} = 12,9 \text{ m} - \text{odmik koncentrirane sile od leve podpore}$$

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{12,9 \text{ m}}{27 \text{ m}} = 0,477$$

$$w = \frac{3 - 4 \cdot \alpha^2}{48EI} \cdot \alpha \cdot Fl^2$$

Pomik zaradi koncentrirane sile pomnožim z 2 in dobim vrednost pomika za dvojico sil, saj je prispevek posamezne koncentrirane sile k pomiku na sredini enak.

Preglednica 7.12: Karakteristične vrednosti pomikov na sredini nosilca

Obtežba	Konc. moment [kNm]	Lin. obtežba [kN/m]	Konc. sila [kN]	Pomik [cm]
GL	/	46,55	/	1,46
GS	/	33,12	/	1,04
K	2652,2	/	/	1,10
T1	-1293,7	/	/	-0,53
T2	1293,7	/	/	0,53
UDL	/	22,13	/	0,69
TS	/	/	275	1,02
HOD	/	15,1	/	0,47

Vse obtežbe v Preglednici 7.12 so vezane na enega izmed obeh glavnih sovprežnih nosilcev, zato so tudi uporabljene togostne karakteristike upoštevane za en sovprežni nosilec.

Absolutni pomik pri pogosti obtežni kombinaciji (MSU3):

$$w = 1,0w_{GL} + 1,0w_{GS} + 1,0w_K + 0,75 w_{TS} + 0,4(w_{UDL} + w_{HOD}) + 0,5w_{T2}$$

$$w = 1,0(1,46 + 1,04 + 1,10) + 0,75 \cdot 1,02 + 0,4(0,69 + 0,47) + 0,5 \cdot 0,53 = 5,09 \text{ cm}$$

Oba jeklena nosilca sta nadvišana in sicer za vrednost  $w_{nad} = 5 \text{ cm}$ . S tem ukrepom zagotovimo dovolj majhne relativne pomike glede na podnico.

### 7.2.2 Kontrole napetosti

Standard SIST EN 1992-1-1 (*vir* [4]) v točki 7.2 zahteva omejitve tlačnih napetosti v betonu zaradi preprečitve vzdolžnih razpok. Kontrolo izvedem pri karakteristični kombinaciji vplivov *MSU1* na zgornjem robu betonskega prereza v končnem času. Karakteristične vrednosti napetosti so zapisane v *Preglednici 4.4*.

$$\sigma_{cZ} = \sigma_{cGS} + \sigma_{cK} + \sigma_{cUDL} + \sigma_{cTS} + \sigma_{cHOD}$$

$$\sigma_{cZ} = -0,10 + 0,038 - 0,10 - 0,18 - 0,07 = -0,488 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 2,4 \frac{kN}{cm^2}$$

Napetosti v jeklu preverimo pri karakteristični obtežni kombinaciji *MSU1* v spodnji jekleni pasnici v končnem času. Karakteristične vrednosti napetosti so zapisane v *Preglednici 4.4*.

$$\sigma_{Ed,ser} = \sigma_{GL} + \sigma_{GS} + \sigma_K + \sigma_{UDL} + \sigma_{TS} + \sigma_{HOD} + 0,6\sigma_{T2}$$

$$\sigma_{Ed,ser} = 8,56 + 5,0 + 0,86 + 3,2 + 5,6 + 2,2 + 0,6 \cdot 0,37 = 25,64 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{yk} = 35,5 \frac{kN}{cm^2}$$

### 7.2.3 Vibracije zaradi prometa

Standard SIST EN 1991-2 (*glej* [8]) zahteva, da pomiki in vibracije zaradi prometa ne smejo nelagodno vplivati na uporabnike. Ker so pomiki majhni ni pričakovati, da bi vibracije povzročale nelagodje. Hkrati je izpolnjen tudi pogoj lastne frekvence za železniške mostove.

Izračun lastne frekvence mostu in preverba kriterija določenega za železniške mostove:

$$f_c = \frac{9,869}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = 3,46 \text{ Hz}$$

$$n_{o,min} = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 3,35 \text{ Hz} \leq f_c = 3,46 \text{ Hz} \leq n_{o,max} = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 8,05 \text{ Hz}$$

### 7.2.4 Dihanje stojine

Osnovni kriterij za cestne mostove pri katerem lahko dihanje stojine zanemarimo:

$$\frac{b}{t_w} \leq 30 + 4,0 \cdot L \leq 300$$

$$\frac{b}{t_w} = \frac{2000 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 166,7 \leq 30 + 4,0 \cdot L = 30 \cdot 4,0 \cdot 27 \text{ m} = 138 \leq 300$$

Ker osnovni kriterij ni izpolnjen, je potrebno preveriti dodatni kriterij za vsak prerez posebej.

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

Preverba je smiselna v prerezu ob podpori ter v prerezu na sredini nosilca, izvedemo pa jo pri pogosti obtežni kombinaciji *MSU3*. Standard SIST EN 1993-1-5 [14] sicer predlaga

preverbo dihanja na mestih nekoliko odmaknjenih od največjih napetosti v stojini, v tem primeru pa s kontrolo ni težav, zato jo izvedem na podlagi konservativne predpostavke. Upoštevam namreč absolutno največje normalne napetosti v težišču pasnic (potek je preko celotnega prereza linearen) in največje strižne napetosti v stojini.

**Preglednica 7.13: Napetosti uporabljene za kontrolo dihanja stojine**

MSU3	Prerez 1-1			Prerez 2-2		
	$\sigma_{zg}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sp}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{zg}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sp}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
	-4,78	1,05	7,00	-13,42	20,98	0,82

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 \quad v [N/mm^2]$$

$t$  – debelina stojine v [mm]

$b_p$  – manjša izmed dimenzij panela omejenega s prečnimi ojačitvami in jeklenima pasnicama

Prerez 1 - 1:

$$b_p = 1500 \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 = 190000 \left(\frac{12 \text{ mm}}{1500 \text{ mm}}\right)^2 = 12,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{zg}} = \frac{1,05 \text{ kN/cm}^2}{-4,78 \text{ kN/cm}^2} = -0,22$$

$$k_\sigma = 7,81 - 6,29\Psi + 9,78\Psi^2 = 7,81 - 6,29(-0,22) + 9,78(-0,22)^2 = 9,66$$

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{1500 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}} = 0,75$$

$$k_\tau = 4,0 + \frac{5,34}{\alpha^2} = 4,0 + \frac{5,34}{0,75^2} = 13,49$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{4,78 \cdot 10}{9,66 \cdot 12,16}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot 10 \cdot 7,0}{13,49 \cdot 12,16}\right)^2} = 0,627 \leq 1,1$$

Prerez 2 - 2:

$$b_p = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 = 190000 \left(\frac{12 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}\right)^2 = 6,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{zg}} = \frac{20,98 \text{ kN/cm}^2}{-13,42 \text{ kN/cm}^2} = -1,56$$

$$k_\sigma = 5,98(1 - \Psi)^2 = 5,98(1 + 1,56)^2 = 39,30$$



$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{15000 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}} = 7,5$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4,0}{7,5^2} = 5,41$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{20,98 \cdot 10}{39,30 \cdot 6,84}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot 0,82}{5,41 \cdot 6,84}\right)^2} = 0,840 \leq 1,1$$

### 7.3 Kontrola utrujanja moznikov

V vseh segmentih je nameščen enak tip moznikov, zato kontroliram samo najbolj obremenjene.

Kontrolo utrujanja izvedem s pomočjo strižnih in normalnih napetosti izračunanih na podlagi modela za utrujanje 3 (FLM3). V programu SAP 2000 sem definiral omenjeni model in odčital prečne sile ter momente iz ovojnic. Za značilne prereze sem določil strižni tok in izračunal strižno silo, oziroma strižno napetost, ki deluje na posamezni mozniček ter spremembo normalnih napetosti.

Strižne napetosti:

Preglednica 7.14: Karakteristične vrednosti prečnih sil pri FLM3

<b>Prerez x [m]</b>	0	5,5	9,5	13,5
<b>V [kN]</b>	405,3	387,5	369,8	352

Preglednica 7.15: Strižne napetosti v mozniku pri obtežbi FLM3

<b>Segment</b>	<b>SEGMENT 1</b>	<b>SEGMENT 2</b>	<b>SEGMENT 3</b>
Strižni tok [kN/m]	173,4	131,6	101,1
Št. moznikov na m'	10,00	8	6
V/mozniček [kN]	17,3	16,5	16,9
$A_{moz}$ [cm <sup>2</sup> ]	4,91	4,91	4,91
$\Delta\tau$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	3,53	3,35	3,43

Izračunano strižno napetost korigiram s faktorjem  $\lambda_V$  v skladu s standardom SIST EN 1994-2 [6] in tako dobim primerjalno strižno napetost  $\Delta\tau_{E,2}$ , ki nastopa v končni kontroli utrujanja. Faktorje  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$  in  $\lambda_4$  od katerih je odvisen faktor  $\lambda_V$  določim v skladu s SIST EN 1993-2 (glej [12]) in SIST EN 1994-2 [6].

$$\lambda_1 = 1,55 - \text{faktor poškodb zaradi prometa}; \quad \lambda_2 = 1,0 - \text{faktor gostote prometa}$$

$$\lambda_3 = 1,00 - \text{faktor projektne življ. dobe mostu}; \quad \lambda_4 = 1,0 - \text{vpliv zasedenosti voznih pasov}$$

$$\lambda_V = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1,55 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,55$$

$$\Phi = 1,0 \text{ za cestne mostove}$$

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_V \cdot \Phi \cdot \Delta\tau = 1,55 \cdot 1,0 \cdot 3,53 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 54,76 \text{ N/mm}^2$$

Za izvedbo končne kontrole utrujanja potrebujemo še strižno napetost  $\Delta\tau_c$ , ki je odvisna od izbire detajla in je za konkreten primer strižne kontrole moznikov definirana v SIST EN 1993-1-9 (glej [14]).

$\gamma_{Mf,s} = 1,35$  – varnostni faktor za nevidne detajle, katerih porušitev ima precejšen vpliv na delovanje konstrukcije

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$  – strižna napetost odvisna od kategorije detajla

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} = 1,0 \cdot 54,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 54,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}} = \frac{90 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 66,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Normalne napetosti:

Kontrola utrujanja zaradi normalnih napetosti v pasnici, kjer zarezni učinek povzroča privarjen čep se izvede podobno kot kontrola utrujanja zaradi strižnih napetosti. Izvedem jo na sredini nosilca, saj so tam normalne napetosti zaradi FLM3 največje. Moment na sredini odčitam iz programa SAP 2000. Kategorija detajla je definirana v tabeli 8.4 standarda SIST EN 1993-1-9 (glej [15]).

$$\Delta\sigma_{FLM3} = \frac{\Delta M_{FLM3}}{W_{saz\infty}} = \frac{2390,4 \text{ kNm} - 0}{351254,5 \text{ cm}^3} = 6,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{FLM3} = 1,55 \cdot 1,0 \cdot 6,81 \text{ N/mm}^2 = 10,55 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 1,0 \cdot 10,55 = 10,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,s}} = \frac{80 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 59,26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## 8 ZAKLJUČEK

Ob izdelavi diplomske naloge sem se podrobneje seznanil z delovanjem sovprežnih konstrukcij, projektiranjem mostov nasploh ter s kontrolami mejnih stanj za sovprežne konstrukcije. Pri tem sem za kontrolo predpostavk in izvedbo izračunov uporabil programska orodja kot so AutoCAD, MS Excel, LTBeam ter SAP 2000.

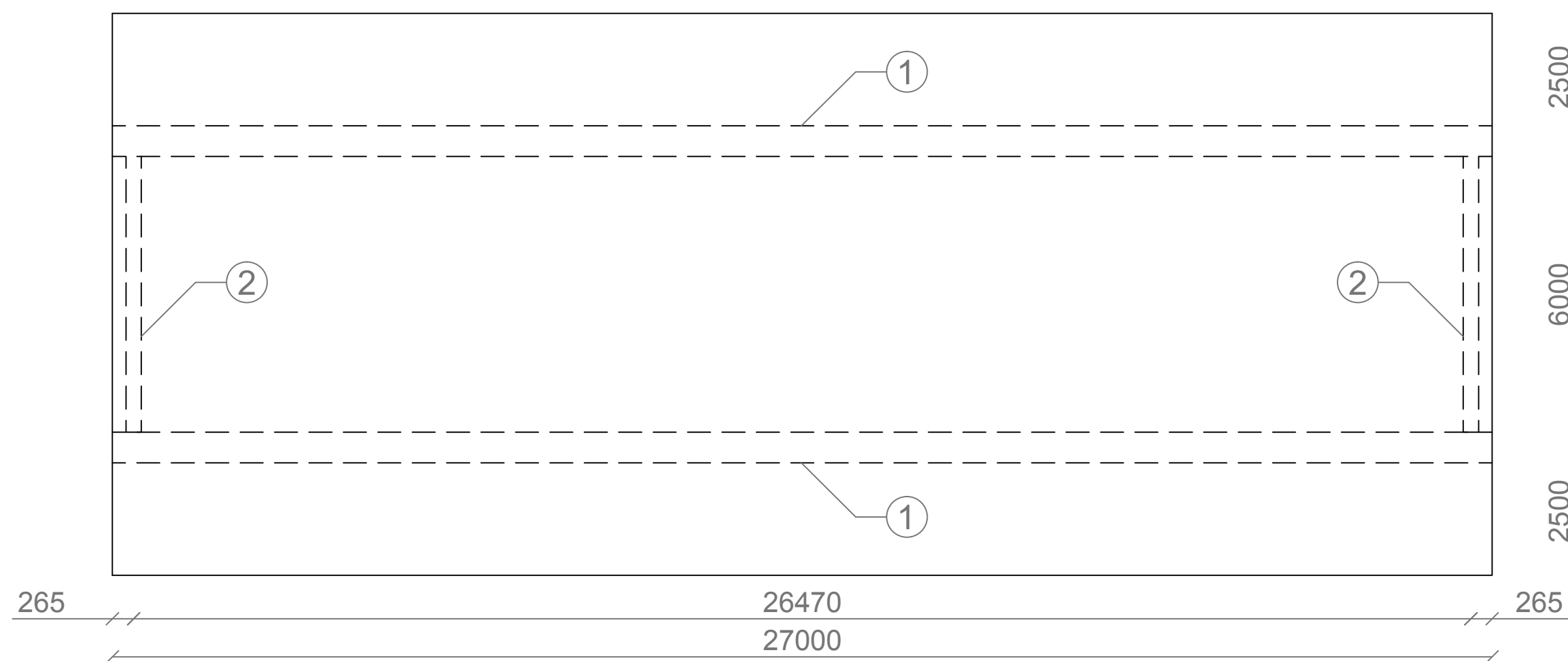
Pridobil sem izkušnje na področju dela z Evrokod standardi, se privadil sistemskega iskanja ter uporabe lastne inženirske presoje v primerih, ko standardi projektantu dopuščajo proste roke.

Spoznal sem, da so pri projektiranju v praksi večkrat potrebne korekcije predpostavljenih dimenzij nosilnih elementov, posebno v primerih, ko projektiramo konstrukcije s katerimi nimamo veliko izkušenj. V današnjem času sicer obstaja mnogo programskih orodij, ki nam olajšajo optimizacijo dimenzij konstrukcijskih elementov, vendar inženirska kritična presoja in izkušnje vseeno ostajajo zelo pomembne.

Menim, da sem s to diplomsko nalogo dobil vpogled v delo gradbenega inženirja ter da bom to znanje lahko koristno uporabil pri nadaljnjem študiju in kasneje pri projektiranju v praksi.

## VIRI

- [1] SIST EN 1993-1-10:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-10. del: Izbira kakovosti jekla glede na žilavost in lamelarni lom.
- [2] Beg, D. (ur.), Pogačnik A. (ur.) 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: loč. pag.
- [3] SIST EN 1991-1-6 :2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo.
- [4] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
- [5] <http://www.arso.gov.si/vreme/napovedi%20in%20podatki/ljubljana.html>  
(Pridobljeno 15. 6. 2013)
- [6] SIST EN 1994-2:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove
- [7] SIST EN 1991-1-5:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi
- [8] SIST EN 1991-2:2004. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov
- [9] SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja
- [10] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra
- [11] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
- [12] SIST EN 1993-2:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Mostovi
- [13] Schneider, K-J. 2004. Bautabellen für Ingenieure : mit Berechnungshinweisen und Beispielen. München, Werner Verlag: loč. pag.
- [14] SIST EN 1993-1-5:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-5. del: Elementi pločevinaste konstrukcije
- [15] SIST EN 1993-1-9:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-9. del: Utrujanje



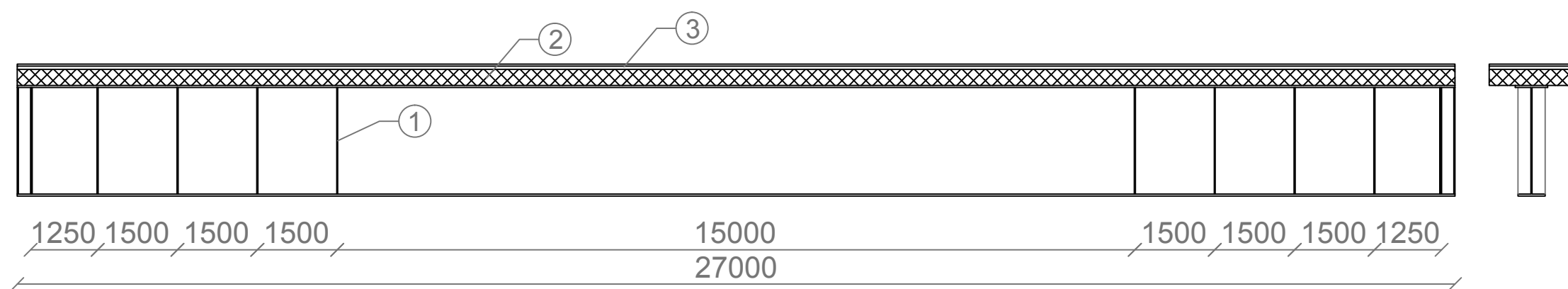
Št.	Element	bf <sub>zg</sub> [mm]	tf <sub>zg</sub> [mm]	hw [mm]	tw [mm]	bf <sub>sp</sub> [mm]	hf <sub>sp</sub> [mm]
1	Glavni nosilec	600	40	2000	12	500	40
2	Krajni prečni nosilec	300	30	540	12	300	30


 Univerza v Ljubljani  
 Fakulteta za *gradbeništvo in geodezijo*  
 Katedra za metalne konstrukcije

PRILOGA A1:

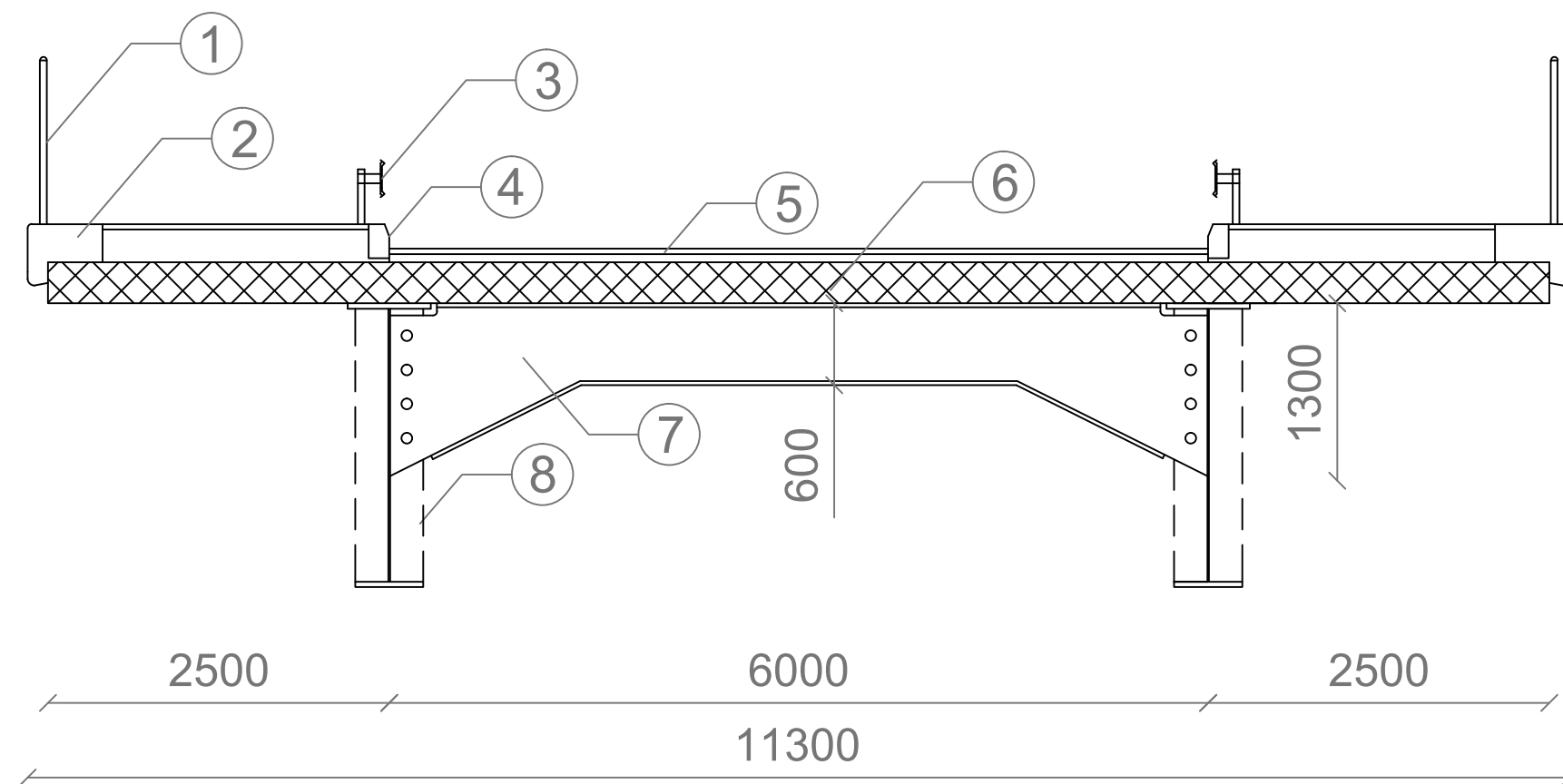
**Tloris sovprežnega mostu**

MERILO: <b>1:100</b>	NARISAL: <b>Matic Skalja</b>
DATUM: 15.08.2013	DIPLOMSKA NALOGA: Projekt prostoležečega cest. mostu v obsegu PGD



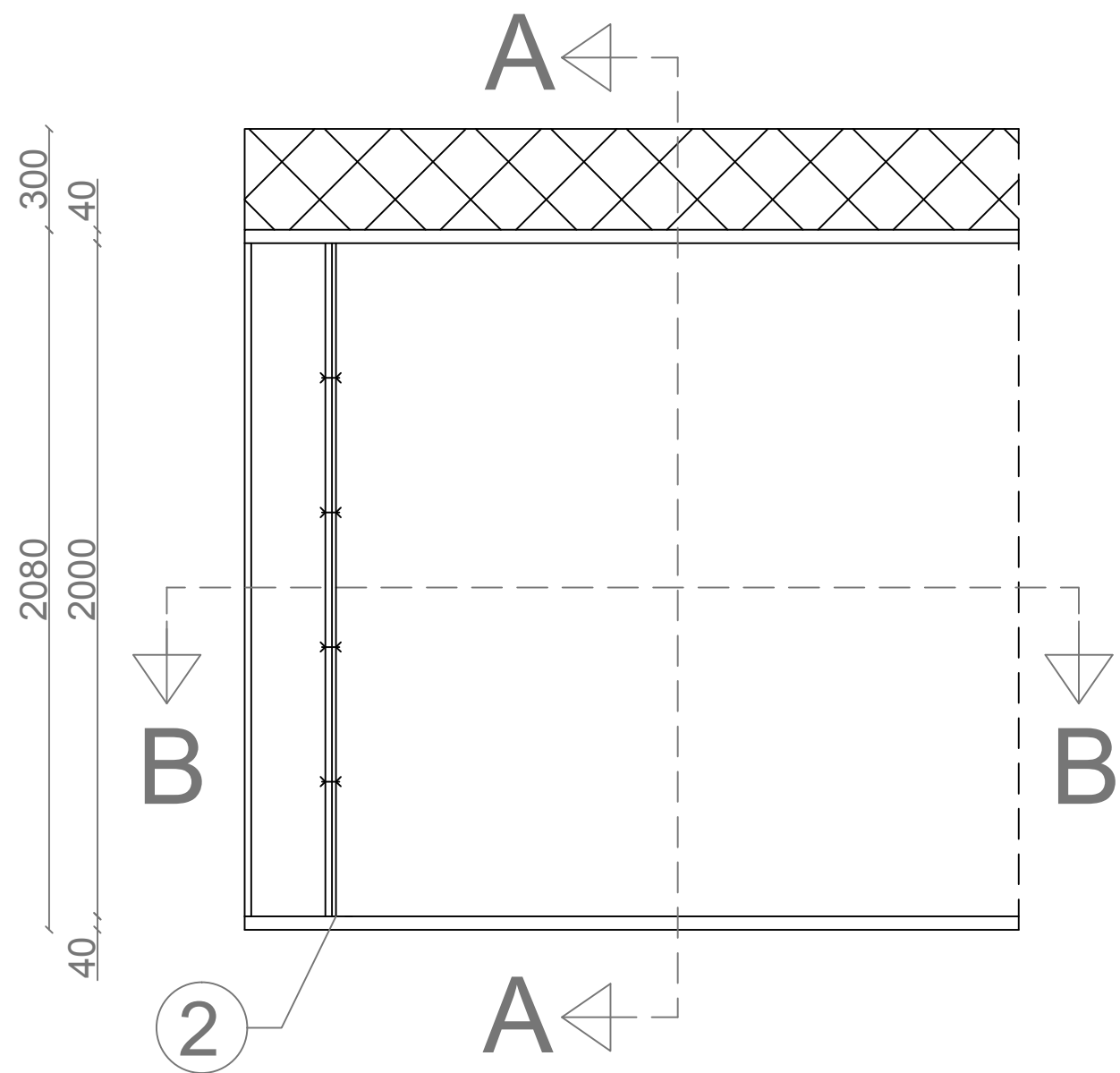
Št.	Element	Debelina [mm]
1	Prečna ojačitev	20
2	Betonska plošča	300
3	Asfalt	60 + 40

 Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i> Katedra za metalne konstrukcije	
PRILOGA A2:	
Vzdolžni prerez mostu	
MERILO:	NARISAL:
1:100	Matic Skalja
DATUM:	DIPLOMSKA NALOGA:
15.08.2013	Projekt prostoležečega cest. mostu v obsegu PGD

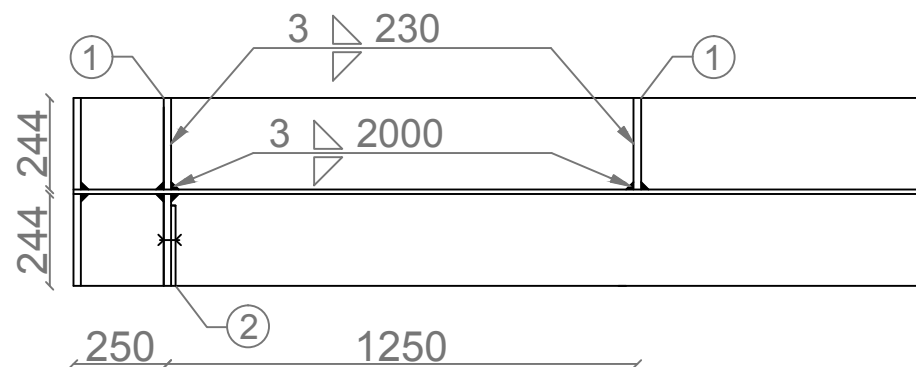


Št.	Element
1	Ograja za pešce
2	Robni venec
3	Odbojna ograja
4	Robnik
5	Asfalt
6	Betonska plošča
7	Krajni prečni nosilec
8	Prečna ojačitev

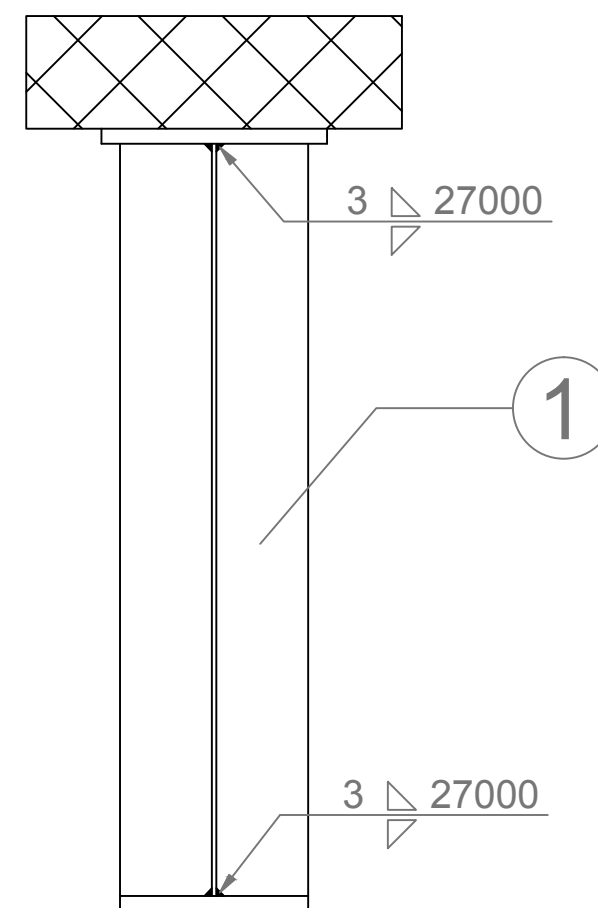
 Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i> Katedra za metalne konstrukcije	
PRILOGA A3: <b>Prečni prerez mostu</b>	
MERILO: <b>1:50</b>	NARISAL: <b>Matic Skalja</b>
DATUM: 15.08.2013	DIPLOMSKA NALOGA: Projekt prostoležečega cest. mostu v obsegu PGD



## Prerez B-B:



## Prerez A-A:



Št.	Element	Debelina [mm]	Širina [mm]
1	Prečna ojačitev	20	244
2	Krajni pr. nosilec	/	/


 Univerza v Ljubljani  
 Fakulteta za *gradbeništvo in geodezijo*  
 Katedra za metalne konstrukcije

PRILOGA A4:

### Detajl prečne ojačitve

MERILO: 1:20	NARISAL: Matic Skalja
DATUM: 15.08.2013	DIPLOMSKA NALOGA: Projekt prostoležečega cest. mostu v obsegu PGD