

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:

Matko, A., 2013. Projekt jeklenega prostoležečega cestnega mostu z razponom 25m. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Može, P.): 45 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:

Matko, A., 2013. Projekt jeklenega prostoležečega cestnega mostu z razponom 25m. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Može, P.): 45 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  
GRADBENIŠTVO (UN)  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**ANŽE MATKO**

**PROJEKT JEKLENEGA PROSTOLEŽEČEGA CESTNEGA  
MOSTU Z RAZPONOM 25 M**

Diplomska naloga št.: 66/B-GR

**PROJECT OF A SIMPLY SUPPORTED STEEL ROAD BRIDGE  
WITH A SPAN OF 25 M**

Graduation thesis No.: 66/B-GR

**Mentor:**

prof. dr. Darko Beg

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

asist. dr. Primož Može

Ljubljana, 25. 09. 2013

## **STRAN ZA POPRAVKE**

Stran	Vrstica	Napaka	Popravek
-------	---------	--------	----------

---

## **IZJAVE**

Podpisani Anže Matko izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom "Projekt jeklenega prostoležečega cestnega mostu z razponom 25 m".

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

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

Ljubljana, 14. 9. 2013

Anže Matko

## BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

<b>UDK:</b>	624.014.2:624.21(043.2)
<b>Avtor:</b>	Anže Matko
<b>Mentor:</b>	prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.
<b>Somentor:</b>	asist. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad.
<b>Naslov:</b>	Projekt jeklenega prostoležečega cestnega mostu z razponom 25 m
<b>Tip dokumenta:</b>	Diplomska naloga – Univerzitetni študij
<b>Obseg in oprema:</b>	45 str., 17 pregl., 30 sl., 5 pril.
<b>Ključne besede:</b>	Standard Evrokod, jeklene konstrukcije, statična analiza, polnostenski nosilci, dimenzioniranje, prostoležeči cestni most, vpliv prometa

### Izvleček

Diplomska naloga zajema statično analizo in dimenzioniranje jeklenega prostoležečega cestnega mostu. Dimenzioniranje profilov smo naredili v skladu z veljavnimi evropskimi standardi družine Evrokod, s poudarkom na standardu SIST EN 1993, ki obravnava projektiranje jeklenih konstrukcij. Zaradi velikih upogibnih in strižnih obremenitev klasični vročevaljani nosilci niso bili primerni, zato smo izbrali varjene polnostenske nosilce. Značilnost takih nosilcev je, da so običajno sestavljeni iz kompaktnih pasnic in vitke stojine. Posledica tega je lahek nosilec, a zato z nizko nosilnostjo v strigu, ki se jo poveča s prečnimi ojačitvami.

V začetnem delu diplome smo definirali obtežbe vzdolžnega in prečnega nosilca. Jeklena konstrukcija je dimenzionirana na obremenitve lastne teže, stalne teže in vpliva prometa. Vpliv vetra in potresa v diplomu ni zajet. V osrednjem delu je narejena kontrola nosilnosti prerezov, prečnih ojačitev in spoja med vzdolžnim in prečnim nosilcem ter kontrola stabilnosti elementov. Predzadnji del podaja obremenitve in pomike za dimenzioniranje ležišč in dilatacije ter okvirno potrebno armaturo AB plošče. Za konec je narejena še kontrola konstrukcije v MSU v skladu s standardom SIST EN 1993-2, ki obravnava jeklene mostove.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	624.014.2:624.21(043.2)
<b>Author:</b>	Anže Matko
<b>Supervisor:</b>	Prof. Darko Beg, Ph.D., Univ. B.C.E.
<b>Co-advisor:</b>	Assist. Primož Može, Ph.D., Univ. B.C.E.
<b>Title:</b>	Project of a Simply Supported Steel Road Bridge with a Span of 25 m
<b>Document type:</b>	Graduation Thesis – University studies
<b>Notes:</b>	45 p., 17 tab., 30 fig., 5 ann.
<b>Key words:</b>	Standard Eurocode, steel structures, static analysis, plated girders, design, simply supported steel road bridge, traffic load

**Abstract**

The graduate thesis includes static analysis and design of simply supported steel beam road bridge. The design of profiles were made in accordance with applicable Eurocode standards with emphasis on standard SIST EN 1993, which deals with the design of steel structures.

Due to high bending and shear loads classical hot-rolled sections were not suitable for design, therefore a welded thin walled girders were chosen. Such girders are usually composed of compact flanges and slender web. The result is a lightweight girder with low shear capacity, which is increased by the transverse stiffeners.

In the initial part of the thesis the loads of longitudinal and transverse plated girder are defined. The steel structure is design to load self weight and the impact of traffic. The effect of wind and earthquake is not included in this thesis. The design of cross-sections, transverse stiffeners and the connection between longitudinal and transverse girder as well as the stability controls are presented in the main part. The requirements for the design of bearings and joints follow. The estimation of the slab reinforcement is also given. The final section of the thesis deals with a necessary controls in Serviceability Limit States, according to standard SIST EN 1993-2, which covers steel bridges.

## ZAHVALA

Prof. dr. Darko Beg, iskrena hvala, da ste mi ponudili priložnost in me vzeli pod svoje mentorstvo. Hvala vam za vse koristne nasvete in podano teoretično ter praktično znanje, ki je še kako prepotrebno za nadaljnje prihajajoče izzive.

Asist. dr. Primož Može, naslednja zahvala gre vam, saj ste mi z vašim znanjem v pre mnogih situacijah priskočili na pomoč in me tako rešili zagate. Hvala vam za vas čas, ki ste mi ga namenili tekom nastajanja diplomske naloge.

Asist. dr. Franc Sinur, hvala vam, da ste bili dosegljivi za kakršnakoli vprašanja v času odsotnosti mojega somentorja in mi tako omogočili nadaljevanje pisanje diplomske naloge.

Iskrena hvala družini, da ste mi tekom celotnega študija stali ob strani in mi nudili vso potrebno moralno podporo. Hvala za izkazano razumevanje.

Poslednja zahvala gre tebi, draga Urša, ker razumeš radovednost ob učenju novega in neznanega. Hvala ti za ves tvoj čas in potrpežljivost na trnati, a predvsem zanimivi poti.

**KAZALO VSEBINE**

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
<b>1 TEHNIČNO POROČILO</b>	<b>1</b>
1.1 Zasnova mostu	1
1.2 Zasnova konstrukcije	2
1.3 Uporabljeni materiali	4
<b>2 ANALIZA OBTEŽBE</b>	<b>5</b>
2.1 Vzdolžni nosilec	5
2.1.1 Lastna in stalna teža	5
2.2 Prečni nosilec	6
2.3 Obtežba temperature	6
2.4 Prometna obtežba	7
2.4.1 Vertikalna obtežba – karakteristične vrednosti	8
2.4.1.1 Obtežni model 1 (LM1)	8
2.4.2 Horizontalna obtežba – karakteristične vrednosti	10
<b>3 KOMBINACIJE IN VARNOSTNI FAKTORJI OBTEŽB</b>	<b>12</b>
3.1 Obtežne kombinacije	12
3.1.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)	12
3.1.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)	12
<b>4 VZDOLŽNI NOSILEC</b>	<b>13</b>
4.1 Obremenitve vzdolžnega nosilca	13
4.2 Kontrola nosilnosti v mejnem stanju	14
4.2.1 Geometrijske karakteristike prereza	14
4.2.2 Določitev razreda kompaktnosti prereza	14
4.2.3 Strižna podajnost pasnic ( <i>Shear Lag</i> )	15
4.2.4 Normalne napetosti – Panel 5	15
4.2.5 Strižne napetosti	15
4.2.5.1 Vertikalne strižne ojačitve	16
4.2.5.1.1 Ojačitev nad podporo (vnos reakcije) in robna prečna ojačitev – Panel I	16
4.2.5.1.2 Enostranska prečna ojačitev – Panel II	18



4.2.6	Zvar na stiku stojina-pasnica	20
4.2.7	Bočno podpiranje vzdolžnega nosilca	20
<b>5</b>	<b>PREČNI NOSILEC</b>	<b>24</b>
5.1	Obremenitve prečnega nosilca	24
5.2	Kontrola nosilnosti v mejnem stanju	24
5.2.1	Geometrijske karakteristike prereza	24
5.2.2	Določitev razreda kompaktnosti prereza	25
5.2.3	Normalne napetosti	25
5.2.4	Strižne napetosti	25
5.2.5	Zvar na stiku stojina-pasnica	26
5.2.6	Bočna zvrnitev prečnega nosilca	26
5.2.7	Interakcija tlak-upogib	27
<b>6</b>	<b>SPOJ MED VZDOLŽNIM IN PREČNIM NOSILCEM</b>	<b>29</b>
<b>7</b>	<b>DILATACIJA IN LEŽIŠČA</b>	<b>31</b>
<b>8</b>	<b>AB VOZIŠČNA PLOŠČA</b>	<b>32</b>
<b>9</b>	<b>KONTROLA KONSTRUKCIJE - MSU</b>	<b>35</b>
9.1	Normalne in strižne napetosti v konstrukcijskem jeklu	35
9.2	Poves vzdolžnega nosilca	35
9.3	Poves krajnega prečnega nosilca	36
9.4	Vibracije	36
9.5	Omejitev dihanja stojine	37
9.6	Utrujanje mostne konstrukcije	39
9.6.1	Stik: Spodnja pasnica–prečna ojačitev	40
9.6.2	Stik: Stojina-pasnica	41
9.6.3	Stik: Prečni čelni zvar vzdolžnega nosilca	42
<b>10</b>	<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>43</b>
	<b>VIRI</b>	<b>44</b>
	<b>SEZNAM PRILOG</b>	<b>45</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Parcialni varnostni faktorji za materiale	4
Preglednica 2: Določanje števila in širine voznega pasu	8
Preglednica 3: LM1 – karakteristične vrednosti	9
Preglednica 4: Vrednosti karakteristične obremenitve vzdolžnega nosilca	13
Preglednica 5: Projektne vrednosti obremenitve vzdolžnega nosilca – MSN1	13
Preglednica 6: Geometrijske karakteristike prereza vzdolžnega nosilca	14
Preglednica 7: Razred kompaktnosti vzdolžnega nosilca	14
Preglednica 8: Strižna nosilnost stojine vzdolžnega nosilca	16
Preglednica 9: Obremenitve prečnega nosilca	24
Preglednica 10: Geometrijske karakteristike prečnega nosilca	24
Preglednica 11: Razred kompaktnosti prečnega nosilca	25
Preglednica 12: Strižna nosilnost stojine prečnega nosilca	25
Preglednica 13: Ležišča	31
Preglednica 14: Potrebna armatura AB plošče	33
Preglednica 15: Kontrola napetosti v MSU	35
Preglednica 16: Kontrola dihanja stojine	38
Preglednica 17: Kontrola dihanja stojine – vzdolžne ojačitve	38

## KAZALO SLIK

Slika 1: Karakteristični prečni prerez mostu	1
Slika 2: Prečni prerez vzdolžnega nosilca nad podporo in v polju	2
Slika 3: Shematski prikaz vzdolžnega nosilca	3
Slika 4: Prečni prerez prečnega nosilca	3
Slika 5: Vzdolžni potek prečnih ojačitev	3
Slika 6: Vplivnica za prečno silo nad levo podporo	8
Slika 7: Postavitev prometne obtežbe LM1	9
Slika 8: Merodajne obremenitve vpliva prometa	10
Slika 9: Razmerje razdalje med prečnimi ojačitvami in višino stojine	16
Slika 10: Prečna ojačitev nad podporo in robna prečna ojačitev	17
Slika 11: Enostranska prečna ojačitev	18
Slika 12: Zvar stojina-pasnica	20
Slika 13: Osne sile kot posledica izbočne sile	21
Slika 14: Pomik horizontalnega povezja	22
Slika 15: Diagonalna zatega	23
Slika 16: Merodajna postavitev obtežbe prečnega nosilca	24
Slika 17: Spoj med vzdolžnim in prečnim nosilcem	29
Slika 18: Ravnina strižnega iztrga spoja	30
Slika 19: Možna varianta dopustnih horizontalnih pomikov ležišč	31
Slika 20: Prostoležeča AB plošča	32
Slika 21: Računska modela AB plošče – Model 1 in 2	32
Slika 22: Računski model AB konzole – Model 3	33
Slika 23: Poves vzdolžnega nosilca	35
Slika 24: Poves krajnega prečnega nosilca	36
Slika 25: Dihanje stojine – vzdolžni nosilec z vzdolžno ojačitvijo	38
Slika 26: Projektne vrednosti upogibnega momenta – LMF3	39
Slika 27: Utrujanje – prispevek i-tega voznega pasu	40
Slika 28: Kontrola utrujanja – stik: spodnja pasnica-prečna ojačitev	40
Slika 29: Kontrola utrujanja – stik: stojina-pasnica	41
Slika 30: Kontrola utrujanja – stik: prečni čelni zvar vzdolžnega nosilca	42



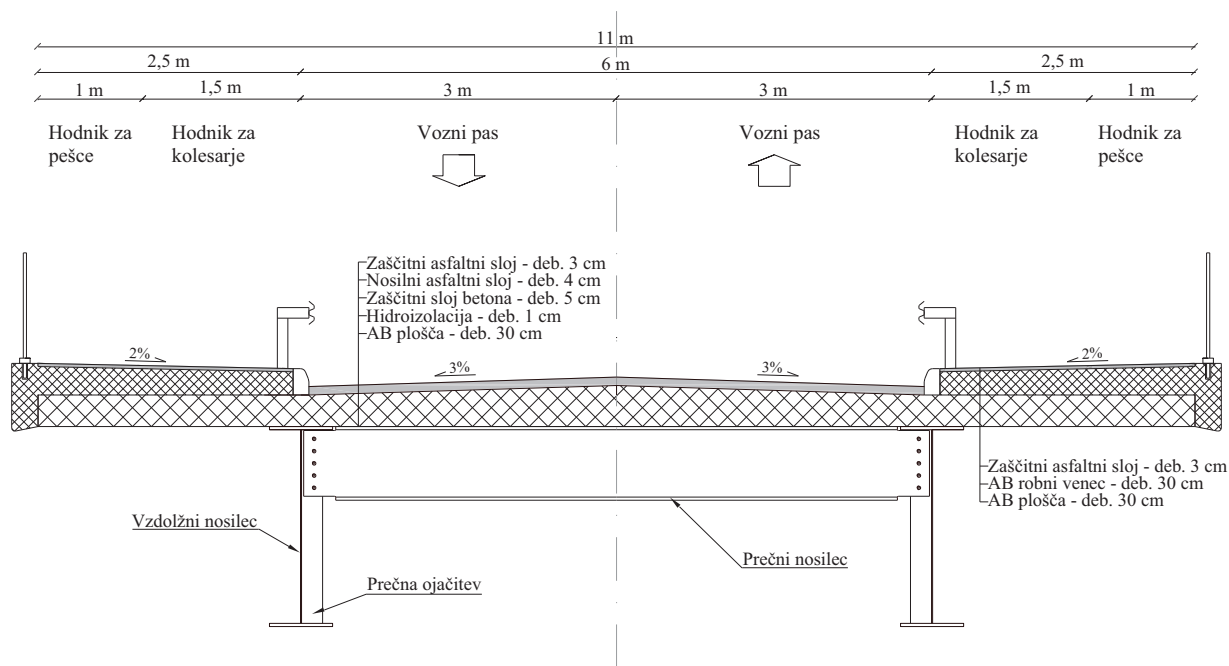
## 1 TEHNIČNO POROČILO

### 1.1 Zasnova mostu

Most se nahaja v Ljubljani. Z njim premoščamo potok Mali Graben. Zasnovan je kot prostoležeči most dolžine 25 m in se v celoti nahaja v premi. Osnovna nosilna konstrukcija sestoji iz dveh vzdolžnih (glavnih) polnostenskih varjenih jeklenih nosilcev na konstantni medsebojni razdalji 6 m vzdolž mostu. V prečni smeri se na glavna nosilca priključuje šest prečnih nosilcev z medsebojno prečno oddaljenostjo 5 m in konstrukcijski sistem za horizontalno stabilnost. Na tak način se vzpostavi prostorska konstrukcija, ki predstavlja primarno nosilno konstrukcijo mostu. Preko poteka ploskovna konstrukcija, ki je zasnovana kot prostoležeča AB plošča. Karakteristični prometni profil mostu sestavljajo:

- 2 × vozni pas (2 × 3 m)
- 2 × hodnik za kolesarje (2 × 1,5 m)
- 2 × hodnik za pešce (2 × 1 m)

Karakteristični prečni prerez mostu je prikazan na sliki 1.



Slika 1: Karakteristični prečni prerez mostu

## 1.2 Zasnova konstrukcije

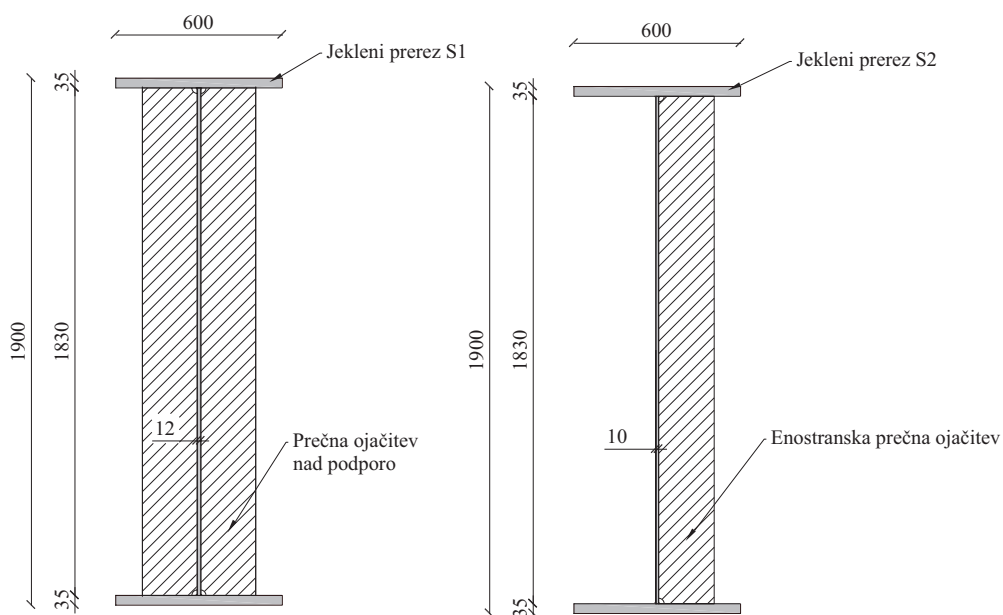
### Armiranobetonska voziščna plošča

Prekladna mostna konstrukcija je zasnovana kot AB plošča dolžine 25 m, širine 11 m in konstantne debeline 30 cm. Podprta je z dvema vzdolžnima in šestimi prečnimi nosilci. Med vzdolžnima nosilcema je plošča izvedena v 3 % prečnem naklonu, s čimer je zagotovljeno odvodnjavanje vozišča. Prečni prerez nad AB ploščo tvori hidroizolacija debeline 1 cm, zaščitni sloj betona debeline 5 cm, nosilni asfaltni sloj debeline 4 cm in obrabni asfaltni sloj debeline 3 cm. Na konzolah je izveden AB robni venec v naklonu 2 %. Obrabno plast venca tvori 3 cm debela plast finega asfalta.

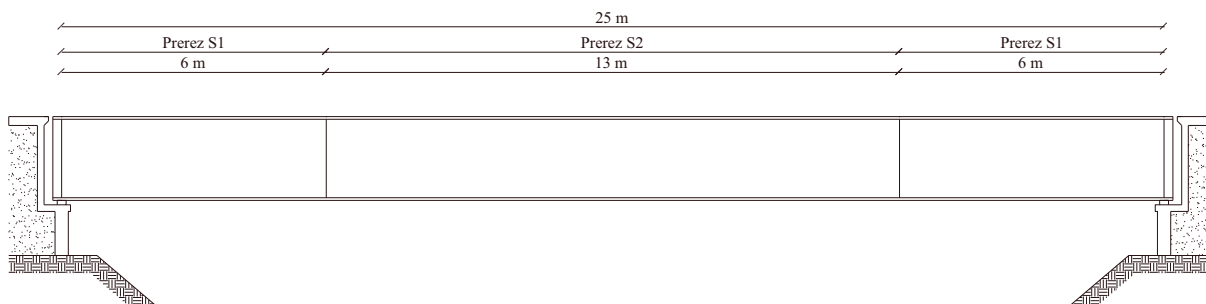
### Vzdolžni polnostenski varjeni nosilec

Osnovno nosilno konstrukcijo tvorita dva glavna vzdolžna nosilca, ki preko upogibne nosilnosti prevzameta celotno obtežbo mostu. Polnostenski nosilci imajo veliko upogibno nosilnost in majhno lastno težo. Praviloma so taki nosilci sestavljeni iz kompaktnih pasnic in vitke stojine. Zaradi vitkosti stojine je običajno strižna odpornost nezadostna, saj pride do lokalnega izbočenja pločevine. Stabilnost proti lokalnemu izbočenju stojine zagotavljamo s prečnimi ojačitvami.

Vzdolžni nosilec poteka preko celotnega razpona 25 m s konstantno višino 1900 mm, pri čemer je višina stojine 1830 mm. Prečni prerez je zasnovan kot dvojno simetričen »I« prerez. Debelina stojine osnovnega prereza S2 je 10 mm. V območju podpor pride do velikih strižnih obremenitev, zato je debelina stojine na razdalji 6 m od podpore 12 mm. Dimenzije zgornje in spodnje pasnice sta konstantni vzdolž mostu. Debelina je 35 mm, širina pa 600 mm. Stik med stojino in pasnico je izveden z obojestranskim vzdolžnim kotnim zvarom debeline 3 mm. Nosilec je na vsakih 5 metrov podprt s prečnimi jeklenimi nosilci, ki zagotavljajo bočno stabilnost in hkrati podpirajo AB ploščo. Med prečniki je stojina vzdolžnega nosilca ojačana z enostranskimi prečnimi ojačitvami. Slika 2 prikazuje prečni prerez nosilca z ojačitvijo nad podporo v območju debelejšje stojine in prečni prerez nosilca z ojačitvijo v polju.



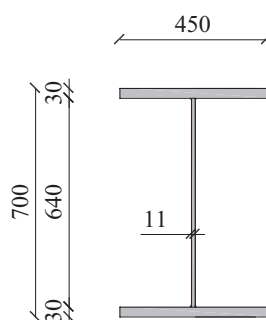
Slika 2: Prečni prerez vzdolžnega nosilca nad podporo in v polju



Slika 3: Shematski prikaz vzdolžnega nosilca

### Prečni polnostenski varjeni nosilec in konstrukcijski sistem za horizontalno stabilnost

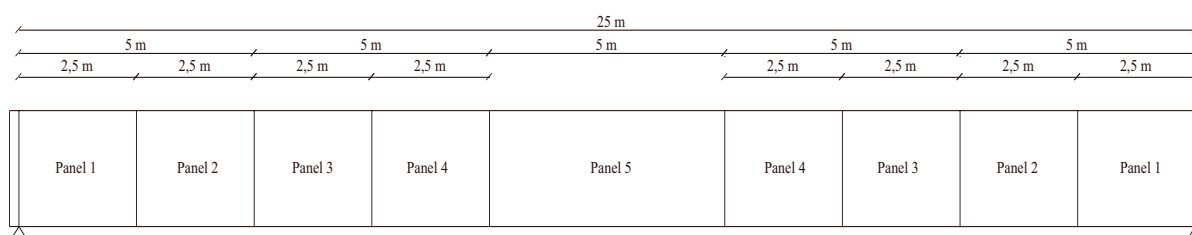
Vzdolž glavnega nosilca se nahaja šest prečnih polnostenskih nosilcev, s čimer je zagotovljena stabilnost v prečni smeri na os mostu. Zasnovani so kot dvojno simetrični nosilci »I« oblike. Pasnica je širine 450 mm in debeline 30 mm. Stojina je debeline 11 mm in višine 640 mm. Celotna višina nosilca je 700 mm. Povezava med primarnima nosilcema in sekundarnimi nosilci je izvedena s členkastim spojem s 5 vijaki M30 kvalitete 10.9. Diagonalno povezje tvorijo zatege  $\Phi 25$ , ki se preko privarjenega ušesa pritrdijo na zgornjo pasnico vzdolžnega nosilca. Prečni prerez nosilca je prikazan na sliki 4.



Slika 4: Prečni prerez prečnega nosilca

### Vertikalne prečne ojačitve

Na začetku in koncu mostu sta privarjeni obojestranska prečna ojačitev nad podporo ter robna prečna ojačitev debeline 20 mm in skupne širine 400 mm. Vzdolž razpona mostu je na vsakih 2,5 m privarjena enostranska prečna ojačitev. Širina enostranske ojačitve je 20 mm, dolžina pa 200 mm. Vzdolžni potek ojačitev je prikazan na sliki 5.



Slika 5: Vzdolžni potek prečnih ojačitev

### 1.3 Uporabljeni materiali

Za gradnjo mostu so uporabljeni materiali, katerih glavne mehanske lastnosti so predpisane v standardu SIST EN 1992 in SIST EN 1993.

#### Beton C40/45 po SIST EN 1992

- Karakteristična tlačna trdnost pri 28 dnevih  $f_{ck} = 4 \text{ kN/cm}^2$
- Srednja vrednost tlačne trdnosti  $f_{cm} = 4,8 \text{ kN/cm}^2$
- Srednja vrednost natezne trdnosti  $f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$
- Elastični modul  $E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$
- Specifična teža  $\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/m}^3$

#### Armatura S500 po SIST EN 1992

- Karakteristična natezna trdnost  $f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- Elastični modul  $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

#### Jeklo S355 po SIST EN 1993

- Nominalna napetost tečenja  $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
- Nominalna natezna trdnost  $f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$
- Elastični modul  $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik  $\nu = 0,3$
- Specifična teža  $\gamma_s = 78 \text{ kN/m}^3$
- Koeficient temperaturnega raztezanja  $\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

V skladu s standardoma SIST EN 1992-1-1, 2.4.2.4 in SIST EN 1993-2, 6.1 so v preglednici 1 prikazani parcialni varnostni faktorji za konstrukcijsko jeklo, beton in armaturo.

Preglednica 1: Parcialni varnostni faktorji za materiale

Material	Konstrukcijsko jeklo				Armatura	Beton
	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M,ser}$		
Stalna in začasna projektna stanja (MSN)	1,0	1,1	1,25	/	1,15	1,5
Stalna in začasna projektna stanja (MSU)	1,0	/	/	1,0	1,0	1,0
Nezgodna projektna stanja (MSN)	1,0	1,1	/	/	1,0	1,2



## 2 ANALIZA OBTEŽBE

### 2.1 Vzдолžni nosilec

#### 2.1.1 Lastna in stalna teža

Lastna teža konstrukcije je preračunana iz dejanskih dimenzij elementov in pripadajočih specifičnih tež materialov. Celotna obtežba je preračunana na tekoči meter dolžine vzdolžnega nosilca. Lastno težo sestavljata lastna teža jeklene konstrukcije in lastna teža AB plošče.

#### AB plošča

- debelina plošče: 30 cm, širina plošče: 11 m
- $0,30 \cdot 11/2 \cdot 25 = 41,25 \text{ kN/m}$

---

$$\Sigma 41,25 \text{ kN/m}$$

#### Jeklena konstrukcija

Vzdolžni nosilec:

- površina prereza:  $603 \text{ cm}^2$ , dolžina nosilca: 25 m
- $0,0603 \cdot 78 = 4,70 \text{ kN/m}$

Prečni nosilec:

- površina prereza:  $340,4 \text{ cm}^2$ , dolžina nosilca: 6 m
- $6 \cdot 6 \cdot 0,03404 \cdot 78/25/2 = 1,91 \text{ kN/m}$

Prečne ojačitve:

- $0,74 \text{ kN/m}$

Zatege:

- površina prereza:  $4,91 \text{ cm}^2$ , dolžina zatege: 7,8 m
- $10 \cdot 0,000491/2 \cdot 78 = 0,19 \text{ kN/m}$

---

$$\Sigma 7,54 \text{ kN/m}$$

#### Lastna teža skupaj:

$$\Sigma 48,79 \text{ kN/m}$$

Med stalno težo sodijo obremenitve podkonstrukcij in elementov podkonstrukcij med vzdolžnima nosilcema in na konzolah. Specifične teže materialov so povzete po SIST EN 1991-1-1, dodatek A.

Zaščitni beton:

- debelina sloja: 5 cm, širina sloja: 6 m, specifična teža:  $25 \text{ kN/m}^3$
- $0,05 \cdot 6/2 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}$

Hidroizolacija:

- debelina sloja: 1 cm, širina sloja: 6 m, specifična teža:  $22 \text{ kN/m}^3$
- $0,01 \cdot 6/2 \cdot 22 = 0,66 \text{ kN/m}$

Nosilni in obrabni asfaltni sloj:

- debelina: 7 cm, širina sloja:  $6 + 2,5 \text{ m}$ , specifična teža:  $24 \text{ kN/m}^3$
- $(0,07 \cdot 6/2 \cdot 24) + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 24 = 6,84 \text{ kN/m}$

AB robni venec s hodnikom:

- debelina venca: 30 cm, širina venca: 2,5 m, specifična teža:  $25 \text{ kN/m}^3$
- $0,30 \cdot 2,5 \cdot 25 = 18,75 \text{ kN/m}$

Ostala oprema:

- Robnik:  $1 \text{ kN/m}$
- Ograji:  $2 \text{ kN/m}$
- Inštalacije:  $0,3 \text{ kN/m}$

---

**Stalna teža skupaj:**  $\Sigma 33,3 \text{ kN/m}$

---

**Lastna in stalna teža skupaj:**  $\Sigma 82,09 \text{ kN/m}$

## 2.2 Prečni nosilec

Prečni nosilec podpira AB ploščo, zato je poleg lastne teže nosilca pri dimenzioniranju potrebno upoštevati še obremenitev zaradi AB plošče, stalno težo na plošči, vpliv prometa na nosilec in osno silo zaradi izbočne sile, ki ima vpliv v vzdolžnem nosilcu. Vplivna širina za en nosilec znaša 5 m, na kar so spodnji podatki tudi preračunani.

Lastna teža:

- površina prereza:  $340,4 \text{ cm}^2$ , dolžina nosilca: 6 m
- $0,03404 \cdot 78 = 2,55 \text{ kN/m}$

AB plošča:

- površinska obtežba:  $7,5 \text{ kN/m}^2$
- $0,30 \cdot 25 \cdot 5 = 37,50 \text{ kN/m}$

Stalna teža: upoštevamo obtežbo med vzdolžnima nosilcema, določeno v točki 2.1.1.

- $3,15 \cdot 5 = 15,75 \text{ kN/m}$

## 2.3 Obtežba temperature

Temperaturni vplivi na mostne konstrukcije so definirani v standardu SIST EN 1991-1-5, poglavje 6. V našem primeru ima temperatura učinek le na horizontalni pomik mostu, kar pomeni, da je pri dimenzioniranju dilatacije in ležišč potrebno poleg vpliva prometa, upoštevati še vpliv temperature. AB plošča in jeklena konstrukcija nista sovprežno povezani, zato dodatni upogibni momenti in osne sile v nosilcu ne nastanejo. Na podlagi Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih odčitamo temperaturo zraka v senci:

Ljubljana Bežigrad: (Glej: Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Pr. 1-26)

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

$$T_{\min,50} = -21,9 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Začetna oz. referenčna temperatura mostu:  $T_0 = +20\text{ °C}$

AB preklado obravnavamo kot tip konstrukcije 3. V obravnavani nalogi se posvetimo samo enakomerni spremembi temperature.

### Enakomerna sprememba temperature

Vrednosti maksimalne  $T_{e,max}$  in minimalne  $T_{e,min}$  enakomerne temperaturne komponente mostu določimo na podlagi SIST EN 1991-5, 6.1.3 graf 6.1.

$$T_{e,max} = +38,1 + 2 = +40,1\text{ °C}$$

$$T_{e,min} = -21,9 + 8 = -13,9\text{ °C}$$

$$\text{Temperatura ohlajanja:} \quad \Delta T_{n,con} = T_0 - T_{e,min} = 33,9\text{ °C}$$

$$\text{Temperatura segrevanja:} \quad \Delta T_{n,exp} = T_{e,max} - T_0 = 20,1\text{ °C}$$

$$\text{Celotno območje enakomerne temperature:} \quad \Delta T_n = 54\text{ °C}$$

Na podlagi standarda SIST EN 1991-1-5, 6.1.3.3 je potrebno pri dimenzioniranju ležišč upoštevati še dodatni temperaturni razpon  $\pm 20\text{ °C}$ :

$$\Delta T_{n,exp} + 20 = 40,1\text{ °C}$$

$$\Delta T_{n,con} + 20 = 53,9\text{ °C}$$

$$\Delta T_{n,ležišče} = 94\text{ °C}$$

## 2.4 Prometna obtežba

Prometna obtežba mostov je obravnavana v standardu SIST EN 1991-2.

Obtežni modeli, ki jih podaja evropski standard za obtežbe mostov, so podani za dimenzioniranje in projektiranje mostov, katerih obtežna dolžina je manjša od 200 m. Ta dolžina se nanaša na maksimalno obtežno dolžino, ki je bila vzeta v račun pri kalibraciji obtežnega modela 1 (*Load Model 1*). V primerih daljših dolžin so lahko obtežni modeli dodatno definirani v nacionalnem dodatki ali posebej za individualne projekte.

Prometno obtežbo cestnih mostov predstavljajo osebna, tovorna in posebna vozila, ki povzročajo vertikalne in horizontalne obtežbe, ki so lahko statične ali dinamične. Med prometno obtežbo štejemo tudi vplive pešcev in kolesarjev, katerih vpliv je upoštevan na hodniku za pešce in kolesarje. Obtežni modeli, podani v tem delu, ne predstavljajo dejanskih vplivov, temveč so narejeni in kalibrirani tako, da predstavljajo dejanske vplive prometa leta 2000 v evropskih državah. Dinamičnih učinkov prometa med projektiranjem ni potrebno dodatno upoštevati, saj so dinamični faktorji zajeti že v računskih modelih, razen v primeru utrujanja.

### Razdelitev vozišča na vozne pasove

Širino vozišča  $w$  razdelimo na posamezne namišljene vozne pasove, skladno s preglednico 2. Širina vozišča se meri med robnikoma, če sta višja kot 100 mm oz. med notranjima robovoma zaščitnih

odbojnih ograj v primeru, da vozišče ni fizično ločeno na dva samostojna dela. Na mostovih, kjer potekata dve ločeni vozišči, je potrebno vsako vozišče obravnavati posebej.

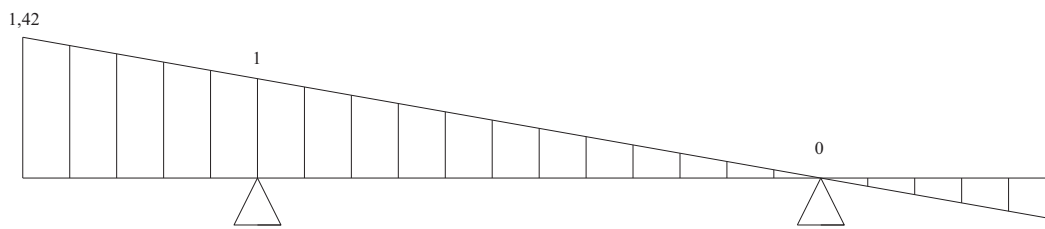
Preglednica 2: Določanje števila in širine voznega pasu

Širina vozišča	Število voznih pasov	Širina voznega pasu	Preostalo območje
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 < w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

Preko mostu potekata dva prometna pasova s skupno širino 6 m. Iz preglednice 2 izberemo širino pasu  $w = 3 \text{ m}$ . Na obeh straneh mostu, na konzolah, potekata še hodnika za pešce in kolesarje, katerih širina je 1 m oz. 1,5 m.

Sledi določanje najbolj neugodne lege posameznega voznega pasu za vsak vpliv posebej in za vsak prerez posebej. Glede na kriterij, kateri pas povzroča najbolj neugoden vpliv, pasove označimo z zaporednimi številkami 1, 2, 3, ..., pri čemer pas 1 povzroča najbolj neugoden vpliv, pas 2 povzroča drugi najbolj neugoden vpliv itd.

Pri vsaki kontroli je izbran obtežni model za vsak vozni pas in na preostalem območju nanesen tako, da njegova dolžina in pozicija povzroča kar najbolj neugoden vpliv. Če je za dosego najbolj neugodnega vpliva potrebno, lahko posamezne obtežne modele kombiniramo med seboj. Pri nanašanju obtežnih modelov je potrebno upoštevati določena pravila, ki jih standard podaja. Pozicijo najbolj neugodnih položajev posamezne obtežbe smo določili na podlagi vplivnice iz slike 6.



Slika 6: Vplivnica za prečno silo nad levo podporo

#### 2.4.1 Vertikalna obtežba – karakteristične vrednosti

Karakteristične vrednosti obtežb so namenjene določanju vplivov prometa v mejnih stanjih nosilnosti (v nadaljevanju: MSN) in nekaterih mejnih stanjih uporabnosti (v nadaljevanju: MSU). Standard podaja 4 obtežne primere za določitev vertikalnih vplivov prometa. V našem primeru uporabimo obtežni primer 1, ki sestoji iz koncentrirane obtežbe tandema in enakomerno porazdeljene obtežbe. Pokriva večino vplivov avtomobilov in tovornjakov ter se uporablja za splošne in lokalne kontrole.

##### 2.4.1.1 Obtežni model 1 (LM1)

LM1 je sestavljen iz dveh obtežb. Prva obtežba je dvoosna koncentrirana obtežba (v nadaljevanju: TS), pri kateri znaša teža vsake osi  $\alpha_Q \cdot Q_k$ . Na posamezni vozni pas lahko nanesemo samo en TS, ki potuje centrično vzdolž osi voznega pasu. Vsaka os sestoji iz dveh enakih koles teže  $0,5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k$ . Drugo komponento LM1 predstavlja enakomerna porazdeljena obtežba (v nadaljevanju: UDL). Njena

vrednost znaša  $\alpha_q \cdot q_k$  na kvadratni meter površine. LM1 dodatno zajame še vpliv zgoščenega prometa in vpliv zastojev z visokim deležem težkih tovornjakov. TS in UDL je potrebno nanesti na most tako, da obe obtežbi povzročata kar najbolj neugoden vpliv na konstrukcijo. Njune karakteristične vrednosti so zajete v preglednici 3.

$\alpha_Q$  in  $\alpha_q$  sta prilagoditvena faktorja, ki sta odvisna od pričakovanega prometa in kategorije ceste. Nacionalni dodatek podaja vrednost 1.0. V pričakovanju običajnega prometa na avtocestah je priporočljivo reduciranje prilagoditvenih faktorjev za 10 – 20 %.

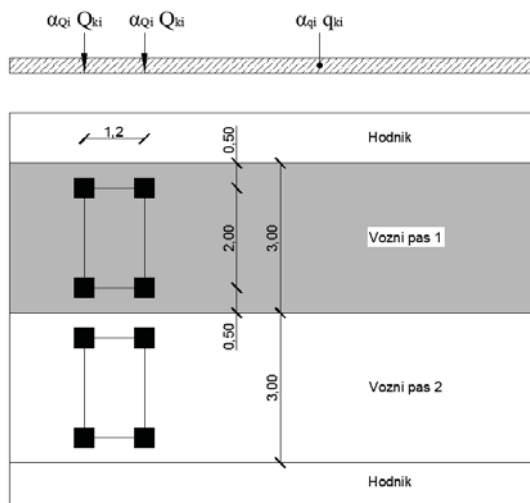
Preglednica 3: LM1 – karakteristične vrednosti

Pozicija obtežbe	TS	UDL
	Osna obtežba ( $Q_{ik}$ ) [kN]	Enakomerna obtežba $q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vozni pas 1	300	9
Vozni pas 2	200	2,5
Vozni pas 3	100	2,5
Ostali pasovi	0	2,5
Preostalo območje ( $q_{rk}$ )	0	2,5

V našem primeru imamo dva vozna pasova. Razporeditev obtežb je prikazana na sliki 7. Vrednosti posameznih obtežb na vozni pasovih so:

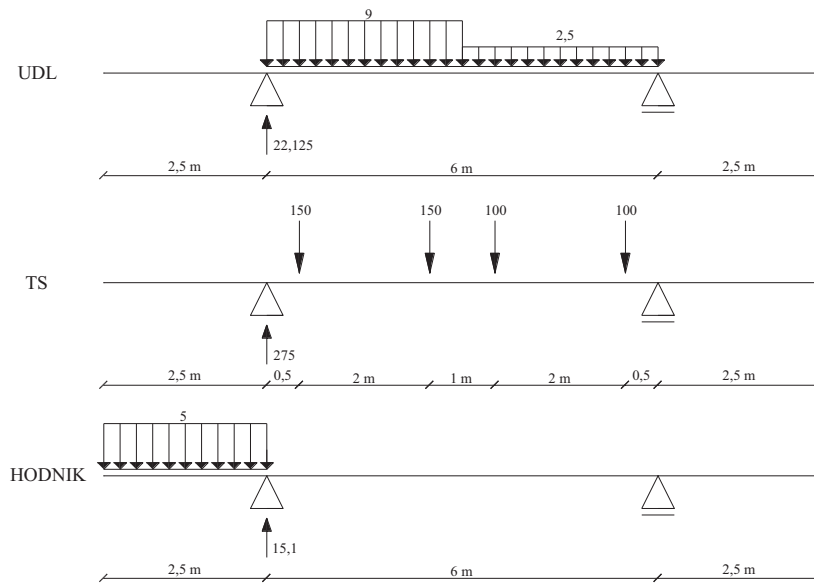
- Vozni pas 1: TS:  $\alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$   
UDL:  $\alpha_{q1} \cdot q_{k1} = 1,0 \cdot 9 = 9 \text{ kN/m}^2$
- Vozni pas 2: TS:  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{k2} = 1,0 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$   
UDL:  $\alpha_{q2} \cdot q_{k2} = 1,0 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Za cestne mostove, po katerih poteka hodnik za pešce in kolesarje, je priporočena vrednost enakomerno porazdeljene obtežbe hodnika podana v poglavju 5.3.2 (1) in znaša 5 kN/m<sup>2</sup>. To vrednost v našem primeru tudi upoštevamo.



Slika 7: Postavitev prometne obtežbe LM1

Vrednosti merodajne obremenitve posameznega vpliva prometa smo določili s pomočjo vplivnice na sliki 6. Dobljene merodajne sile so vidne na sliki 8.



Slika 8: Merodajne obremenitve vpliva prometa

#### 2.4.2 Horizontalna obtežba – karakteristične vrednosti

Horizontalna obtežba za mostove je sestavljena iz dveh delov. Prvi del sestavljajo zaviralne in pospeševalne sile, drugi del pa centrifugalne in ostale prečne sile. Ker se most nahaja v celoti v premi, centrifugalnih in prečnih sil ni.

##### Zaviralne in pospeševalne sile

Zaviralna sila  $Q_{lk}$  je vpliv, ki deluje vzdolž mostu na nivoju obrabne plasti vozišča. Njena maksimalna vrednost je omejena na 900 kN. Izračuna se po spodnji enačbi:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L, \text{ pri čemer je } L \text{ dolžina mostu}$$

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

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 1,0 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 25 = 427,5 \text{ kN}$$

Izračunana horizontalna sila  $Q_{lk}$  deluje v osi kateregakoli voznega pasu, kar pomeni, da ta sila deluje na oba vzdolžna nosilca. Ker je plošča v svoji ravnini toga, se na vsak vzdolžni nosilec prenese polovica te sile:

$$Q_{lk,vzd} = Q_{lk}/2 = 427,5/2 = 213,75 \text{ kN}$$

Zaradi delovanja horizontalne sile na nivoju obrabne plasti vozišča nastane dodatna upogibna obremenitev vzdolžnega nosilca:

$$M_{zaviralne} = Q_{lk,vzd} \cdot (h_w/2 + t_f + h_{plošče} + h_{vozišče}) = 213,75 \cdot (1,83/2 + 0,035 + 0,30 + 0,13) \\ = 294,98 \text{ kNm}$$

Moment zaradi zaviralnih in pospeševalnih sil je relativno majhen (napetost na zunanem vlaknu je manjša od 8 MPa). Na vzdolžna nosilca na medsebojni razdalji 1 m privarimo čepi, s katerimi zagotovimo strižno povezavo med AB ploščo in vzdolžnima nosilcema, ki pa je manjša od minimalne strižne povezave. Takšna povezava ne dopušča sovprežnega delovanja med nosilcem in AB ploščo. Nosilnost enega čepa je približno 90 kN, kar pomeni, da je skupna nosilnost čepov bistveno večja, kot je vrednost zaviralne sile. Na ta način se celotna sila prenese na vzdolžna nosilca. Horizontalna sila se prenese v ležišče, vertikalna reakcija pa je majhna (približno 20 kN).

### **3 KOMBINACIJE IN VARNOSTNI FAKTORJI OBTEŽB**

#### **3.1 Obtežne kombinacije**

Obtežne kombinacije za MSN in MSU se določijo po SIST EN 1990, 6.4 in 6.5. V nadaljevanju so podane zgolj kombinacije, ki so uporabljene v diplomu.

##### **3.1.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)**

Pri dimenzioniranju elementov upoštevamo kombinaciji MSN1 in MSN2. Merodajna je obtežna kombinacija, pri kateri dobimo večje obremenitve:

$$\text{MSN1: } 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot (\text{UDL} + \text{HODNIK} + \text{TS})$$

$$\text{MSN2: } 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot (\text{ZAVIRALNA} + 0,4 \cdot \text{UDL} + 0,4 \cdot \text{HODNIK} + 0,75 \cdot \text{TS})$$

##### **3.1.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)**

V MSU je potrebno pri karakteristični obtežni kombinaciji preveriti napetosti v konstrukcijskem jeklu. Merodajna je obtežna kombinacija, pri kateri dobimo večje obremenitve:

$$\text{MSU1: } G + (\text{UDL} + \text{HODNIK} + \text{TS})$$

$$\text{MSU2: } G + (0,4 \cdot \text{UDL} + 0,4 \cdot \text{HODNIK} + 0,75 \cdot \text{TS})$$

Omejitev dihanja stojine in poves krajnega prečnega nosilca je potrebno preveriti pri pogosti obtežni kombinaciji. V našem primeru je enaka kombinaciji MSU2.

V diplomski nalogi upoštevamo vpliv prometa kot skupino, pri kateri je potrebno v skladu s SIST EN 1990: Annex A2 upoštevati osnovna kombinacijska pravila za cestne mostove. Spodaj je zapisano le pravilo, ki je uporabljeno v diplomu:

- vpliv snega lahko zanemarimo pri uporabi LM1 in LM2 oz. pri povezanih obtežnih skupinah gr1a in gr1b, razen v primeru posebnih geografskih območjih

V diplomski nalogi vpliva vetra in potresa na konstrukcijo v fazi projektiranja ni upoštevan.



## 4 VZDOLŽNI NOSILEC

### 4.1 Obremenitve vzdolžnega nosilca

Na podlagi zgoraj definiranih obremenitev smo s programom SAP izračunali ovojnico upogibnih momentov in prečnih sil za posamezne obtežbe enega vzdolžnega nosilca. V preglednici 4 so zbrane karakteristične vrednosti obremenitev posameznega vpliva pri razdaljah, ki so uporabljene tekom diplomske naloge.

Preglednica 4: Vrednosti karakteristične obremenitve vzdolžnega nosilca

L [m]	G		UDL		HODNIK		TS	
	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]
0	0,0	1026,1	0,0	138,3	0,0	94,4	0,0	268,4
2,5	2308,8	820,9	311,1	110,6	212,3	75,5	602,2	240,9
5	4104,5	615,7	553,1	83,0	377,5	56,6	1067,0	213,4
7,5	5387,1	410,5	726,0	55,3	495,5	37,8	1394,2	185,9
10	6156,8	205,2	829,7	27,7	566,2	18,9	1584,0	158,4
10	6156,8	205,2	829,7	27,7	566,2	18,9	1584,0	158,4
12,5	6413,3	0,0	864,3	0,0	589,8	0,0	1636,2	0,0

Na podlagi preglednice 4 in obtežnih kombinacij so v preglednici 5 zbrane vrednosti projektnih obremenitev kombinacije MSN1, ki je v našem primeru tudi merodajna za dimenzioniranje vzdolžnega nosilca.

Preglednica 5: Projektne vrednosti obremenitve vzdolžnega nosilca – MSN1

L [m]	MSN1	
	Med [kNm]	Ved [kN]
0	0,0	2061,7
2,5	4636,5	1684,7
5	8237,8	1307,7
7,5	10803,8	930,7
10	12334,5	553,7
10	12334,5	553,7
12,5	12829,9	0,0

## 4.2 Kontrola nosilnosti v mejnem stanju

### 4.2.1 Geometrijske karakteristike prereza

V preglednici 6 so zbrane geometrijske karakteristike osnovnega prereza vzdolžnega nosilca S2 in prereza z debelejšo stojino S1.

Preglednica 6: Geometrijske karakteristike prereza vzdolžnega nosilca

	Prerez S1	Prerez S2
$b_f / t_f / h_w / t_w$ [mm]	600 / 35 / 1830 / 12	600 / 35 / 1830 / 10
A [cm <sup>2</sup> ]	639,6	603
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	4265414	4163272
I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	126026	126015
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	44899,1	43823,9
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	4200,9	4200,5

### 4.2.2 Določitev razreda kompaktnosti prereza

Določitev kompaktnosti prereza naredimo na podlagi standarda SIST EN 1993-1-1, 5.5, (tabeli 5.2 in 5.3). Dimenzije prerezov S1 in S2 so vidne v preglednici 6. Razredi kompaktnosti prereza so zbrani v preglednici 7.

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \quad \text{in} \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

- Izoliran element pasnica – tlak:  
 $c/t \leq 14 \cdot \varepsilon \dots$  mejno razmerje za 3.R.K.
- Izoliran element stojina – upogib:  
 $c/t \leq 124 \cdot \varepsilon \dots$  mejno razmerje za 3.R.K.

Preglednica 7: Razred kompaktnosti vzdolžnega nosilca

S1	b [mm]	c [mm]	t [mm]	$\varepsilon$	c/t	c/t <sub>mejna</sub>	$\psi$	R.K.	R.K.
Zgornja pasnica	600	294	35	0,81	8,40	11,39	1	3	
Spodnja pasnica	600	294	35	0,81	8,40	11,39	1	3	4
Stojina	1830	1830	12	0,81	152,50	100,89	-1	4	
S2	b [mm]	c [mm]	t [mm]	$\varepsilon$	c/t	c/t <sub>mejna</sub>	$\psi$	R.K.	R.K.
Zgornja pasnica	600	295	35	0,81	8,43	11,39	1	3	
Spodnja pasnica	600	295	35	0,81	8,43	11,39	1	3	4
Stojina	1830	1830	10	0,81	183,00	100,89	-1	4	

Iz preglednice 7 je razvidno, da vzdolžni nosilec spada v 4.R.K.

#### 4.2.3 Strižna podajnost pasnic (*Shear Lag*)

Strižna podajnost povzroči neenakomeren razpored normalnih napetosti vzdolž širine pasnice. Do izrazitega vpliva pride pri širokih pasnicah. Zanimarimo jo lahko, če je izpolnjen pogoj  $b_0 \leq L_e/50$ , pri čemer je  $b_0 = b_f/2$  in  $L_e = L$ .

$$b_0 = b_f/2 = 60/2 = 30 \text{ cm} \leq 2500/50 = 50 \text{ cm} \quad \checkmark \quad \text{Strižne podajnosti ni potrebno upoštevati}$$

#### 4.2.4 Normalne napetosti – Panel 5

Prerez spada v 4.R.K., zato je potrebno v skladu s standardom SIST EN 1993-1-5,4.4 uporabiti metodo sodelujoče širine. Vitke pločevine se že v elastičnem območju pri majhnih napetostih lokalno izbočijo, kar pomeni, da ima del izbočene pločevine manjšo togost kot robni deli. V našem primeru celotno upogibno obremenitev prevzamemo s pasnicama, zato sodelujoče širine ni potrebno računati. Merodajne obremenitve odčitamo iz preglednice 5.

$$\text{Merodajna obremenitev v polju:} \quad M_{Ed} = 12829,9 \text{ kNm}$$

$$M_{f,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M0} \cdot (h_w + t_f) = 60 \cdot 35,5 / 1,0 \cdot (183 + 3,5) / 100 = 13903,58 \text{ kNm}$$

...upogibna nosilnost pasnic – v skladu s SIST EN 1993-1-5 jo lahko izračunamo kot produkt površine pasnice in napetosti tečenja  $A_f \cdot f_y / \gamma_{M0}$  ter razdalje med težiščem pasnic  $h_w + t_f$

$$M_{Ed} = 12829,9 \text{ kNm} \leq M_{f,Rd} = 13903,58 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

#### 4.2.5 Strižne napetosti

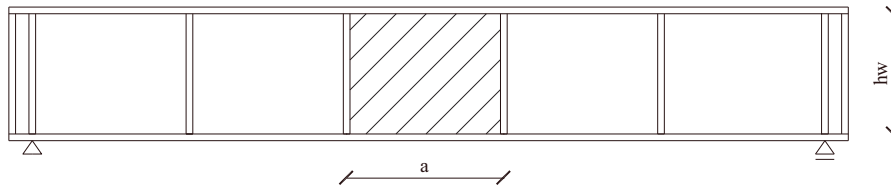
Na podlagi poglavja 5 v standardu SIST EN 1993-1-5 je potrebno opraviti kontrolo strižne nosilnosti stojine, vitke v strigu. Na sliki 5 je prikazan razpored ojačitev. Na podlagi spodnjega postopka preverimo nosilnost stojine v strigu z upoštevanjem prečnih ojačitev. Rezultati izračuna so zbrani v preglednici 8.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

$$\eta = \begin{cases} 1,2 ; \text{S235} - \text{S460} \\ 1,0 ; \text{od S460 dalje} \end{cases} \rightarrow \eta = 1,2$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \dots \text{pogoj kompaktne stojine v strigu}$$

$$\alpha = \frac{a}{h_w} \dots \text{razmerje razdalje med prečnimi ojačitvami in višino stojine}$$



Slika 9: Razmerje razdalje med prečnimi ojačitvami in višino stojine

$$k_{\tau} = \begin{cases} 5,34 + 4/\alpha^2; & \alpha \geq 1,0 \\ 4 + 5,34/\alpha^2; & \alpha < 1,0 \end{cases} \dots \text{koeficient strižnega izbočenja}$$

Relativna vitkost stojine v strigu: 
$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}}$$

Brezdimenzijski koeficient strižnega izbočenja se izračuna po spodnji enačbi:

$$\chi_w = \begin{cases} \eta; & \bar{\lambda}_w < 0,83/\eta \\ 0,83/\bar{\lambda}_w; & 0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08 \\ 1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w); & \bar{\lambda}_w \geq 1,08 \dots \text{za togo prvo polje} \end{cases}$$

Strižna odpornost je sedaj:

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}$$

Preglednica 8: Strižna nosilnost stojine vzdolžnega nosilca

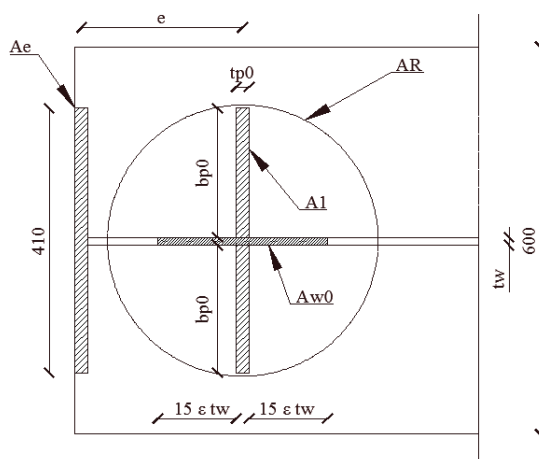
Panel	h/t	$72\varepsilon/\eta$	a [cm]	$k_{\tau}$	$\lambda_w$	$\chi_w$	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{b,Rd}$ [kN]
I	152,50	48,82	250	7,48	1,83	0,54	2061,7	2213,9
II	152,50	48,82	250	7,48	1,83	0,54	1684,7	2213,9
III	183,00	48,82	250	7,48	2,20	0,47	1307,7	1620,5
IIII	183,00	48,82	250	7,48	2,20	0,47	930,7	1620,5
V	183,00	48,82	500	5,88	2,48	0,43	553,7	1476,6

#### 4.2.5.1 Vertikalne strižne ojačitve

V točki 4.2.5 je izveden račun strižne nosilnosti posameznega panela. V nadaljevanju določimo dimenzije prečne ojačitve nad podporo in robne prečne ojačitve ter enostranske prečne ojačitve v polju. Dimenzioniranje prečnih ojačitev smo izvedli na podlagi standarda SIST EN 1993-1-5, ki obravnava pločevinaste konstrukcijske elemente. Celoten razpored ojačitev je viden na sliki 5.

##### 4.2.5.1.1 Ojačitev nad podporo (vnos reakcije) in robna prečna ojačitev – Panel I

Pri projektiranju izhajamo iz predpostavke, da strižno silo sidramo v prečno ojačitev, zato mora biti toga. Širino ojačitve izberemo 20 cm. Ojačitve nad podporami so običajno obojestranske, saj nastopajo velike reakcijske sile. S tem se izognemo ekscentričnosti pri vnosu teh sil. Slika 10 prikazuje pozicijo in dimenzije ojačitve nad podporo in robne prečne ojačitve.



Slika 10: Prečna ojačitev nad podporo in robna prečna ojačitev

Krajno polje projektiramo kot togo, zato je v skladu s SIST EN 1993-1-5, 9.3.1(3) potrebno izpolniti naslednja kriterija:

$e > 0,1 \cdot h_w = 0,1 \cdot 183 = 18,3 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$  ...razdalja med težiščema ojačitve nad podporo in robne prečne ojačitve (glej sliko 10)

$$A_e = 82,4 \text{ cm}^2 > 4 \cdot h_w \cdot t_w^2 / e = 4 \cdot 183 \cdot 1,2^2 / 20 = 52,70 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 2061,7 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = V_{Ed} \leq (A_1 + A_{w0}) \cdot f_y / \gamma_{M0}$  ...pogoj nosilnosti ojačitve – na podlagi tega pogoja določimo potrebno debelino ojačitve:

$$t_{p0} \geq (V_{Ed} \cdot \gamma_{M0} / f_y - 30 \cdot \epsilon \cdot t_w^2) / (2 \cdot b_{p0} + t_w)$$

$$= (2061,7 \cdot 1,0 / 35,5 - 30 \cdot 0,81 \cdot 1,2^2) / (2 \cdot 20 + 1,2) = 0,56 \text{ cm}$$

Izberemo kompaktno ojačitev - 3.R.K.:

$$t_{p0} \geq b_{p0} / (14 \cdot \epsilon) = 20 / (14 \cdot 0,81) = 1,76 \text{ cm} \rightarrow t_{p0} = 2 \text{ cm}$$

$A_1 = 2 \cdot b_{p0} \cdot t_{p0} = 2 \cdot 20 \cdot 2 = 80 \text{ cm}^2$  ...površina ojačitve nad podporo (glej sliko 10)

$A_{w0} = (2 \cdot 15 \cdot \epsilon \cdot t_w + t_{p0}) \cdot t_w = (2 \cdot 15 \cdot 0,81 \cdot 1,2 + 2) \cdot 1,2 = 37,39 \text{ cm}^2$  ...površina dela stojine, ki sodeluje pri prenosu strižne sile (glej sliko 10)

$A_e = (2 \cdot b_{p0} + t_w) \cdot t_{p0} = (2 \cdot 20 + 1,2) \cdot 2 = 82,4 \text{ cm}^2$  ...površina robne prečne ojačitve (glej sliko 10)

### Kontrola uklona

$I = (2 \cdot b_{p0} + t_w)^3 \cdot t_{p0} / 12 = (2 \cdot 20 + 1,2)^3 \cdot 2 / 12 = 11655,8 \text{ cm}^4$  ...vztrajnostni moment ojačitve

$A_R = A_1 + A_{w0} = 117,4 \text{ cm}^2$  ...skupni prerez ojačitve nad podporo (glej sliko 10)

$i = \sqrt{I / A_R} = \sqrt{11655,8 / 117,4} = 9,96 \text{ cm}$  ...vztrajnostni radij ojačitve

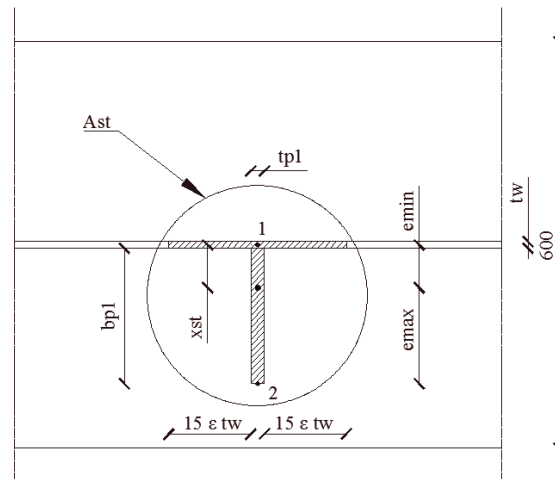
$l_u = 0,75 \cdot h_w = 0,75 \cdot 183 = 137,3 \text{ cm}$  ...uklonska dolžina ojačitve

$$\bar{\lambda} = l_u / (i \cdot 93,9 \cdot \varepsilon) = 137,3 / (9,96 \cdot 93,9 \cdot 0,81) = 0,18 \leq 0,2 \quad \rightarrow \quad \text{Ni nevarnosti uklona.}$$

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \quad \rightarrow \quad \chi = 1$$

$$V_{Ed} = 2061,7 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A_e \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1 \cdot 82,4 \cdot 35,5 / 1,1 = 2659,3 \text{ kN} \quad \checkmark$$

#### 4.2.5.1.2 Enostranska prečna ojačitev – Panel II



Slika 11: Enostranska prečna ojačitev

V stojini se zaradi prečnih sil razvije natezno polje, katerega posledica je osna sila, ki se pojavi v prečni ojačitvi:

$$N_{st,Ed} = V_{Ed} - \left( \frac{1}{\sqrt{\lambda_w^2}} \right) \cdot (f_y \cdot h_w \cdot t_w / (\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}))$$

$$= 1684,7 - (1/1,83^2) \cdot (35,5 \cdot 183 \cdot 1,2 / (1,1 \cdot \sqrt{3})) = 462,9 \text{ kN}$$

Prispevek osne sile, kot posledico izbočnih sil zanemarimo, saj ima majhen doprinos k vrednosti upogibnega momenta:

$$\Delta N_{st,Ed} = \sigma_m \cdot h_w^2 / \pi^2 = 0$$

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 462,9 \text{ kN}$$

#### Geometrijske karakteristike ojačitve

$$A_{st} = t_{p1} \cdot b_{p1} + (2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t_{p1}) \cdot t_w = 2 \cdot 20 + (2 \cdot 15 \cdot 0,81 \cdot 1 + 2) \cdot 1 = 66,3 \text{ cm}^2$$

...skupna površina ojačitve – ojačitev in del stojine (glej sliko 11)

$$x_{st} = t_{p1} \cdot b_{p1} \cdot (b_{p1}/2 + t_w/2) / A_{st} = 2 \cdot 20 \cdot (20/2 + 1/2) / 66,3 = 6,33 \text{ cm} \quad \dots \text{razdalja med težiščem stojine in prečne ojačitve (glej sliko 11)}$$

$$I_{st} = b_{p1}^3 \cdot t_{p1} / 12 + b_{p1} \cdot t_{p1} \cdot (b_{p1} / 2 + t_w / 2 - x_{st})^2 + t_w^3 \cdot (2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t_{p1}) / 12 + (2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t_{p1}) \cdot t_w \cdot x_{st}^2 = 20^3 \cdot 2 / 12 + 20 \cdot 2 \cdot (10 + 0,5 - 6,33)^2 + 1^3 \cdot (2 \cdot 15 \cdot 0,81 \cdot 1 + 2) / 12 + (2 \cdot 15 \cdot 0,81 \cdot 1 + 2) \cdot 1 \cdot 6,33^2 = 3350,55 \text{ cm}^4 \dots \text{vztrajnostni moment ojačitve}$$

### Kontrola torzijskega uklona ojačitve

Ker je ojačitev v polju enostranska, obstaja nevarnost torzijskega uklona. V ta namen je potrebno narediti kontrolo torzijskega uklona.

$$b_{p1} / t_{p1} = 20 / 2 = 10 \leq \sqrt{E / (5,3 \cdot f_y)} = \sqrt{21000 / (5,3 \cdot 35,5)} = 10,6 \quad \checkmark$$

### Kriterij za togo prečno ojačitev

Prečno ojačitev se lahko upošteva kot togo, če je izpolnjen kriterij minimalnega vztrajnostnega momenta.

$$a / h_w = 250 / 183 = 1,37 < \sqrt{2} = 1,41 \text{ Sledi: } I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2 = 147,10 \text{ cm}^4 \quad \checkmark$$

### Kontrola napetosti in pomikov v ojačitvi

Prečne ojačitve morajo izpolniti dva pogoja. Napetosti ne smejo prekoračiti napetosti na meji tečenja in pomik ne sme preseči dovoljenega pomika.

$$e_{max} = b_{p1} - x_{st} + t_w / 2 = 20 - 5,48 + 1/2 = 15,02 \text{ cm} \dots \text{razdalja od težišča ojačitve do roba ojačitve (glej sliko 11)}$$

$$e_{min} = e_0 = x_{st} = 6,33 \text{ cm} \dots \text{oddaljenost težišča ojačitve do težiščne osi stojine (glej sliko 11)}$$

$$w_0 = \min \left[ \frac{h_w}{300}; \frac{a}{300}; \frac{b}{300} \right] = 183 / 300 = 0,61 \text{ cm} \dots \text{začetna geometrijska nepopolnost}$$

$$N_{cr,st} = \pi^2 \cdot E \cdot I_{st} / h_w^2 = \pi^2 \cdot 21000 \cdot 3350,55 / 183^2 = 20736,38 \text{ kN} \dots \text{kritična uklonska sila ojačitve}$$

$$\sigma_{1-1} = -N_{st,Ed} / A_{st} - \frac{\sum N_{st,Ed} \cdot (e_0 + w_0) \cdot e_{min}}{I_{st}} \cdot \frac{1}{1 - \sum N_{st,Ed} / N_{cr,st}} = -462,9 / 66,3 - \frac{462,9 \cdot (6,33 + 0,61) \cdot 6,33}{3350,55} \cdot \frac{1}{1 - 462,9 / 20736,38} = -13,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2-2} = -N_{st,Ed} / A_{st} + \frac{\sum N_{st,Ed} \cdot (e_0 + w_0) \cdot e_{min}}{I_{st}} \cdot \frac{1}{1 - \sum N_{st,Ed} / N_{cr,st}} = -462,9 / 66,3 + \frac{462,9 \cdot (6,33 + 0,61) \cdot 6,33}{3350,55} \cdot \frac{1}{1 - 462,9 / 20736,38} = -0,8 \text{ kN/cm}^2$$

Polozicija napetosti 1-1 in 2-2 je vidna na sliki 11. Kontrola sta sedaj:

$$\sigma_{max} = \max\{|\sigma_{1-1}|, |\sigma_{2-2}|\} = 13,2 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y / \gamma_{M1} = 35,5 / 1,1 = 32,3 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

$$w = w_0 \cdot \frac{e_0 + w_0}{N_{cr,st} / \sum N_{st,Ed} - 1} = 0,61 \cdot \frac{6,33 + 0,61}{20736,38 / 462,9 - 1} = 0,09 \text{ cm} \leq w_0 = 0,61 \text{ cm} \quad \checkmark$$

#### 4.2.6 Zvar na stiku stojina-pasnica

Običajno je potrebna debelina kotnih zvarov med stojino in pasnico manj kot 3 mm, saj tak zvar prenaša le strižni tok iz enega dela na drug del prečnega prereza. V našem primeru se izkaže, da minimalna debelina zvara popolnoma ustreza obremenitvam. Slika 12 prikazuje pozicijo in debelino zvara. Merodajno obremenitev odčitamo iz preglednice 5.

$$V_{Ed} = 2061,7 \text{ kN}$$

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot (h_w/2 + t_f/2) = 60 \cdot 3,5 \cdot (183/2 + 3,5/2) = 19583 \text{ cm}^3 \dots \text{statični moment pasnice}$$

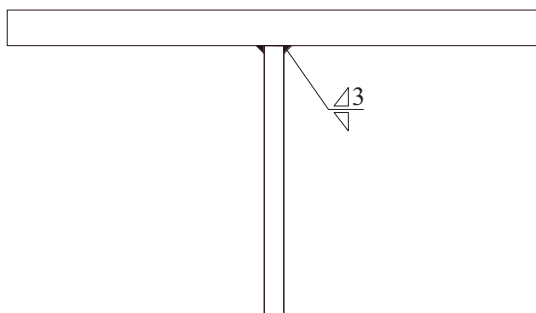
Izberemo debelino zvara: 3 mm

$\beta_w = 0,9$  ...korelacijski koeficient za kotne zware, odčitano iz Preglednice 4.1 v SIST EN 1993-1-8

$f_{vwd} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 49,0 / (\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 25,2 \text{ kN/cm}^2$  ...projektna strižna trdnost zvara

$$v_{II} = V_{Ed} \cdot S_f / (2 \cdot a \cdot I_y) = 2061,7 \cdot 19583 / (2 \cdot 0,3 \cdot 4163272) = 16,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{II} = 16,2 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 25,2 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$



Slika 12: Zvar stojina-pasnica

#### 4.2.7 Bočno podpiranje vzdolžnega nosilca

Bočna stabilnost je zagotovljena z vodoravnim povezjem v ravnini zgornje pasnice vzdolžnega nosilca. Povezje tvori 6 prečnih nosilcev in diagonalne zatege. Na ta način podpremo zgornjo pasnico vzdolžnega nosilca, izbočne sile pa ujamemo v diagonale. Kontrolo bočne zvrnitve naredimo v skladu s standardom SIST EN 1993-1, 6.3.2. V našem primeru uporabimo program LTBeam, s katerim določimo vrednost kritičnega momenta  $M_{cr}$ . Vhodni podatki so dimenzije in dolžina nosilca, robni pogoji in obremenitev. Predpostavimo konstanten potek maksimalnega momenta med bočnima podporama. Pri računu bočne zvrnitve AB plošče ne upoštevamo. Dobljeni kritični moment odčitamo iz priloge A.1.

$$M_{cr} = 98158 \text{ kNm} - \text{razdalja med bočnimi podporami: 5 m (glej prilogo A.1)}$$



Relativna vitkost bočne zvrnitve je:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{43823,9 \cdot 35,5 / (98158 \cdot 100)} = 0,398 \leq \overline{\lambda}_{LT,0} = 0,40$$

Ker je zgornji pogoj izpolnjen, bočne zvrnitve ni, zato sledi:  $\rightarrow \chi_{LT} = 1,0$

$$M_{Ed} = 12829,9 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,0 \cdot 43823,9 \cdot 35,5 / 1,1 / 100 = 14143,2 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

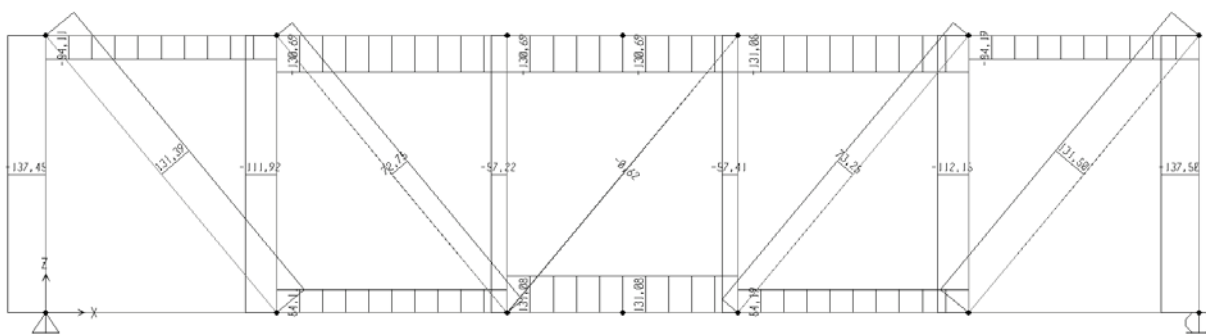
### Izbočna sila

Na podlagi poglavja 5.3.3 v SIST EN 1993-1-1 določimo izbočno silo  $q_d$ :

$$q_d = \beta \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{L} = \frac{1}{45,8} \cdot \frac{2 \cdot 6879,3}{25} = 12,0 \text{ kN/m}$$

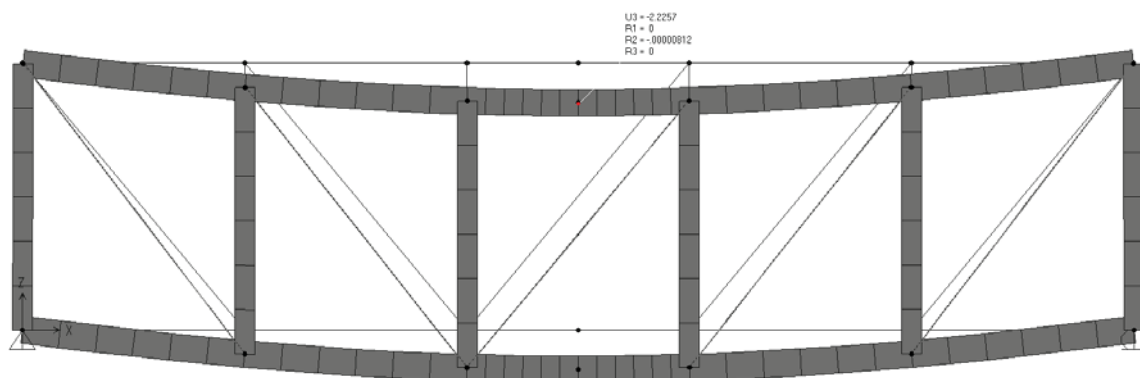
pri čemer je:

- $m = 2$  ...število podprtih elementov (z enim povezjem podpiramo 2 vzdolžna nosilca)
- $\delta_q = L/1000 = 2500/1000 = 2,5 \text{ cm}$  ...predpostavljeni upogibek povezja v lastni ravnini
- $N_{Ed} = M_{Ed} / (h_w + t_f) = 12829,9 \cdot 100 / (183 + 3,5) = 6879,3 \text{ kN}$  ...osna sila v težišču pasnice zaradi zunanje upogibne obremenitve
- $\beta = \frac{1}{45,8}$  ...koeficient (Glej: Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Pr. 3-7)



Slika 13: Osne sile kot posledica izbočne sile

Povezje mora biti dovolj togo, da lahko opravlja svojo nalogo, zato je potrebno opraviti kontrolo pomika povezja. Merodajen je pomik na sredini razpona povezja. Odčitamo ga iz slike 14.



Slika 14: Pomik horizontalnega povezja

$$w_{\text{povezja}} = 2,2 \text{ cm} \leq L/1000 = 2,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

### Diagonale v povezju

Spoj med pasnico vzdolžnega nosilca in diagonalne zatege je izveden kot členkast spoj, s čimer v zategi deluje le osna sila, na katero zatego tudi dimenzioniramo. V primeru delovanja tlačne osne sile se lahko zatega neovirano ukloni. Zatega je iz jekla S355, za vezno sredstvo pa uporabimo 1 vijak M24 kvalitete 10.9. Spoj je kategorije B, torej v MSU ne pride do zdrsa. Kontrola v diplomski nalogi ni izvedena. Merodajno silo odčitamo iz slike 13.

$$N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \dots \text{osna sila v zategi}$$

$$\Phi = 25 \text{ mm} \dots \text{premer zatege}$$

$$A = 4,91 \text{ cm}^2 \dots \text{površina prereza zatege}$$

$$1 \times M24 \text{ 10.9}; A = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ in } A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$f_{yb} = 90 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{napetost tečenja vijaka}$$

$$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{natezna trdnost vijaka}$$

$$d = 24 \text{ mm} \dots \text{premer stebila vijaka}$$

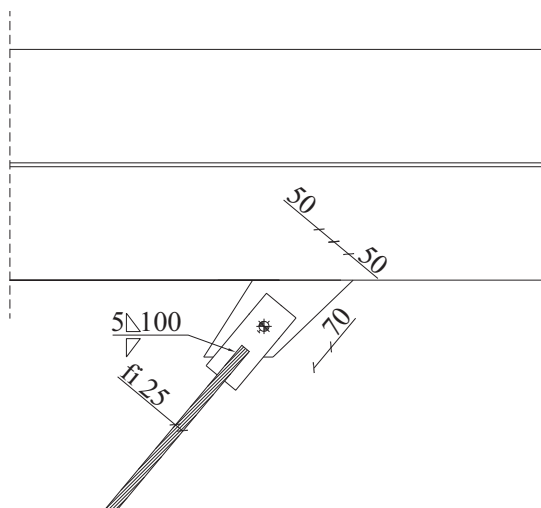
$$d_0 = 26 \text{ mm} \dots \text{premer luknje vijaka}$$

$$f_{vwd} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 25,2 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{projektna strižna trdnost zvara}$$

$$a = 5 \text{ mm} \dots \text{debelina zvara; } L_{zv} = 10 \text{ cm} \dots \text{dolžina zvara}$$

$$t_p = 1,5 \text{ cm} \dots \text{debelina vezne pločevine}$$

$$e_1 = 7 \text{ cm in } e_2 = 5 \text{ cm} \dots \text{robni oddaljenosti vijaka}$$



Slika 15: Diagonalna zatega

### Kontrola odpornosti zatege

$$\text{Bruto prerez: } N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 174,3 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$\text{Neto prerez: } N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq N_{neto} = 0,9 \cdot A_{neto} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 138,6 \text{ kN}$$

(predpostavimo, da je neto površina navoja  $0,80 \cdot A$ )

### Kontrola nosilnosti zvara

$$\sigma_{II} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_{zV}} = \frac{131,5}{2 \cdot 0,5 \cdot 10} = 13,2 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 25,2 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

### Kontrola nosilnosti vezne pločevine

Bruto prerez:

$$N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 532,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$A = t_p \cdot 2 \cdot e_2 = 15 \text{ cm}^2 \dots \text{površina bruto prereza vezne pločevine}$$

Neto prerez:

$$N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 391,6 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_p = 15 - 2,6 \cdot 1,5 = 11,1 \text{ cm}^2 \dots \text{površina neto prereza vezne pločevine}$$

### Kontrola strižne nosilnosti vijaka (ena strižna ravnina, prestrig skozi navoj vijaka)

$$N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 169,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

### Kontrola bočnega pritiska

$$\alpha_b = \min \left( \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) = \min(0,90; 2,04; 1,0) = 0,90$$

$$\alpha_d = (e_1 / (3 \cdot d_0); p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25) = (0,90; 0)$$

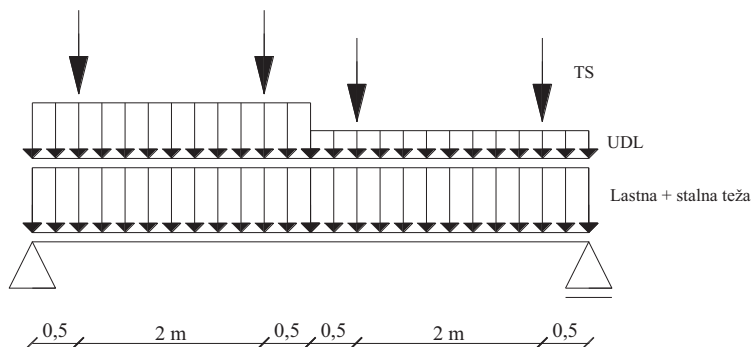
$$k_1 = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \cdot \frac{p_1}{d_0} - 1,7 \leq 2,5 \right) = (3,68 \leq 2,5; ) = 2,5$$

$$N_{Ed} = 131,5 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 317,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

## 5 PREČNI NOSILEC

### 5.1 Obremenitve prečnega nosilca

Na sliki 16 je prikazana postavitev obtežbe prečnega nosilca. Na podlagi te razporeditve smo v programu SAP določili merodajne upogibne obremenitve in prečne sile.



Slika 16: Merodajna postavitev obtežbe prečnega nosilca

V preglednici 9 so zbrane vrednosti vplivov, ki so uporabljene tekom diplomske naloge. Merodajno tlačno silo povzroči izbočna sila, ki je podana na sliki 13.

Preglednica 9: Obremenitve prečnega nosilca

L [m]	MSN		
	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
0	0,0	1117,8	-137,5
2,5	1559,3	372,6	-137,5
3	1526,1	100,4	-137,5

### 5.2 Kontrola nosilnosti v mejnem stanju

#### 5.2.1 Geometrijske karakteristike prereza

V preglednici 10 so zbrane geometrijske karakteristike prečnega nosilca.

Preglednica 10: Geometrijske karakteristike prečnega nosilca

	Prečni nosilec
$b_f / t_f / h_w / t_w$ [mm]	450 / 30 / 640 / 11
A [cm <sup>2</sup> ]	340,4
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	327240
$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	45570
$W_y$ [cm <sup>3</sup> ]	9349,7
$W_z$ [cm <sup>3</sup> ]	2025,3

### 5.2.2 Določitev razreda kompaktnosti prereza

Razredi kompaktnosti prereza so zbrani v preglednici 11.

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \quad \text{in} \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

- Izoliran element pasnica – tlak:  
 $c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$  ... mejno razmerje za 1.R.K.
- Izoliran element stojina – upogib in tlak:  
 $\psi > -1$ :  $c/t \leq 42 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi)$  ... mejno razmerje za 3.R.K.  
 $\psi \leq -1$ :  $c/t \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{-\psi}$  ... mejno razmerje za 3.R.K.

Preglednica 11: Razred kompaktnosti prečnega nosilca

Prečni nosilec	b [mm]	c [mm]	t [mm]	$\varepsilon$	c/t	c/t mejna	$\psi$	R.K.	R.K.
Zgornja pasnica	450	219,5	30	0,81	7,32	7,32	1	1	
Spodnja pasnica	450	219,5	30	0,81	7,32	7,32	1	1	3
Stojina	640	640	11	0,81	58,18	95,67	-0,95	3	

Iz preglednice 11 je razvidno, da prečni nosilec spada v 3.R.K.

### 5.2.3 Normalne napetosti

Merodajni obremenitvi odčitamo iz preglednice 9.

$$M_{Ed} = 1559,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 137,5 \text{ kN (tlak)}$$

$$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{y,el} =$$

$$137,5 / 340,4 + 1559,3 \cdot 100 / 9349,7 = 17,1 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y / \gamma_{M0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

### 5.2.4 Strižne napetosti

Prečni nosilec je sposoben brez ojačitev prevzeti celotno prečno obremenitev, ki je posledica obremenitve AB plošče skupaj s prometom. Postopek izračuna je opisan v točki 4.2.5. Rezultati kontrole striga so zbrani v preglednici 12.

Preglednica 12: Strižna nosilnost stojine prečnega nosilca

Element	h/t	h/t mejna	a [cm]	$k_\tau$	$\lambda_w$	$\chi_w$	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{b,Rd}$ [kN]
Prečni nosilec	58,2	48,82	600	5,39	0,82	1,01	1117,8	1321,4

### 5.2.5 Zvar na stiku stojina-pasnica

Kontrolo nosilnosti kotnega zvara naredimo po enakem postopku kot v točki 4.2.6. Debelina kotnega zvara je v tem primeru 4 mm. Merodajno obremenitev odčitamo iz preglednice 9.

$$V_{Ed} = 1117,8 \text{ kN}$$

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot (h_w/2 + t_f/2) = 45 \cdot 3 \cdot (64/2 + 3/2) = 4522,5 \text{ cm}^3 \dots \text{statični moment pasnice}$$

$$\beta_w = 0,9 \dots \text{korelacijski koeficient za kotne zware, odčitano iz Preglednice 4.1 v SIST EN 1993-1-8}$$

$$f_{vwd} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 49,0 / (\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 25,2 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{projektna strižna trdnost zvara}$$

$$v_{II} = V_{Ed} \cdot S_f / (2 \cdot a \cdot I_y) = 1117,8 \cdot 4522,2 / (2 \cdot 0,4 \cdot 327240) = 19,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{II} = 19,3 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 25,2 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

### 5.2.6 Bočna zvrnitev prečnega nosilca

Enako kot pri vzdolžnem nosilcu, tudi v tem primeru uporabimo program LTBeam za izračun kritičnega momenta bočne zvrnitve. Vrednost kritičnega momenta odčitamo iz priloge A.2.

$$M_{cr} = 7216,9 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{9349,7 \cdot 35,5 / (7216,9 \cdot 100)} = 0,68 > \overline{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,68 \leq \overline{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \times$$

V tem primeru zgornji pogoj ni izpolnjen, zato je potrebno v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1, 6.3.2.3 izvesti kontrolo bočne zvrnitve.

$$h/b_f = 70/45 = 1,56 \leq 2 \quad \rightarrow \quad \text{uklonska krivulja: c} \quad \alpha_{LT} = 0,49 \dots \text{faktor nepopolnosti}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - \overline{\lambda}_{LT,0})) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2 = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,68 - 0,4)) + 0,75 \cdot 0,68^2 \\ &= 0,74 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,75 \cdot 0,68^2}} = 0,84 \dots \text{redukcijski faktor bočne zvrnitve}$$

$$\chi_{LT} \leq 1/\overline{\lambda}_{LT}^2 = 1/0,55^2 = 3,31 \quad \checkmark$$

$$M_{Ed} = 1559,3 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,84 \cdot 9349,7 \cdot 35,5 / 1,1/100 = 2534,62 \text{ kNm}$$

Kriterij bočne zvrnitve je izpolnjen.

### 5.2.7 Interakcija tlak-upogib

Prečni nosilec je obremenjen s tlačno osno silo, ki je posledica izbočne sile vzdolžnega nosilca in upogibno obremenitvijo. V skladu s standardom SIST EN 1993-1-1, 6.3.3(4) je potrebno pri elementih s sočasnim vplivom upogiba in tlačne osne sile izpolniti kriterija:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Merodajne obremenitve odčitamo iz preglednice 9.

$$M_{Ed} = 1559,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 137,5 \text{ kN}$$

$$L_{uy,z} = 600 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{327240/340,4} = 31,01 \text{ cm} \dots \text{vztrajnostni polmer y-y os}$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = \sqrt{45570/340,4} = 11,57 \text{ cm} \dots \text{vztrajnostni polmer z-z os}$$

Uklonske krivulje:

$$\text{y-y os: krivulja b: } \alpha_y = 0,34; \bar{\lambda}_y = \frac{L_{uy}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \epsilon} = \frac{600}{31,01 \cdot 93,9 \cdot 0,81} = 0,25 > 0,2$$

$$\text{z-z os: krivulja c: } \alpha_z = 0,49; \bar{\lambda}_z = \frac{L_{uz}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \epsilon} = \frac{600}{11,57 \cdot 93,9 \cdot 0,81} = 0,68 > 0,2$$

$$\text{BZ: krivulja c: } \alpha_{LT} = 0,49; \bar{\lambda}_{LT} = 0,58 > 0,4$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,25 - 0,2) + 0,25^2) = 0,54$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,68 - 0,2) + 0,68^2) = 0,85$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,76 \cdot (0,58 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,58^2) = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}} = 0,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,68^2}} = 0,74$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,75 \cdot 0,58^2}} = 0,86$$

Na podlagi SIST EN 1993-1-1, Dodatka B, Preglednice B.2 sedaj določimo še interakcijska faktorja  $K_{yy}$  in  $K_{zy}$ :

$K_{yy}$ :

$$c_{my} \cdot \left[ 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq c_{my} \cdot \left[ 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right]$$

$$0,95 \cdot \left[ 1 + 0,6 \cdot 0,25 \cdot \frac{137,5}{0,98 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} \right] = 0,95 \leq 0,95 \cdot \left[ 1 + 0,6 \cdot \frac{137,5}{0,98 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} \right]$$

$$= 0,96$$

$K_{zy}$ :

$$\left[ 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot N_{Ed}}{(c_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq \left[ 1 - \frac{0,05 \cdot N_{Ed}}{(c_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right]$$

$$\left[ 1 - \frac{0,05 \cdot 0,68 \cdot 137,5}{(0,95 - 0,25) \cdot 0,74 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} \right] = 0,99 \leq \left[ 1 - \frac{0,05 \cdot 137,5}{(0,95 - 0,25) \cdot 0,74 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} \right]$$

$$= 0,99$$

Faktorja  $c_{my}$  in  $c_{mLT}$  sta faktorja nadomestnega upogibnega momenta. Določimo ju s pomočjo preglednice B.3 v standardu SIST EN 1993-1-1:

$$c_{my} = 0,95 \text{ in } c_{mLT} = 0,95$$

Zgornja kriterija sta sedaj:

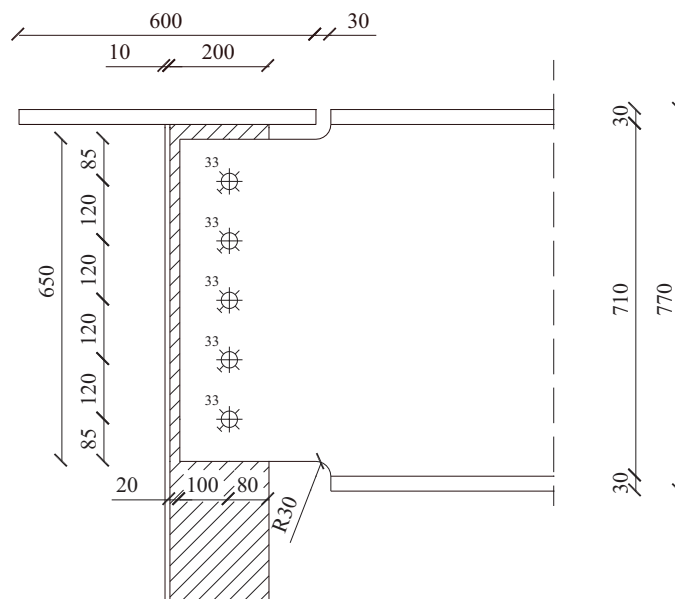
$$\frac{137,5}{0,98 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} + 0,95 \cdot \frac{1559,3 \cdot 100}{0,86 \cdot 9349,7 \cdot 35,5 / 1,1} = 0,58 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

$$\frac{137,5}{0,74 \cdot 340,4 \cdot 35,5 / 1,1} + 0,99 \cdot \frac{1559,3 \cdot 100}{0,86 \cdot 9349,7 \cdot 35,5 / 1,1} = 0,61 \leq 1,0 \quad \checkmark$$



## 6 SPOJ MED VZDOLŽNIM IN PREČNIM NOSILCEM

Spoj je zasnovan kot členkast spoj, s katerim prevzamemo izbočno silo in strižno obremenitev. Izveden je s priključno pločevino, ki se nadaljuje iz stojine prečnega nosilca in petih vijakov M30 10.9. Spoj je kategorije B, torej v MSU ne pride do zdrsa. Kontrola v diplomski nalogi ni izvedena. Merodajni obremenitvi odčitamo iz preglednice 9. Zaradi lažje izvedbe, pri kontroli odpornosti dotičnega spoja povečamo višino stojine prečnega nosilca iz prejšnjih 640 mm na 710 mm. Celoten spoj je viden na sliki 17.



Slika 17: Spoj med vzdolžnim in prečnim nosilcem

$V_{Ed} = 1117,8 \text{ kN}$  ...prečna obremenitev iz prečnega nosilca

$N_{Ed} = 137,5 \text{ kN}$  ...izbočna sila zaradi vzdolžnega nosilca

$$\Delta \geq a \cdot \sqrt{2} = 0,3 \cdot \sqrt{2} = 0,42 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Razmak: } \Delta = 2 \text{ cm}$$

$5 \times \text{M30 10.9}$ ;  $A = 7,07 \text{ cm}^2$  in  $A_s = 5,61 \text{ cm}^2$

$f_{yb} = 90 \text{ kN/cm}^2$  ...napetost tečenja vijaka

$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$  ...natezna trdnost vijaka

$d = 30 \text{ mm}$  ...premer stebila vijaka

$d_0 = 33 \text{ mm}$  ...premer luknje vijaka

V skladu s standardom SIST EN 1993-1-8, preglednico 3.3 določimo robne oddaljenosti in dovoljene razmake med vijaki:

$$e_1 = e_2 = 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 33 = 66 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 85 \text{ mm} = 8,5 \text{ cm} \text{ in } e_2 = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 33 = 99 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

Vertikalno in strižno obremenitev med seboj vektorsko seštejemo in dobimo celotno obremenitev spoja (zaradi bistveno večje prečne sile je smer rezultante kar enaka smeri strižne sile):

$$F_{v,Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + V_{Ed}^2} = \sqrt{137,5^2 + 1117,8^2} = 1126,2 \text{ kN}$$

Obremenitev enega vijaka je sedaj:

$$F_{v,Ed,1} = F_{v,Ed}/5 = 1126,2/5 = 225,2 \text{ kN}$$

### Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Prestrig skozi navoj vijaka (ena strižna ravnina):

$$F_{v,Ed,1} = 225,2 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A/\gamma_{M2} = 0,6 \cdot 100 \cdot 7,07/1,25 = 339,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

### Kontrola bočnega pritiska

Kontrolo opravimo v skladu s SIST EN 1993-1-8, Preglednica 3.4. Merodajna je tanjša izmed stikovanih pločevin (stojina prečnega nosilca), saj ima manjšo bočno odpornost.

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = \min(0,86; 0,96; 2,04; 1,0) = 0,86$$

$$\alpha_d = (e_1/(3 \cdot d_0); p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25) = (0,86; 0,96)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5\right) = (6,8 \leq 2,5; ) = 2,5$$

$$t = \min(t_{p1}; t_w) = (2; 1,1) = 1,1 \text{ cm}$$

$$F_{v,Ed,1} = 225,2 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t/\gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,86 \cdot 49 \cdot 3,0 \cdot 1,1/1,25 = 278,1 \text{ kN}$$

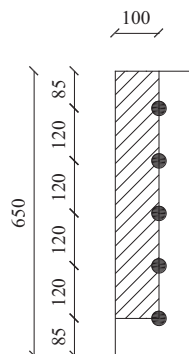
### Kontrola strižnega iztrga (*Block Shear*)

Zaradi nevarnosti iztrga dela spoja je potrebno v skladu s SIST EN 1993-1-8, 3.10.2 opraviti kontrolo strižnega iztrga. Merodajna je kontrola v nosilcu, saj je stojina nosilca tanjša (11 mm) kot je debelina prečne ojačitve (20 mm). Slika 18 prikazuje iztrg pločevine.

$$A_{nt} = (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_w = (10 - 0,5 \cdot 3,3) \cdot 1,1 = 9,2 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{površina pločevine med vijaki v nategu}$$

$$A_{nv} = (e_1 + 4 \cdot p_1 - 4,5 \cdot d_0) \cdot t_w = (8,5 + 4 \cdot 12 - 4,5 \cdot 3,3) \cdot 1,1 = 45,8 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{površina pločevine med vijaki v strigu}$$

$$V_{Ed} = 1117,8 \text{ kN} \leq V_{eff,2,Rd} = 0,5 \cdot A_{nt} \cdot f_u/\gamma_{M2} + A_{nv} \cdot f_y/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 0,5 \cdot 9,2 \cdot 49/1,25 + 45,8 \cdot 35,5/(\sqrt{3} \cdot 1,0) = 1119,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$



Slika 18: Ravnina strižnega iztrga spoja

## 7 DILATACIJA IN LEŽIŠČA

Naloga ležišča je prenašanje obremenitev mostu na podporno konstrukcijo in omogočanje neoviranega krčenja in raztezanja mostu. V našem primeru imamo opravka s pomičnim in nepomičnim ležiščem. Merodajne obremenitve odčitamo iz preglednice 5 in podpoglavja 2.4.2.

### Potrebna dilatacija

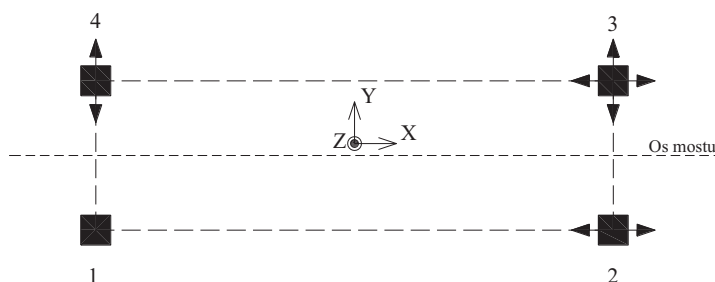
$\Delta L = \Delta L_x + \Delta L_p = 4,4 \text{ cm}$  ...celotna potrebna dilatacija v smeri vzdolžne osi mostu – os x

$\Delta L_x = L \cdot \alpha_s \cdot \Delta T_{n,ležišče} = 2500 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 94 = 2,8 \text{ cm}$  ...potrebna dilatacija zaradi spremembe temperature v smeri x osi – vzdolž mostu

$\Delta L_y = L \cdot \alpha_s \cdot \Delta T_{n,ležišče} = 600 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 94 = 0,7 \text{ cm}$  ...potrebna dilatacija zaradi spremembe temperature v smeri y osi – prečno na most

$\Delta L_p = \text{tgp} \cdot H = \text{tg}(0,0083) \cdot 190 = 1,6 \text{ cm}$  ...potrebna dilatacija zaradi vpliva prometa v smeri x osi

$\rho = \frac{w_{\text{KONČNI}} \cdot 16}{5 \cdot L} = \frac{6,51 \cdot 16}{5 \cdot 2500} = 0,0083$  ...zasuk ležišča okoli y osi zaradi zunanje obtežbe (promet)



Slika 19: Možna varianta dopustnih horizontalnih pomikov ležišč

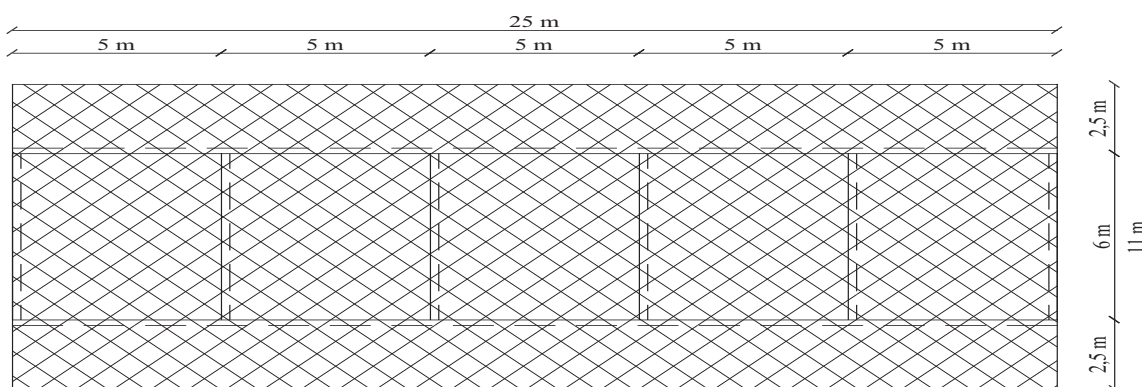
V preglednici 13 so zbrane prostostne stopnje in merodajne obremenitve posameznega ležišča. Številka 1 pomeni sproščeno, številka 0 pa preprečeno količino. Podane so zgolj vrednosti sil in pomikov kot posledica lastne in stalne obtežbe ter vpliva prometa. \*Vrednosti sil in pomikov kot posledica vpliva potresa in vetra na konstrukcijo niso podane. V primeru projektiranja dejanskega mostu bi bilo potrebno določiti še vrednosti teh sil in pomikov.

Preglednica 13: Ležišča

Ležišče	Prostostne stopnje						Merodajne sile in pomiki					
	Pomik			Zasuk			Sile			Pomiki		
	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\varphi_x$	$\varphi_y$	$\varphi_z$	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$U_x$ [cm]	$U_y$ [cm]	$U_z$ [cm]
1	0	0	0	1	1	1	$\pm 288,6$	/*	2061,7	0	0	0
2	1	0	0	1	1	1	0	/*	2061,7	$\pm 4,4$	0	0
3	1	1	0	1	1	1	0	0	2061,7	$\pm 4,4$	$\pm 0,7$	0
4	0	1	0	1	1	1	$\pm 288,6$	0	2061,7	0	$\pm 0,7$	0

## 8 AB VOZIŠČNA PLOŠČA

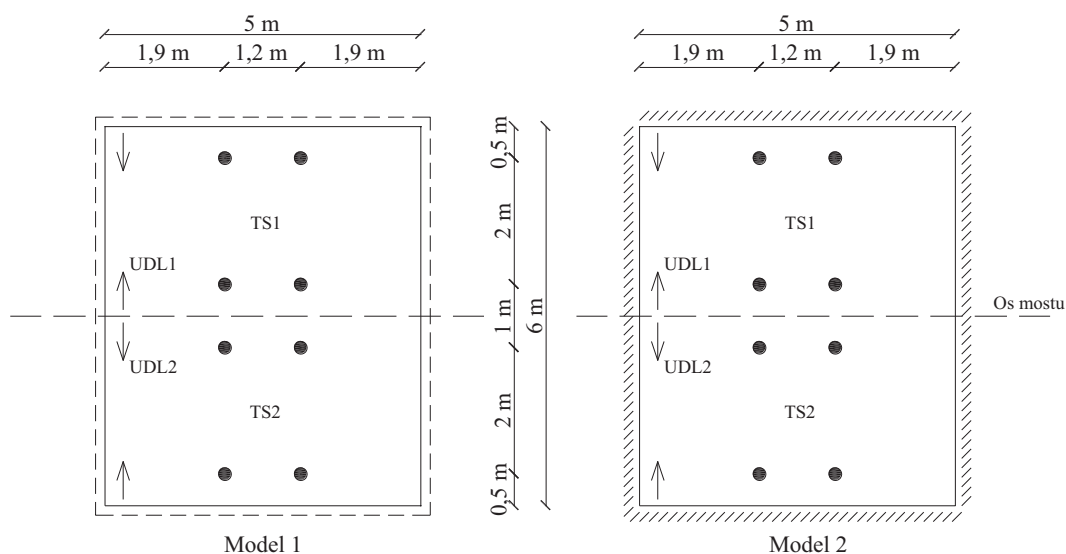
Računski model plošče je zasnovan kot prostoležeča plošča debeline 30 cm, ki poteka kontinuirano preko celotne dolžine mostu. Plošča je podprta s prečnimi in vzdolžnima nosilcema. V poljih je plošča nosilna tako v prečni kot tudi v vzdolžni smeri. Na konzoli se celotna obtežba plošče prenaša v prečni smeri na vzdolžna nosilca. V diplomski nalogi ocenimo potrebno armaturo. Ploščo dimenzioniramo v štirih prerezih: maksimalna pozitivna armatura v polju in armatura zaradi torzijskega momenta v vogalu, negativna armatura nad prečnimi nosilci in negativna armatura nad vzdolžnima nosilcema. Obremenitve plošče so izračunane s programom SAP.



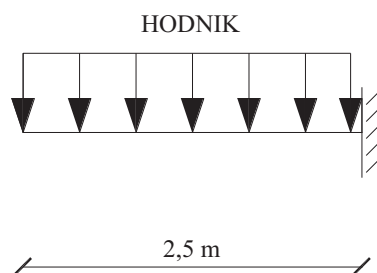
Slika 20: Prostoležeča AB plošča

### Obtežba plošče

Ploščo dimenzioniramo na obremenitve zaradi lastne in stalne teže ter vpliva prometa. Teža jeklene konstrukcije se v računu ne upošteva. Koristna obtežba plošče je definirana v poglavju 2, pri čemer je potrebno v skladu s SIST EN 1991-2 koristno obtežbo upoštevati tako, da povzroča kar najbolj neugoden vpliv na konstrukcijo. Računska modela za dimenzioniranje posameznega prereza plošče, skupaj s koristno obtežbo, sta prikazana na sliki 21. Obtežbo tandemov (TS) smo v tem primeru upoštevali kot točkovno obtežbo. Računski model za dimenzioniranje armature nad vzdolžnima nosilcema je prikazan na sliki 22.



Slika 21: Računska modela AB plošče – Model 1 in 2



Slika 22: Računski model AB konzole – Model 3

Pri dimenzioniranju plošče v vseh prerezih upoštevamo enake mejne deformacije armature in betona:  
 $\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5 \text{ ‰} \quad \rightarrow \quad k_x = 0,259; k_s = 1,121; k_d = 0,187$

Minimalna potrebna armatura na enoto širine plošče:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{sk} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot 0,35 / 50 \cdot 100 \cdot 30 = 5,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 3,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### A) Maksimalna pozitivna armatura v polju – MODEL 1

Pri dimenzioniranju armature v polju se postavimo na maksimalno varno stran in tako upoštevamo prostoležečo pravokotno ploščo (Model 1). V ta namen dobimo ekstremno vrednost potrebne armature v polju.

#### B) Armatura zaradi torzijskega momenta v vogalu – MODEL 1

V prostoležeči plošči se v vogalih pojavi torzijski moment  $M_{xy}$ . V ta namen je potrebno določiti potrebno armaturo v vogalih, s katero prevzamemo torzijski moment.

#### C) Negativna armatura nad vzdolžnima nosilcema – MODEL 2 in MODEL 3

Obremenitvi določimo iz modela 2 in 3. Merodajen je model 2.

#### D) Negativna armatura nad prečnimi nosilci – MODEL 2

Merodajni moment nad prečnimi nosilci dobimo iz modela 2.

V preglednici 14 so zbrani podatki izračuna momentov s programom SAP. Podane so zgolj konice merodajnih momentov za dimenzioniranje armature v plošči.

Preglednica 14: Potrebna armatura AB plošče

Armatura	Model	Smer	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$k_d$	$k_s$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]
A	1	$M_{xx}$	+ 205,36	0,114	1,121	20,4
	1	$M_{yy}$	+ 182,39	0,109	1,121	18,8
B	1	$M_{xy}$	± 70,58	0,039	1,121	7,0
C	3	$M_{yy}$	- 82,14	0,049	1,121	8,5
	2	$M_{yy}$	-150,23	0,090	1,121	15,5
D	2	$M_{xx}$	-132,29	0,073	1,121	13,1

Na podlagi dobljene potrebne armature določimo dejanski prerez armature v AB plošči:

- A) pri določitvi dejanske pozitivne armature v polju upoštevamo poenostavitev in v smereh obeh osi izberemo enako armaturo:  $\Phi 18/10$  cm ;  $A_{s,dej} = 25,45$  cm<sup>2</sup>/m
- B) pri določitvi dejanske armature zaradi torzijskega momenta upoštevamo predpostavko:
- maksimalno pozitivno armaturo v plošči namestimo v smereh obeh osi do robov plošče, s čimer zadostimo tudi kriteriju potrebne armature zaradi torzijskega momenta na spodnji strani plošče
  - negativni armaturi nad prečnim in vzdolžnim nosilcem namestimo tako, da z njima zadostimo tudi kriteriju potrebne armature zaradi torzijskega momenta v vogalu na zgornji strani plošče
- C) armatura nad vzdolžnim nosilcem:  $\Phi 18/15$  cm ;  $A_{s,dej} = 16,96$  cm<sup>2</sup>/m
- D) armatura nad prečnim nosilcem:  $\Phi 18/15$  cm ;  $A_{s,dej} = 16,96$  cm<sup>2</sup>/m

## 9 KONTROLA KONSTRUKCIJE - MSU

### 9.1 Normalne in strižne napetosti v konstrukcijskem jeklu

V skladu s SIST EN 1993-2, 7.3 je potrebno pri karakteristični obtežni kombinaciji MSU1 preveriti napetosti v konstrukcijskem jeklu. V preglednici 15 so zbrani podatki kontrole napetosti vzdolž mostu.

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{normalne napetosti v pasnici}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} = \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 20,50 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{strižne napetosti v stojini}$$

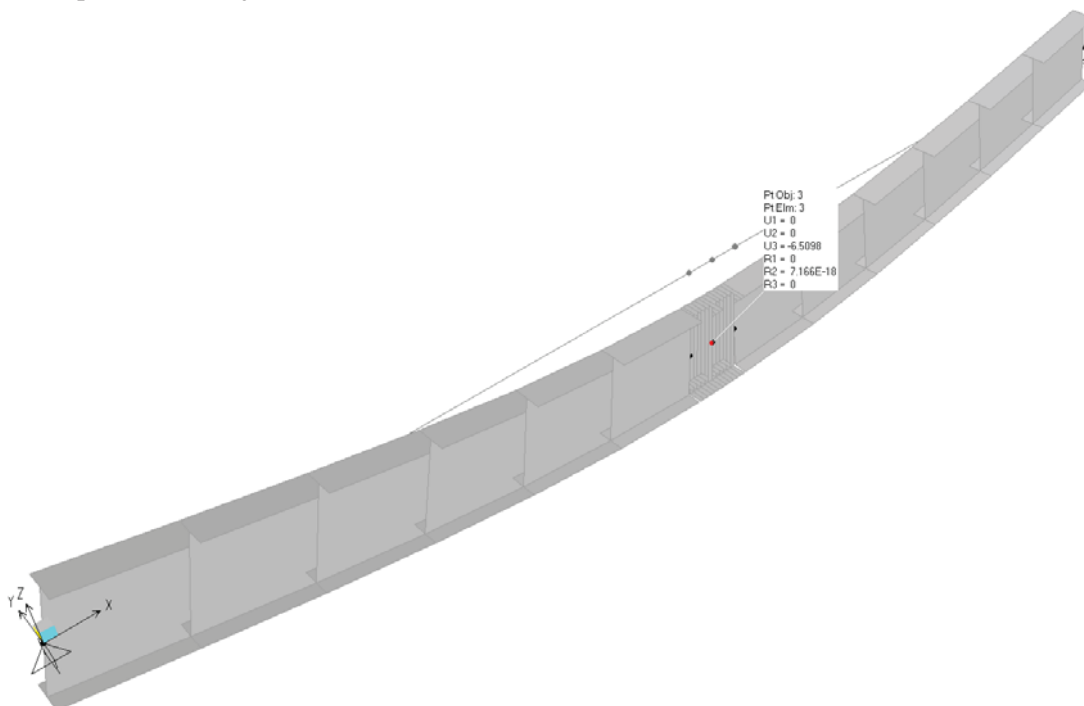
$$\sigma_{misses,ser} = \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{Von Missesove napetosti}$$

Preglednica 15: Kontrola napetosti v MSU

L [m]	$\sigma_{Ed,ser}$	$\tau_{Ed,ser}$	Von Misses	Kontrola
0	0,00	8,35	14,45	$\leq 35,5$
2,5	7,84	6,82	14,17	$\leq 35,5$
5	13,92	5,29	16,67	$\leq 35,5$
7,5	18,26	3,77	19,39	$\leq 35,5$
10	20,85	2,24	21,21	$\leq 35,5$
12,5	21,69	0,00	21,69	$\leq 35,5$

### 9.2 Poves vzdolžnega nosilca

V fazi uporabe je potrebno pri pogosti obtežni kombinaciji preveriti deformacije konstrukcije. Izračunani poves nosilca je viden na sliki 23.



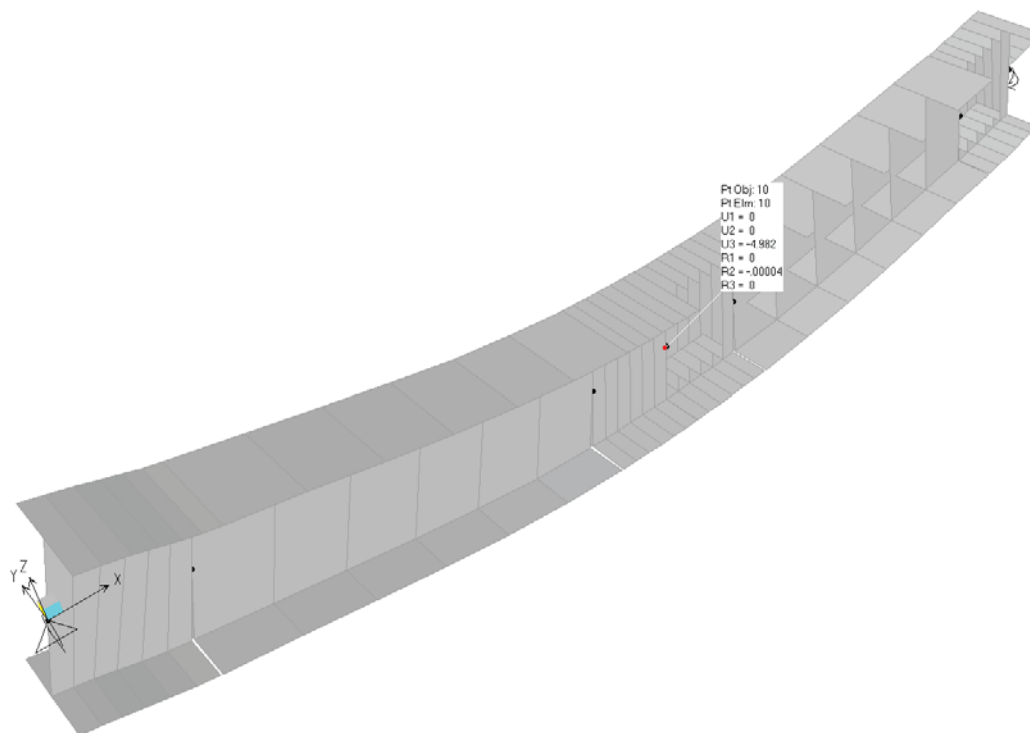
Slika 23: Poves vzdolžnega nosilca

Celoten povos nosilca znaša:  $w = 6,51 \text{ cm} \approx \frac{L}{385}$

Povos takšnega velikostnega reda bi lahko vplival na udobje uporabnikov, kar smo pokazali v nadaljevanju - točka 9.4.

### 9.3 Povos krajnega prečnega nosilca

V skladu s SIST EN 1993-2, 7.8.2 povos prečnega nosilca na začetku oz. koncu mostu ne sme preseči predpisnega povosa 5 mm pri pogosti obtežni kombinaciji. Izračunani pomik je viden na sliki 24.



Slika 24: Povos krajnega prečnega nosilca

Iz slike 24 vidimo, da je zgornji kriterij izpolnjen:  $w = 4,98 \text{ mm} \leq w_{\text{dop}} = 5 \text{ mm}$

✓

### 9.4 Vibracije

V skladu s standardom SIST EN 1993-2 je potrebno upoštevati udobnost uporabnikov, za kar podaja omejitve pospeškov, ki delujejo na uporabnika. Standard ne podaja omejitev vibracij za cestne mostove, temveč je to stvar dogovora med projektantom in investitorjem. V našem primeru kljub temu izvedemo kontrolo vibracij na podlagi omejitev za železniške mostove.

$n_{0,\text{min}} = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 23,58 \cdot 25^{-0,592} = 3,5 \text{ Hz}$  ...spodnja meja naravne frekvence (Glej: SIST EN 1991-2, 6.4.4)



Na podlagi SIST EN 1991-2, 6.4.4, opombe 8, lahko pri enostavno podprtih mostovih frekvenco izračunamo po spodnji enačbi:

$$n_0 = 17,75/\sqrt{\delta_0} = 17,75/\sqrt{51,9} = 2,5 \text{ Hz}$$

pri čemer je  $\delta_0$  [mm] poves nosilca zaradi stalne teže.

Na podlagi zgoraj izračunane frekvence vidimo, da znaša nihajni čas 0,4 sekunde. Sklepamo, da je potrebna natančnejša dinamična analiza, pri kateri je potrebno izračunati pospeške in nato preveriti kriterije za udobje uporabnikov.

$$n_0 = 2,5 \text{ Hz} \geq n_{0,\min} = 3,5 \text{ Hz} \quad \times$$

Vidimo, da potrebni kriterij ni izpolnjen. V nadaljevanju naredimo kontrolo z ustreznim povečanjem prereza tako, da bo spodnja meja frekvence dosežena:

$$n_0 = 17,75/\sqrt{\delta_0} = 17,75/\sqrt{25,0} = 3,55 \text{ Hz} \geq n_{0,\min} = 3,5 \text{ Hz} \quad \checkmark$$

Ena izmed možnih rešitev izpolnitve kriterija je, da bi zdajšnjo višino stojine iz 183 cm povečali na 263 cm. Tak nosilec z vidika nosilnosti ni primeren, saj bi bila njegova izkoriščenost premajhna za merodajne obtežbe, ki se pojavijo na mostu. Iz tega pogoja je moč razbrati tudi, da bi bilo potrebno poves vzdolžnega nosilca omejiti na približno  $L/1000$ , s čimer bi bil kriterij vibracij, ki sicer velja za železniške mostove, izpolnjen.

## 9.5 Omejitev dihanja stojine

Zaradi nevarnosti porušitve pri utrujanju je potrebno v skladu z SIST EN 1993-2, 7.4 izvesti kontrolo dihanja stojine. Za cestne mostove je potrebno izpolniti pogoj:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{184}{1} = 184 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 30 + 4 \cdot L = 130 \\ 300 \end{array} \right. \quad \times$$

pri čemer je  $L$  dolžina mostu.

Pogoj, pri katerem lahko dihanje stojine zanemarimo ni izpolnjen, zato je potrebno v skladu s standardom SIST EN 1993-2, 7.4(3) izvesti kontrolo po enačbi:

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

pri čemer je:

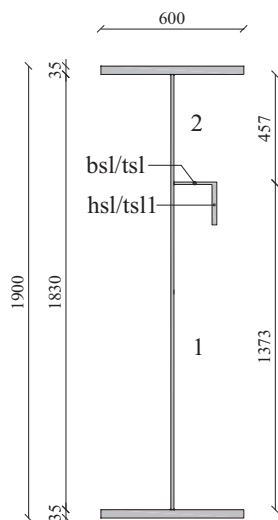
- $\sigma_{x,Ed,ser}$  ... normalna napetost v MSU pri pogosti obtežni kombinaciji
- $\tau_{x,Ed,ser}$  ... strižna napetost v MSU pri pogosti obtežni kombinaciji
- $k_\sigma$  ... koeficient lokalnega izbočenja vitkih pločevin
- $k_\tau$  ... koeficient lokalnega izbočenja v strigu
- $\sigma_E = 190000 \cdot (t/a)^2$  [MPa]

Potrebno kontrolo dihanja stojine smo naredili na treh pozicijah vzdolž mostu – pri  $x = 0$  m,  $x = 7,5$  m in  $x = 12,5$  m. V preglednici 16 so zbrani rezultati izračuna.

Preglednica 16: Kontrola dihanja stojine

x [m]	Panel	$\sigma_{x,Ed,ser}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\tau,Ed,ser}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	a [cm]	$k\sigma$	$k\tau$	Kontrola
0	I	0,00	6,66	183	23,9	7,48	1,73 $\leq$ 1,1
7,5	III	15,13	3,00	183	23,9	7,48	1,36 $\leq$ 1,1
12,5	V	18,71	0,00	183	23,9	5,88	1,38 $\leq$ 1,1

Iz preglednice 16 je razvidno, da kontrole dihanje stojine v nobeni kontrolni točki niso izpolnjene. V ta namen za izpolnitev kriterijev predlagamo naslednjo rešitev. V vseh panelih vzdolž nosilca privarimo vzdolžne kompaktne ojačitve z dimenzijami  $b_{sl}/t_{sl} = 180/10$  mm in  $h_{sl}/t_{sl1} = 180/20$  mm na četrtini višine stojine in v panelu I zgostimo prečne vertikalne ojačitve na medsebojno razdaljo 140 cm. Na sliki 25 je prikazan prečni prerez vzdolžnega nosilca s predlagano vzdolžno ojačitvijo. V preglednici 17 so zbrani rezultati izračuna z upoštevanjem vzdolžnih ojačitev.



Slika 25: Dihanje stojine – vzdolžni nosilec z vzdolžno ojačitvijo

Preglednica 17: Kontrola dihanja stojine – vzdolžne ojačitve

x [m]	Panel	$\sigma_{x,Ed,ser}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\tau,Ed,ser}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	a [cm]	$k\sigma$	$k\tau$	Kontrola
0	1	0,00	8,88	137,3	53,82	9,19	1,05 $\leq$ 1,1
	2	0,00	26,67	45,7	5,29	5,71	0,56 $\leq$ 1,1
7,5	1	15,13	4,00	137,3	53,82	6,55	0,72 $\leq$ 1,1
	2	15,13	12,02	45,7	5,29	5,47	0,41 $\leq$ 1,1
12,5	1	18,71	0,00	137,3	53,82	6,55	0,34 $\leq$ 1,1
	2	18,71	0,00	45,7	5,29	5,47	0,39 $\leq$ 1,1

Dodatno bi bilo potrebno narediti še kontrolo celotne stojine, kot pločevine, ojačane z vzdolžnimi ojačitvami, v skladu s standardom SIST EN 1993-1-5, dodatek A.2. Navodilo za kontrolo pločevine z ojačitvami v standardu SIST EN 1993-2 ni podano.

## 9.6 Utrujanje mostne konstrukcije

Zaradi cikličnega obremenjevanja mostu obstaja nevarnost poškodb jekla. V skladu s standardom SIST EN 1993-2, 9 je potrebno za cestne mostove narediti kontrolo utrujanja, s čimer se zagotovi ustrezen nivo varnosti konstrukcije pred poškodbami tekom celotne življenjske dobe. V našem primeru smo za kontrolo uporabili metodo, ki dopušča razvoj poškodb. V ta namen je potrebno tekom uporabe zagotoviti nemoten dostop do detajlov in uporabiti ustrezne metode kontrole detajlov.

V skladu s standardom SIST EN 1993-2, 9.2.2(1) je potrebno pri kontroli utrujanja cestnih mostov upoštevati obtežni model 3 za utrujanje (LMF3) iz standarda SIST EN 1991-2, 4.6.4.

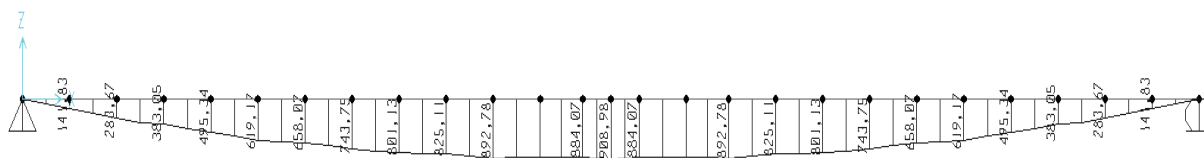
V skladu s standardom je potrebno pri kontroli utrujanja s konstantno amplitudo napetosti zadostiti pogoju:

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} \leq 1,0 \quad \text{oz.} \quad \frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\tau}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF}} \leq 1,0$$

pri čemer je:

- $\Delta\sigma_c$  oz.  $\Delta\tau_c$  ...konstantna amplituda normalnih oz. strižnih napetosti
- $\gamma_{FF}$  ...parcialni varnostni faktor za ekvivalentno konstantno amplitudo napetosti
- $\gamma_{MF}$  ...materialni varnostni faktor za utrujanje
- $\Delta\sigma_c$  oz.  $\Delta\tau_c$  ...referenčna vrednost trdnosti utrujanja pri 2 milijonih ciklov

Upogibne obremenitve zaradi obtežnega modela utrujanja LMF3 so vidne na sliki 26:



Slika 26: Projektne vrednosti upogibnega momenta – LMF3

**Faktor ekvivalentnih poškodb**  $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$

- $\lambda_1$  ...faktor vpliva poškodb zaradi prometa, odvisen od vplivne dolžine. Določi se ga na podlagi grafa 9.5 iz standarda SIST EN 1993-2:

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot (L - 10)/70 = 2,4 \quad \dots \text{moment v polju}$$

- $\lambda_2$  ...faktor vpliva gostote prometa. Določi se ga na podlagi SIST EN 1993-2, 9.5.2(3).

Predpostavimo: število tovornjakov:  $N_o = 0,5 \cdot 10^6$  (Glej: SIST EN 1991-2, tabela 4.5(n)).

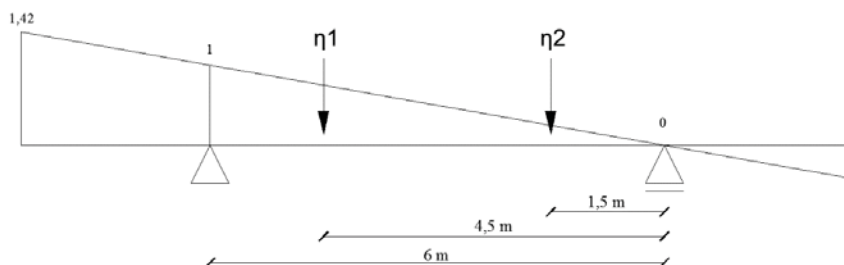
Predpostavimo:  $Q_{m1} = 445$  kN ...povprečje tež seta tovornjakov za LMF4

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{\text{obs}}}{N_o}\right)^{1/5} = \frac{445}{480} \cdot \left(\frac{0,125 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 10^6}\right)^{1/5} = 0,703$$

- $\lambda_3$  ...faktor vpliva projektne življenjske dobe mostu, ki znaša 100 let:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{LD}}{100}\right)^{1/5} = \left(\frac{100}{100}\right)^{1/5} = 1,0$$

- $\lambda_4$  ...vpliv zasedenosti posameznih prometnih pasov. Zajema vpliv prometne obtežbe za utrujanje na dodatnih vozniških pasovih, pri čemer predpostavimo enako število tovornjakov na obeh vozniških pasovih. Vrednost  $\eta$  predstavlja vrednost prispevka i-tega voznega pasu, določena s pomočjo vplivnice v prečni smeri, k vrednosti notranje sile, ki povzroča utrujanje:



Slika 27: Utrujanje – prispevek i-tega voznega pasu

$$\eta_1 = \frac{4,5}{6} = 0,75 \text{ in } \eta_2 = \frac{1,5}{6} = 0,25$$

$$\lambda_4 = \left( 1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left( \frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^5 \right)^{1/5} = \left( 1 + 1 \cdot \left( \frac{0,25}{0,75} \right)^5 \right)^{1/5} = 1,0$$

- $\lambda_{\max}$  ...maksimalna vrednost faktorja ekvivalentnih poškodb, določena na podlagi tabele, poleg grafa 9.6 v standardu SIST EN 1993-2:

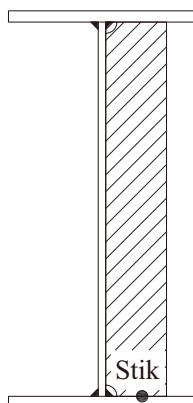
$$\lambda_{\max} = 2 \dots \text{v polju}$$

Ekvivalentni faktor poškodb je:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2,4 \cdot 0,703 \cdot 1 \cdot 1,33 = 1,69 \leq \lambda_{\max} = 2 \dots \text{moment v polju}$$

### 9.6.1 Stik: Spodnja pasnica–prečna ojačitev

Kontrolo naredimo pri razdalji  $x = 10$  m od začetka mostu – konec panela IV.



Slika 28: Kontrola utrujanja – stik: spodnja pasnica-prečna ojačitev

Kategorija detajla: 80 ( $t_{ojačitve} \leq 50 \text{ mm}$ ) (Glej: SIST EN 1993-1-9, Preglednica 8.4)

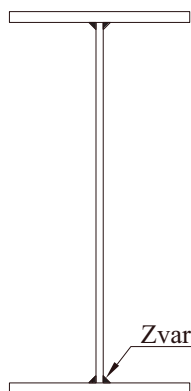
- opis: prečni priključki – navpična ojačitev, privarjena na valjan ali varjen nosilec
- zahteva: konci zvara morajo biti pazljivo obrušeni, da se odstranijo vse zajede, ki bi lahko bile prisotne

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta M_{y,LMF3}(x = 10 \text{ m})}{W_{y,eff}} = \frac{892,78 \cdot 100}{41114,23} = 2,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kontrola: } \frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} = \frac{1,69 \cdot 2,17}{8 / 1,15} = 0,60 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

### 9.6.2 Stik: Stojina-pasnica

Kontrolo naredimo na sredini razpona mostu pri  $x = 12,5 \text{ m}$  – sredina panela V.



Slika 29: Kontrola utrujanja – stik: stojina-pasnica

Kategorija detajla: 125 (Glej: SIST EN 1993-1-9, Preglednica 8.2)

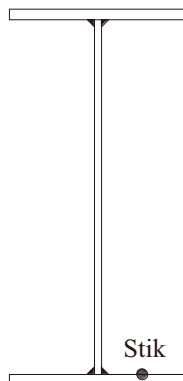
- opis: neprekinjeni vzdolžni zvar – dvostranski avtomatski čelni zvar
- zahteva: v zvaru niso dovoljene prekinitve varjenja, razen kadar gre za popravilo zvara, ki ga opravi strokovnjak in se z ustreznim preverjanjem zagotovi nadzor popravila

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta M_{y,LMF3}(x = 12,5 \text{ m})}{W_{y,eff}} = \frac{908,98 \cdot 100}{41114,23} = 2,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kontrola: } \frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} = \frac{1,69 \cdot 2,21}{12,5 / 1,15} = 0,34 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

### 9.6.3 Stik: Prečni čelni zvar vzdolžnega nosilca

Vzdolžni nosilec je na sredini razpona pri  $x = 12,5$  m spojen s čelnim zvarom. Kontroliramo napetosti v natezni (spodnji) pasnici.



Slika 30: Kontrola utrujanja – stik: prečni čelni zvar vzdolžnega nosilca

Kategorija detajla: 112 (Glej: SIST EN 1993-1-9, Preglednica 8.3)

- opis: varjenje brez podkorenskega traku: spoj v pasnici in stojini polnostenskih nosilcev pred sestavo nosilcev
- zahteva: vsi zvari pobrušeni do ravnine pločevine. Varjenje se izvede ob pomoči iztečnih talonov, ki morajo biti po varjenju odstranjeni. Na robu pločevin morajo biti zvari pobrušeni v smeri delovanja napetosti do roba pločevine. Obojestransko varjeni zvari se preverijo z neporušnimi preiskavami.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta M_{y,LMF3}(x = 12,5 \text{ m})}{W_{y,eff}} = \frac{908,98 \cdot 100}{41114,23} = 2,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kontrola: } \frac{Y_{FF} \cdot \Delta\sigma}{\Delta\sigma_c / Y_{MF}} = \frac{1,69 \cdot 2,21}{11,2 / 1,15} = 0,38 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

## 10 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo prikazali postopek projektiranja in dimenzioniranja enostavnega jeklenega prostoležečega cestnega mostu z uporabo evropskih standardov Evrokod s poudarkom na standardu SIST EN 1993, ki zajema projektiranje jeklenih konstrukcij. Standard SIST EN 1991-2, ki obravnava vplive prometa na mostove, je smiselno definiran in podaja ustrezne obremenitve mostov, s čimer smo dobili realne vrednosti obremenitev elementov, na katere so prerezi in spoji dimenzionirani. Slednji standard, skupaj s standardom SIST EN 1993-2, ki obravnava jeklene mostove, se smiselno dopolnjujeta in dobro opisujeta potrebne kontrole.

Na podlagi podanih obremenitev iz standardov smo izvedli postopek dimenzioniranja jeklene konstrukcije. Obtežba v času gradnje je manjša, kot obtežba v končnem času, zato je bila slednja merodajna za dimenzioniranje prerezov. Zasnovana jeklena konstrukcija mostu v celoti izpolnjuje potrebne kontrole MSN, težava pa nastopi pri kontrolah MSU. Na podlagi kontrole vibracij smo prišli do ugotovitve, da bi bilo potrebno povese vzdolžnega nosilca omejiti na velikostni red  $L/1000$ . S to vrednostjo povesa bi bila udobnost uporabnikov v okviru priporočenih mej. V nadaljevanju smo podali primer prereza nosilca, pri katerem povese znaša  $L/1000$ , a je izkoriščenost takega prereza pri merodajni obremenitvi zelo nizka, zato kot rešitev predlagamo sovprežno konstrukcijo.

Kot opcijo 2 bi lahko izbrali izvedbo, pri kateri bi most vpeli v podpore in s tem zmanjšali povese, a bi se zaradi tega v konstrukciji pojavile dodatne tlačne in natezne napetosti zaradi oviranega krčenja in raztezanja mostu, poleg tega pa bi za sidranje teh velikih sil potrebovali tudi velike opornike.

---

**VIRI**

---

Beg, D., Pogačnik A. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Beg, D., 2010. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 113 str.

Beg, D., Kuhlmann, U., Davaine, L., Braun, B. 2010. Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: Design of plated structures, 1st edition. Brussels, ECCS – European Convention for Structural Steelwork, Berlin, Ernst & Sohn: 271 str.

SIST EN 1990: 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1991-1-5: 2004. Evrokod 1: Vpliv na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1991-1-6: 2005. Evrokod 1: Vpliv na konstrukcije – 1-6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1991-2: 2004. Evrokod 1: Vpliv na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

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

SIST EN 1993-1-5: 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-5. del: Elementi pločevinaste konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1993-1-8: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

SIST EN 1993-1-9: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-9. del: Utrujanje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo



## SEZNAM PRILOG

### **PRILOGA A Kritični moment bočne zvrnitve**

- A.1 Vrednost kritičnega momenta  $M_{cr}$  med bočnima podporama vzdolžnega nosilca
- A.2 Vrednost kritičnega momenta  $M_{cr}$  prečnega nosilca

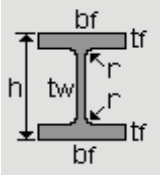
### **PRILOGA B Načrti**

- B.1 Karakteristični prerez mostu
- B.2 Tloris jeklene konstrukcije
- B.3 Spoj med vzdolžnim in prečnim nosilcem

Načrti formata A3 in A2 so vpeti na koncu sklopa Priloge.

## PRILOGA A: Kritični moment bočne zvrnitve

### A.1: Vrednost kritičnega momenta $M_{cr}$ med bočnima podporama vzdolžnega nosilca

<b>Beam</b>			
Total length	L	=	5 m
Number of elements	N	=	100
<b>Steel</b>			
Young modulus	E	=	210000 MPa
Poisson's coefficient	$\nu$	=	0,3
Shear modulus	G	=	80769 MPa
<b>Section - By Dimensions</b>			
			
Total height	h	=	1900 mm
Web thickness	tw	=	10 mm
Flange width	bf	=	600 mm
Flange thickness	tf	=	35 mm
Radius	r	=	0 mm
Weak flexural inertia	Iz	=	126015 cm <sup>4</sup>
Torsional constant	It	=	1714,8 cm <sup>4</sup>
Warping constant	Iw	=	1,0958E=9 cm <sup>6</sup>
Wagner factor	$\beta_S$	=	0 mm
Shear centre position /G	zS	=	-1,4783E-13 mm

#### **Loading**

##### **Supports at Ends in the Plane of Bending**

Hinged at both ends

##### **External End Moments**

Left end moment	M1	=	-12829,9 kN.m
Right end moment	M2	=	12829,9 kN.m
End moments ratio (-M1/M2)	$\psi$	=	1,000

Maximum moment	Mmax	=	12830 kN.m
Abscissa/L	xf	=	0,000

#### **Critical Moment**

##### **Eigenvalue solving**

Dichotomic process on determinant			
Convergence tolerance	$\varepsilon$	=	0,0001
Number of iterations performed	nit	=	16
Convergence achieved			
Eigenvalue obtained	$\mu$	=	7,6508

##### **Critical Moment**

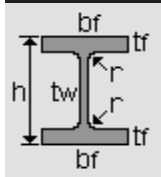
Critical value of maximum moment	Mcr	=	98158 kN.m
Abscissa/L	xf	=	0,000

**A.2: Vrednost kritičnega momenta  $M_{cr}$  prečnega nosilca****Beam**

Total length	L	=	6	m
Number of elements	N	=	100	

**Steel**

Young modulus	E	=	210000	MPa
Poisson's coefficient	$\nu$	=	0,3	
Shear modulus	G	=	80769	MPa

**Section - By Dimensions**

Total height	h	=	700	mm
Web thickness	tw	=	11	mm
Flange width	bf	=	450	mm
Flange thickness	tf	=	30	mm
Radius	r	=	0	mm
Weak flexural inertia	Iz	=	45570	cm <sup>4</sup>
Torsional constant	It	=	806,57	cm <sup>4</sup>
Warping constant	Iw	=	5,114E=7	cm <sup>6</sup>
Wagner factor	$\beta_z$	=	0	mm
Shear centre position /G	zS	=	0	mm

**Loading****Supports at Ends in the Plane of Bending**

Hinged at both ends

**Distributed load**

Value at the origin	q1	=	-346,51	kN/m
Value at the end	q2	=	-346,51	kN/m
Abcissa/L at the origin	xf1	=	0	
Abcissa/L at the end	xf2	=	1	
Position /S	z	=	350	mm

Maximum moment	Mmax	=	1559,3	kN.m
Abcissa/L	xf	=	0,500	

**Critical Moment****Eigenvalue solving**

Dichotomic process on determinant				
Convergence tolerance	$\epsilon$	=	0,0001	
Number of iterations performed	nit	=	17	
Convergence achieved				
Eigenvalue obtained	$\mu$	=	4,6283	

**Critical Moment**

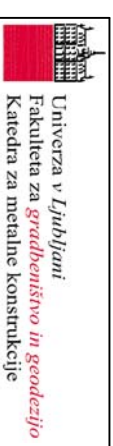
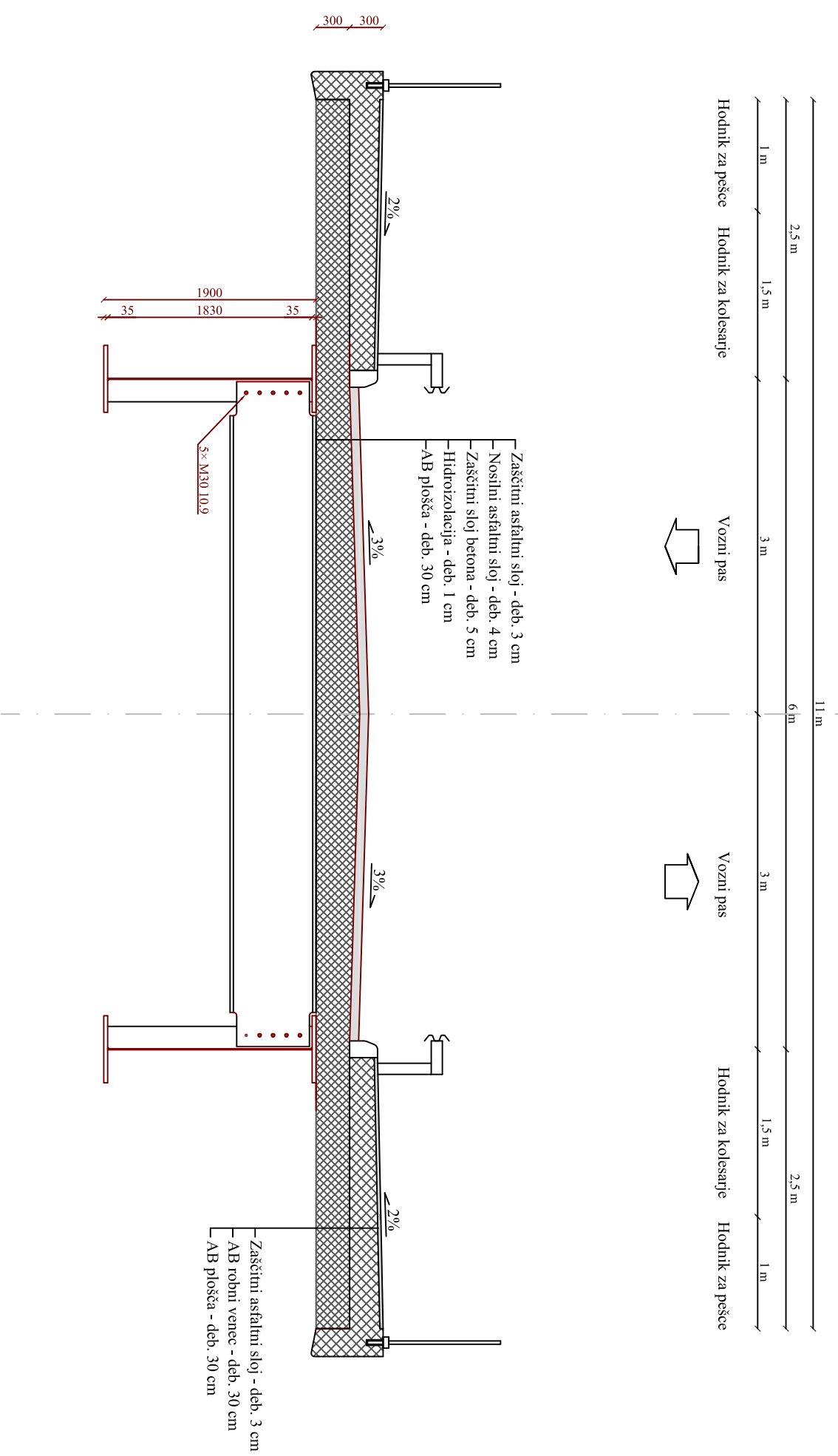
Critical value of maximum moment	Mcr	=	7216,9	kN.m
Abcissa/L	xf	=	0,500	

## **VPETE PRILOGE**

**Priloga B.1:** Karakteristični prerez mostu

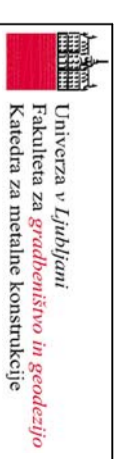
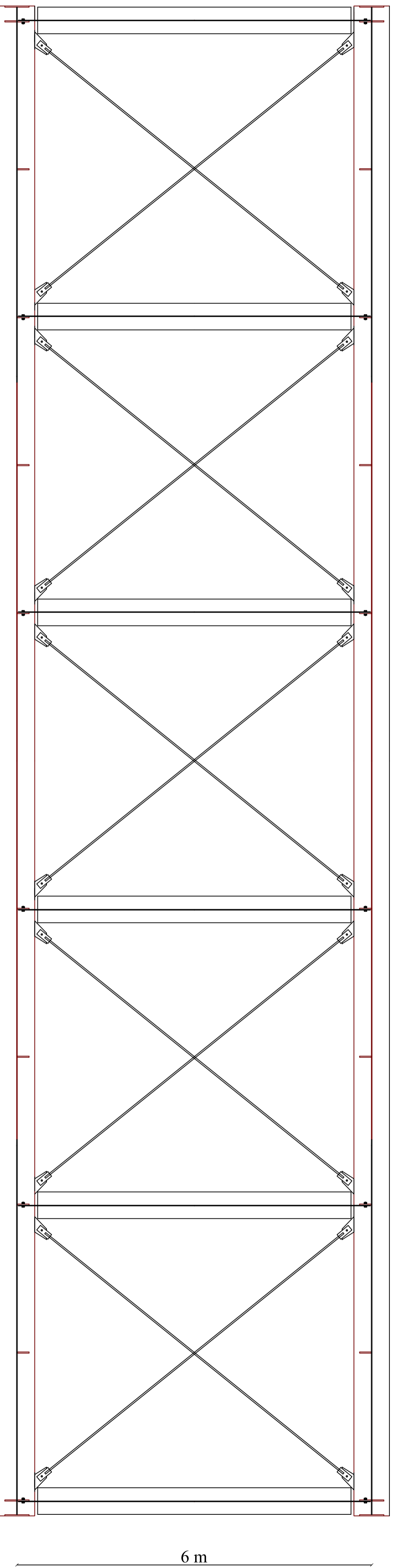
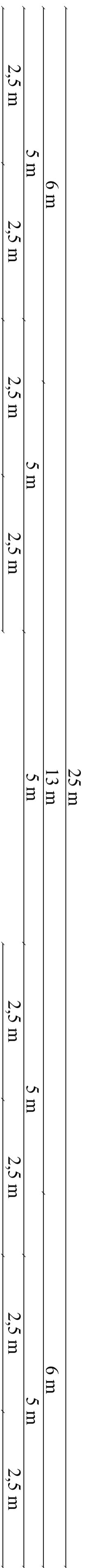
**Priloga B.2:** Tloris jeklene konstrukcije

**Priloga B.3:** Spoj med vzdolžnim in prečnim nosilcem



NAČRT: **Karakteristični prerez mostu**

MERILO:	NARISAL:	DATUM:
1:50	Anže Matko	2.9.2013

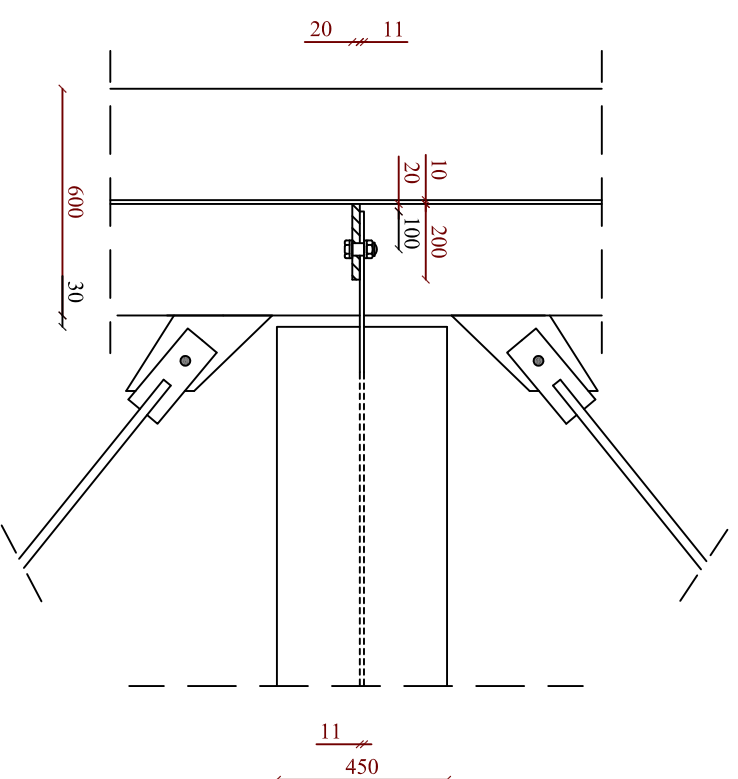
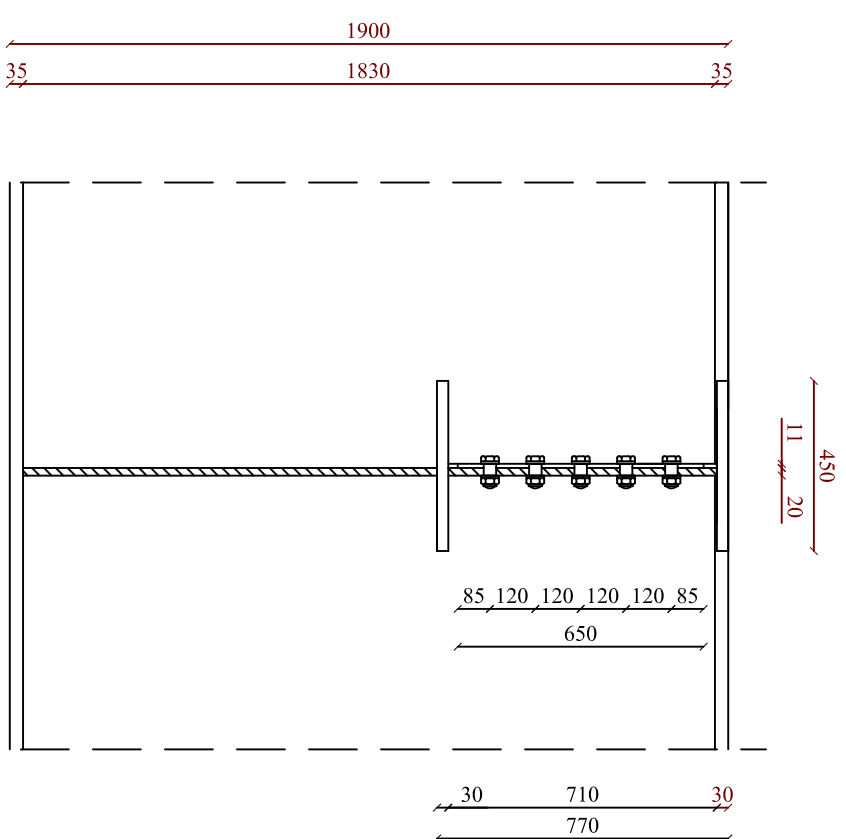
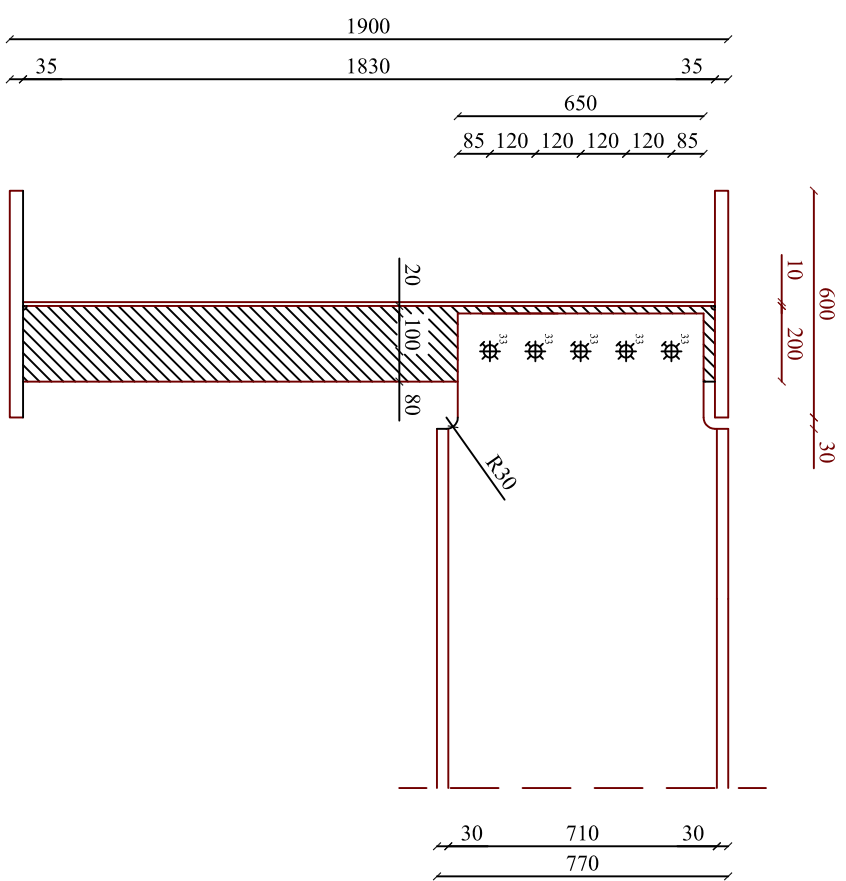


Univerza v Ljubljani  
 Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo  
 Inštitut za jeklene konstrukcije

VSEBINA:

Tloris jeklene konstrukcije

MERILO:	NARISAL:	DATUM:
1:50	Anže Matko	2.9.2013



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

NAČRT:

Spoj med vzdolžnim in prečnim nosilcem

MERILO:	NARISAL:	DATUM:
1:20	Anže Matko	2.9.2013