

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:

Hribernik, M. 2012. Projektiranje cestnega mostu z leseno nosilno konstrukcijo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 98 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:

Hribernik, M. 2012. Projektiranje cestnega mostu z leseno nosilno konstrukcijo. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 98 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**MATIC HRIBERNIK**

**PROJEKTIRANJE CESTNEGA MOSTU Z LESENO  
NOSILNO KONSTRUKCIJO**

Diplomska naloga št.: 3273/KS

**DESIGN OF THE ROAD BRIDGE WITH TIMBER  
LOAD-BEARING STRUCTURE**

Graduation thesis No.: 3273/KS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Jože Lopatič

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov

izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

Ljubljana, 20. 12. 2012

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisani Matic Hribernik izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje cestnega mostu z leseno nosilno konstrukcijo«.

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

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

Ljubljana, 9. 12. 2012

Matic Hribernik

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.011.1:624.21:625.745.1(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Matic Hribernik</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Jože Lopatič</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje cestnega mostu z leseno nosilno konstrukcijo</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>98 str., 5 pregl., 62 sl., 63 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>leseni cestni most, lepljen lameliran les, določitev vplivov na mostno konstrukcijo, statična analiza, dimenzioniranje nosilnih elementov</b>

### **Izvleček**

Diplomska naloga obravnava statično analizo in dimenzioniranje mostu z leseno nosilno konstrukcijo, ki je namenjen cestnemu prometu. V nalogi so določeni glavni vplivi na mostno konstrukcijo, narejena je statična in modalna analiza v računalniškem programu Sofistik. Dimenzionirani so nosilni elementi mostu in njihovi priključki. Projektiranje je narejeno v skladu z evropskim standardom Evrokod, kjer so upoštevani parametri iz nacionalnega dodatka. Most, ki ga projektiramo ni resničen in smo si njegovo nosilno konstrukcijo zamislili na podlagi že obstoječih podobnih lesenih mostov. Lokacija mostu je izbrana na regionalni cesti v naselju Luče, kjer prečka reko Savinjo.

Razpon mostu znaša 32 m, njegova širina pa 7 m. Primarna nosilna konstrukcija mostu sta dve razpori na obeh straneh mostu, na kateri je v temenu razpor z jeklenimi vešalkami obešen jekleni HEB profil. Preko jeklenega profila, ki predstavlja podporo na sredini razpona, poteka 8 vzdolžnih nosilcev, ki nosijo voziščno ploščo. Voziščna plošča je narejena iz pokonci obrnjenih lesenih moralov, ki so postavljeni prečno na vzdolžne nosilce in so med sabo povezani z mozniki. Obe razpori imata kraka povezana z jekleno vodoravno vezjo, zato se v podporah pojavi samo vertikalna reakcija. Razpori in vzdolžni nosilci so pravokotnega prereza in narejeni iz lepljenega lameliranega lesa kakovosti GL-36h, morali pa so iz lesa kvalitete D60.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.011.1:624.21:625.745.1(043.2)  
**Author:** Matic Hribernik  
**Supervisor:** assoc. prof. Jože Lopatič, Ph. D.  
**Title:** Design of the road bridge with timber load-bearing structure  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Notes:** 98 p., 5 tab., 62 fig., 63 eq.  
**Key words:** timber road bridge, glued laminated timber, actions on bridge construction, static analysis, load-bearing elements design

**Abstract**

The subject of thesis is static analysis and design of a timber bridge, with a structure that is designed for road transport. In the thesis we set out the main actions on the bridge and we made static and modal analysis with the computer program Sofistik. We also designed load-bearing elements and their connections. The design has been done in accordance with the European standard Eurocode, where the National Annex has been taken into consideration. The bridge which we have designed does not exist and we have conceived the load-bearing structure on the basis of already existing similar timber bridges. Location of the bridge was selected on the main road in the village Luče, where it crosses the river Savinja.

Span of the bridge is 32 m and its width is 7 m. The primary load-bearing structure of the bridge consists of two struts on both sides of the bridge which supports steel HEB beam through vertical hangers. On top of the steel beam, which is in the middle of the span, takes place eight longitudinal timber beams, bearing timber deck. Timber deck is made of a wooden, upright facing planks that are positioned perpendicular to the longitudinal beams and are connected with dowels. Both struts are linked with steel cables and therefore there are only vertical reactions in supports. Struts and longitudinal beams are rectangular and made of glued laminated timber GL-36H, the planks are of timber D60.

## **ZAHVALA**

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču ter vsem ostalim, ki so mi na kakršen koli način pomagali pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi svojim staršem, ki so mi omogočili študij ter me pri tem spodbujali, in punci za motivacijo in potrpežljivost pri izdelavi diplomske naloge.

**KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>O mostovih .....</b>	<b>1</b>
1.1.1	Leseni mostovi.....	4
<b>2</b>	<b>OBRAVNAVAN CESTNI MOST.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1</b>	<b>Obstoječe stanje .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2</b>	<b>Novi most.....</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>UPORABLJENI MATERIALI.....</b>	<b>13</b>
<b>3.1</b>	<b>Masivni les .....</b>	<b>13</b>
<b>3.2</b>	<b>Lepljen lameliran les .....</b>	<b>14</b>
<b>3.3</b>	<b>Jeklo .....</b>	<b>17</b>
<b>4</b>	<b>ANALIZA OBTEŽBE.....</b>	<b>19</b>
<b>4.1</b>	<b>Lastna teža .....</b>	<b>19</b>
<b>4.2</b>	<b>Prometna obtežba .....</b>	<b>19</b>
4.2.1	Vertikalna obtežba.....	20
4.2.2	Horizontalna prometna obtežba.....	24
<b>4.3</b>	<b>Potresna obtežba.....</b>	<b>24</b>
4.3.1	Spektri odziva .....	25
4.3.2	Faktor obnašanja.....	26
4.3.3	Mase .....	26
4.3.4	Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije .....	26
4.3.5	Kombinacija obremenitev v dveh vodoravnih smereh .....	29
<b>4.4</b>	<b>Obtežba vetra.....</b>	<b>29</b>
4.4.1	Obtežba vetra na razpori.....	32
4.4.2	Obtežba vetra s prometno obtežbo .....	33
4.4.3	Obtežba vetra brez prometne obtežbe.....	35



<b>5</b>	<b>STATIČNA ANALIZA.....</b>	<b>37</b>
<b>5.1</b>	<b>Kombinacije obtežnih primerov .....</b>	<b>37</b>
<b>5.2</b>	<b>Merodajne notranje statične količine.....</b>	<b>39</b>
<b>6</b>	<b>DIMENZIONIRANJE.....</b>	<b>45</b>
<b>6.1</b>	<b>Razpori.....</b>	<b>45</b>
6.1.1	Obremenitev razpor.....	45
6.1.2	Dvoosni upogib s tlačno osno silo.....	45
6.1.3	Strig.....	49
6.1.4	Kontrola deformacij razpor .....	50
<b>6.2</b>	<b>Navpični jekleni vešalki .....</b>	<b>51</b>
6.2.1	Obremenitev navpičnih jeklenih vešalk .....	51
6.2.2	Centrični nateg .....	51
<b>6.3</b>	<b>Vodoravni jekleni vezi .....</b>	<b>52</b>
6.3.1	Obremenitev vodoravnih jeklenih vezi .....	52
6.3.2	Centrični nateg .....	52
<b>6.4</b>	<b>Prečni nosilec .....</b>	<b>52</b>
6.4.1	Obremenitve prečnega nosilca .....	52
6.4.2	Strig.....	53
6.4.3	Interakcija med strigom in upogibom .....	53
6.4.4	Upogib.....	53
6.4.5	Kontrola deformacij prečnega nosilca.....	54
<b>6.5</b>	<b>Vzdolžni nosilci.....</b>	<b>54</b>
6.5.1	Obremenitev vzdolžnih nosilcev .....	54
6.5.2	Upogib.....	55
6.5.3	Strig.....	55
6.5.4	Kontrola deformacij vzdolžnih nosilcev .....	55
<b>6.6</b>	<b>Povezje razpor .....</b>	<b>56</b>
6.6.1	Obremenitev palic v povezju.....	56
6.6.2	Nateg .....	56
6.6.3	Tlak .....	57

<b>6.7</b>	<b>Voziščna plošča .....</b>	<b>58</b>
6.7.1	Obremenitve voziščne plošče .....	58
6.7.2	Upogib .....	63
6.7.3	Strig .....	63
6.7.4	Kontrola deformacij voziščne plošče.....	64
<b>6.8</b>	<b>Kontrola kontaktnih napetosti med voziščno ploščo in vzdolžnimi nosilci .....</b>	<b>64</b>
<b>7</b>	<b>DIMENZIONIRANJE PRIKLJUČKOV .....</b>	<b>66</b>
<b>7.1</b>	<b>Spoj vzdolžnih nosilcev in ležišč .....</b>	<b>66</b>
7.1.1	Obremenitev spoja.....	66
7.1.2	Priključne pločevine .....	67
7.1.3	Dimenzioniranje vijakov .....	68
7.1.4	Dimenzioniranje trna .....	72
7.1.5	Dimenzioniranje zvarov .....	73
<b>7.2</b>	<b>Spoj vzdolžnih lesenih nosilcev in prečnega nosilca .....</b>	<b>74</b>
7.2.1	Obremenitev spoja.....	74
7.2.2	Dimenzioniranje vijakov .....	75
7.2.3	Dimenzioniranje zvarov .....	77
<b>7.3</b>	<b>Spoj prečnega nosilca in vešalk .....</b>	<b>78</b>
7.3.1	Obremenitev spoja.....	79
7.3.2	Priključne pločevine .....	79
7.3.3	Dimenzioniranje trna .....	80
7.3.4	Dimenzioniranje zvarov .....	80
<b>7.4</b>	<b>Spoj razpore, natezne vezi in podpore.....</b>	<b>81</b>
7.4.1	Obremenitev spoja.....	81
7.4.2	Priključne pločevine .....	82
7.4.3	Dimenzioniranje vijakov .....	83
7.4.4	Dimenzioniranje trna .....	87
7.4.5	Dimenzioniranje zvarov .....	87
<b>7.5</b>	<b>Spoj v temenu razpore in priključek vešalke .....</b>	<b>88</b>
7.5.1	Obremenitev spoja.....	89
7.5.2	Priključne pločevine .....	89
7.5.3	Dimenzioniranje vijakov .....	90

7.5.4	Dimenzioniranje obeh trnov .....	93
7.5.5	Dimenzioniranje zvarov .....	94
<b>8</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>95</b>
	<b>VIRI.....</b>	<b>96</b>

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Most Seven mile na Floridi (Vir: The Guardian, 15.8.2012) .....	1
Slika 2: Ločni most Lupu (Vir: Flickr, 20.8.2012).....	2
Slika 3: Viseči most Akashi-Kaikyō (Vir: Nippon Steel & Sumitomo Metal, 20.8.2012) .....	3
Slika 4: Palični most Ikitsuki (Vir: Japan Visitor Blog, 15.8.2012).....	3
Slika 5: Most Kintai-Kyo (Vir: Japan Guide, 20.8.2012).....	4
Slika 6: Most Kappellbrücke (Vir: Panoramio, 20.8.2012).....	5
Slika 7: Leonardov most za pešce (Vir: Panoramio, 20.8.2012).....	6
Slika 8: Most Evenstad (Vir: Panoramio, 20.8.2012).....	7
Slika 9: Most čez reko Reno (Vir: Flickr, 20.8.2012) .....	7
Slika 10: Most Akkerwinde (Vir: Contemporist, 20.8.2012) .....	8
Slika 11: Most čez reko Donavo (Vir: Panoramio, 20.8.2012) .....	8
Slika 12: Lokacija obravnavanega mostu.....	9
Slika 13: Začasni pontonski jeklen most čez Savinjo.....	10
Slika 14: Prometni profil mostu.....	10
Slika 15: Groba vizualizacija novega mostu .....	11
Slika 16: Statični model mostu v računalniškem programu Sofistik.....	12
Slika 17: Ukrivljeni nosilci iz lepljenega lameliranega lesa (Vir: Buildipedia, 1.10.2012) .....	15
Slika 18: Proces proizvodnje lepljenega lameliranega lesa (Vir: Svenskt Trä , 20.8.2012).....	16
Slika 19: Postavitev prometne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2:2004).....	22
Slika 20: Oblika elastičnega spektra odziva (Vir: SIST EN 1998-1:2005) .....	25
Slika 21: 1. nihajna oblika z nihajnim časom 1,876 s, (v resnici ni merodajna, saj voziščna plošča, ki v modelu ni prisotna vse spremeni).....	27
Slika 22: 2. nihajna oblika z nihajnim časom 0,783 s .....	28
Slika 23: 16. nihajna oblika z nihajnim časom 0,291 s .....	28
Slika 24: Smeri za vplive vetra in dimenzije preklade (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005) .....	33
Slika 25: Določitev koeficienta sile za mostove $c_{fx,0}$ (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005).....	34
Slika 26: Ekstremne tlačne sile v razporah.....	39
Slika 27: Pripadajoči upogibni momenti $M_y$ v razporah.....	39
Slika 28: Pripadajoči upogibni momenti $M_z$ v razporah .....	40
Slika 29: Pripadajoče prečne sile $V_y$ v razporah .....	40
Slika 30: Pripadajoče prečne sile $V_z$ v razporah .....	41
Slika 31: Ekstremne natezne osne sile v vešalki in natezni vezi .....	41
Slika 32: Ekstremni upogibni momenti $M_y$ v prečnem nosilcu .....	42

Slika 33: Ekstremne prečne sile $V_z$ v prečnem nosilcu .....	42
Slika 34: Ekstremni pozitivni upogibni momenti $M_y$ v vzdolžnih nosilcih.....	42
Slika 35: Ekstremni negativni upogibni momenti $M_y$ v vzdolžnih nosilcih .....	43
Slika 36: Ekstremne prečne sile $V_z$ v vzdolžnih nosilcih .....	43
Slika 37: Ekstremne tlačne osne sile v povezju razpor .....	44
Slika 38: Ekstremne natezne osne sile v povezju razpor.....	44
Slika 39: Raznos obtežbe pnevmatike na voziščno ploščo .....	59
Slika 40: Postavitev točkovnih sil za določitev podajnosti vzdolžnih nosilcev .....	60
Slika 41: Pomiki zaradi točkovne sile na prvem vzdolžnem nosilcu .....	60
Slika 42: Največji pozitivni upogibni momenti okrog $y$ osi v voziščni plošči.....	61
Slika 43: Največji negativni upogibni momenti okrog $y$ osi v voziščni plošči .....	62
Slika 44: Največje prečne sile v voziščni plošči .....	62
Slika 45: Postavitev prometne obtežbe (sistem TS) za največjo silo na kontaktni površini .....	65
Slika 46: Največje reakcije v podporah kontinuiranega nosilca .....	65
Slika 47: Spoj vzdolžnih nosilcev in ležišč .....	66
Slika 48: Obremenitve spojev vzdolžnih nosilcev in ležišč s prečno silo $V_z$ .....	67
Slika 49: Sile, ki delujejo v spoju.....	67
Slika 50: Zahteve za geometrijo pločevin pri trnu .....	68
Slika 51: Prikaz strižnih ravnin I in II .....	69
Slika 52: Diagram največjih prečnih sil v prečnem jeklenem nosilcu .....	75
Slika 53: Detajl spoja vzdolžnega nosilca in prečnega nosilca .....	75
Slika 54: Največji negativni upogibni momenti okrog $y$ osi v vzdolžnih nosilcih .....	77
Slika 55: Detajl spoja prečnega jeklenega nosilca in vešalke .....	78
Slika 56: Detajl spoja vrtljive podpore z razporo.....	81
Slika 57: Sile, ki delujejo v spoju.....	82
Slika 58: Prikaz strižnih ravnin I, II in III .....	84
Slika 59: Spoj v temenu razpore in priključek vešalke .....	88
Slika 60: Spoj v temenu razpore (pogled od zgoraj) .....	89
Slika 61: Sile, ki delujejo v spoju.....	89
Slika 62: Prikaz strižnih ravnin I, II in III .....	91

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Določanje števila pasov in preostalega dela (Vir: SIST EN 1991-2:2004) .....	20
Preglednica 2: Karakteristične vrednosti prometne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2:2004).....	21
Preglednica 3: Vrednosti parcialnih faktorjev na mostovih (Vir: SIST EN 1991-2:2004).....	23
Preglednica 4: Karakteristike različnih tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006) .....	25
Preglednica 5: Karakteristike kategorij terena (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005) .....	29

## 1 UVOD

### 1.1 O mostovih

Most je inženirski objekt oziroma konstrukcija, ki služi za premostitev raznih ovir kot so reke, ceste, soteske, ipd. Mostovi, ki premoščajo širše doline, se imenujejo viadukti. Prve mostove je zgradila narava, ko so podrta drevesa padla čez reke in potoke, kar so opazili ljudje in so tako začeli posnemati naravo ter sami graditi mostove, ki so bili sprva le nepovezana debela dreves položena čez potoke in soteske. Nato so začeli uporabljati tudi kamen s pomočjo katerega so zgradili prve ločne mostove. Mojstri v grajenju kamnitih ločnih mostov so bili Rimljani, ki so podobno kot mostove zgradili tudi akvadukte, ki so v mesta prinašali svežo vodo. V 18. stoletju so bili veliki mojstri za gradnjo lesenih mostov Francozi, ki so zgradili most čez Ren v Schaffhausnu. Leto 1779 pa je prineslo velik napredek v gradnji mostov, saj je bil zgrajen prvi litoželezni ločni most (Leseni mostovi – včeraj danes in jutri, 2004). Danes so kamnite mostove zamenjali armiranobetonski mostovi, ki so zaradi zmožnosti prenašanja nategov tudi drugačnih oblik, in ni več potrebno, da so ločni. Litoželezne mostove so zamenjali jekleni, lesene iz klasičnega lesa pa so delno zamenjali mostovi iz lepljenega lameliranega lesa, ki ponuja poljubne oblike in dimenzije nosilnih elementov.

Najbolj pogosti tipi mostov glede na zasnovo nosilne konstrukcije so:

- **GREDNI MOSTOVI**, ki imajo najpreprostejšo nosilno konstrukcijo sestavljeno iz vzdolžnih nosilcev, ki ležijo preko podpor, in plošče, ki je položena na vzdolžne nosilce. Takšen most prenaša obremenitve preko upogibnega momenta z upogibno togostjo nosilcev in plošče, ter prenaša v podpore samo vertikalno obtežbo. Takšni mostovi se zaradi ekonomičnosti uporabljajo za manjše in srednje razpone. Takšen most je tudi most Seven mile na Floridi, ki ima 264 polj z razponom 41 m (slika 1).



Slika 1: Most Seven mile na Floridi (Vir: The Guardian, 15.8.2012)

- LOČNI MOSTOVI so bili prvotno oblikovani kot obok in imajo lastnost, da se večina obtežbe prenese do podpor na bregovih samo s tlačnimi silami v prerezu. Zaradi tega so bili vsi kamniti in betonski mostovi ločni, saj ne morejo prenašati nategov. Ločni mostovi imajo zaradi svoje oblike veliko nosilnost pri majhni porabi materiala, zato so tudi zelo ekonomični za gradnjo. Ločni mostovi potrebujejo zelo nosilne opornike oziroma temeljna tla za prevzem horizontalnih reakcij, ki se pojavijo v podporah, ter so primerni za mostove s srednjimi razponi. Vozišče pri ločnem mostu je lahko nad, pod ali v višini loka. Moderni ločni mostovi so večinoma armiranobetonski, kakršen je tudi most Lupu na Kitajskem, zgrajen leta 2003, ki meri v dolžino 3900 m in ima glavno razpetino 550 m (slika 2).



Slika 2: Ločni most Lupu (Vir: Flickr, 20.8.2012)

- VISEČI MOSTOVI se uporabljajo za največje razpone in izkoriščajo ravno obraten nosilni sistem kot ločni mostovi. Med nosilnimi stebri, ki se imenujejo piloni in sidrišči na koncih mostu poteka glavni jeklen nosilni kabel. Na nosilni kabel je z manjšimi jeklenimi kabli obešena voziščna plošča, ki je lahko betonska ali jeklena. Najdaljši viseči most je most Akashi-Kaikyō zgrajen leta 1998, ki v dolžino meri 3911 m, njegov največji razpon pa znaša 1991 m (slika 3).





Slika 3: Viseči most Akashi-Kaikyō (Vir: Nippon Steel & Sumitomo Metal, 20.8.2012)

● PALIČNI MOSTOVI, kjer je glavna nosilna konstrukcija paličje, ki ga sestavljajo med sabo povezane palice oziroma nosilci, ki so večinoma jekleni, lahko pa so tudi leseni ali armirano betonski. Bistvo takšne nosilne konstrukcije je v tem, da v elementih, ki tvorijo paličje prevladuje tlačna ali natezna sila, zaradi česar so lahko prečni prerezi dobro izkoriščeni in je takšna konstrukcija relativno ekonomična. Most Ikitsuki na spodnji sliki se nahaja na Japonskem, njegov glavni razpon pa znaša 400 m (slika 4).



Slika 4: Palični most Ikitsuki (Vir: Japan Visitor Blog, 15.8.2012)

### 1.1.1 Leseni mostovi

Les je material iz katerega je človek naredil prve konstrukcije in mostove. Omogoča nam izdelavo linijskih elementov, ki prenašajo tako tlak kot nateg, posledično tudi upogib. Linijske elemente lahko povezujemo med seboj v vozliščih, kar nam omogoča, da lahko sestavimo konstrukcijske sisteme poljubnih oblik in razponov. Gradnja lesenih mostov je preprostejša in hitrejša kot gradnja kamnitih mostov in se je vedno izkazala tudi za cenejšo gradnjo, zato je bilo skozi zgodovino zgrajenih več lesenih kot kamnitih mostov. Trajnost lesenih mostov je bila vedno problematična, zato je veljalo, da so leseni mostovi začasni, ki naj bi jih nadomestili kamniti mostovi, ko bo za to dovolj denarja.

Glavni trije problemi glede trajnosti lesenih mostov:

- Les je material, ki sčasoma propade, če ni dobro vzdrževan. Leseni mostovi imajo zato omejeno življenjsko dobo, kar je razlog, da je večina starih lesenih mostov izginila, razen v redkih primerih, kjer so se ohranili zaradi rednega vzdrževanja in obnove. Ta problem je bil razlog, da je imela večina pomembnejših lesenih mostov streho, ki je les ščitila pred vremenskimi vplivi in hkrati ščitila tudi uporabnike mostu. Primer dobrega in rednega vzdrževanja je most Kintai-Kyo na Japonskem zgrajen leta 1673 (slika 5), ki je še vedno v uporabi in dokazuje, da so tudi leseni mostovi lahko trajni.



Slika 5: Most Kintai-Kyo (Vir: Japan Guide, 20.8.2012)

- Ranljivost mostov ob poplavah, kar ima za posledico veliko porušenih in odplavljenih mostov. Ta problem se reši s kamnitimi ali betonskim stebri oziroma podporami, ki zagotovijo boljšo stabilnost s svojo veliko lastno težo.

- Največji uničevalec lesenih mostov pa je požar, ki odgovoren tudi za izgubo enega izmed najstarejših in najlepših mostov Kappellbrücke v Švici, ki je bil zgrajen v 14. stoletju in je popolnoma pogorel leta 1993 (slika 6). Most so po požaru ponovno zgradili po načrtih starega, da bi mu bil čim bolj podoben, kar jim je tudi uspelo.



Slika 6: Most Kappellbrücke (Vir: Panoramio, 20.8.2012)

Leseni mostovi imajo veliko prednosti pred mostovi, ki so iz drugačnih materialov. Les je namreč zelo odporen proti sredstvom za odtajanje, ki se jih uporablja pri zimskem vzdrževanju cest. Ta sredstva pri armiranobetonskih in jeklenih mostovih povzročajo korozijo nezaščitenih delov. Les je tudi temperaturno zelo obstojen in ne spreminja bistveno svojih dimenzij pri temperaturnih spremembah, zato pri lesenih mostovih niso potrebne dilatacije zaradi raztezanja in krčenja materiala. Ker je les naraven material in obnovljiv vir, je ekološko najbolj primeren material za gradnjo mostov. Prednost lesenih mostov je v tem, da so lahko zgrajeni v zelo kratkem času, saj je večina lesenih mostov montažna, tako, da se njihove dele izdelava že v tovarni in se jih kasneje na terenu samo sestavi. Zaradi razmeroma preprostih veznih sredstev so kasnejša popravila in vzdrževanje zelo enostavna in je mogoče postopoma zamenjati posamezne dele mostu.

Lesene mostove so v drugi polovici 19. stoletja skoraj popolnoma izpodrinili jekleni mostovi in kasneje armiranobetonski. V drugi polovici 20. stoletja pa je z razvojem lepljenega lameliranega lesa (Glulam) les znova postal zanimiv material za gradnjo mostov. Lepljen lameliran les je omogočil izgradnjo velikih mostnih konstrukcij, saj leseni elementi niso bili več dimenzijsko omejeni in so lahko bili tudi poljubnih oblik.

Primer svobodnega oblikovanja z lepljenim lameliranim lesom je tudi Leonardov most za pešce v mestu Asu pri Oslu s razpetino 40 m, ki je bil zgrajen na podlagi skice mostu, ki si ga je zamislil Leonardo da Vinci (slika 7).



Slika 7: Leonardov most za pešce (Vir: Panoramio, 20.8.2012)

Lesene mostove delimo po svoji funkciji na cestne mostove in mostove za pešce oziroma brvi. Cestni mostovi so namenjeni za cestni promet in so običajno manjših razponov, in za manj obremenjene ceste. Moderni cestni mostovi, ki so iz lepljenega lameliranega lesa pa lahko dosežajo večje razpone in širine, ter nosilnosti, ki so potrebne za najtežji promet. Zaradi vse večjega ekološkega zavedanja so določene države po desetletjih zatona gradnje lesenih mostov začele propagirati obnovo in izgradnjo novih lesenih mostov. V tem so vodilne ZDA, ki so sprejele program ponovne oživitve izgradnje lesenih mostov imenovan »Timber Bridge Initiative«. Združenim državam Amerike so sledile skandinavske države, ki so sprejele tako imenovani »Nordijski projekt«, ki spodbuja uporabo lesa za izgradnjo premostitvenih objektov.

Tipični primeri cestnih mostov:

- Most Evenstad na Norveškem, ki je bil zgrajen leta 1996 in je dolg 180 m (slika 8). Most ima 5 polj, ki jih premoščajo palični nosilci iz lepljenega lesa z ločno zgornjo pasnico. Most je eden izmed najdaljših lesenih mostov za polno prometno obtežbo.



Slika 8: Most Evenstad (Vir: Panoramio, 20.8.2012)

- Most čez reko Reno na območju norveškega vojaškega vadbišča v bližini kraja Lillehammer, ki velja za leseni most z največjo nosilnostjo na svetu, saj je projektiran za vojaška vozila, oklepnike in tanke. Most je bil zgrajen leta 2005 in je dolg 158 m, njegova predvidena življenjska doba pa znaša 100 let (slika 9). Most je sestavljen iz armirano betonske plošče, ki je podprta z lesenimi paličnimi nosilci z elementi iz lepljenega lesa.



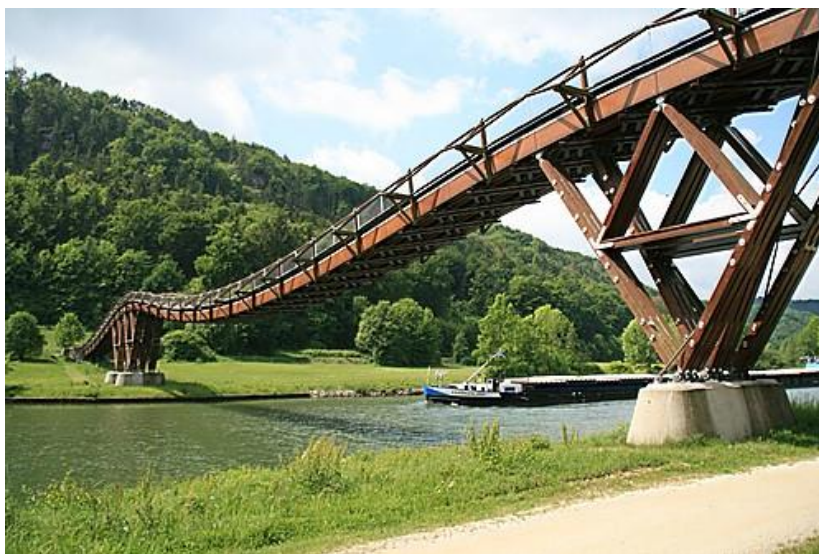
Slika 9: Most čez reko Reno (Vir: Flickr, 20.8.2012)

- Most Akkerwinde na Nizozemskem zgrajen leta 2008 z razponom 32 m, ki premošča avtocesto. Most je širok 14 m in visok 16 m in je zmožen prevzeti najtežji 60 tonski promet (slika 10).



Slika 10: Most Akkerwinde (Vir: Contemporist, 20.8.2012)

Leseni mostovi za pešce in kolesarje pa so bolj razširjeni kot cestni in jih je mogoče zaradi manjše nosilnosti bolj poljubno oblikovati. Večina takšnih mostov je iz grednih nosilcev masivnega ali lepljenega lesa, lahko pa so tudi rešetkasti, viseči, ločni in podobno. Eden izmed večjih takšnih mostov je most čez reko Donavo v Nemčiji, dolg 190 m in sestavljen iz 9 lepljenih nosilcev, ki potekajo v ukrivljeni liniji preko 4 polj razpetin 30, 32, 73 in 35 m (slika 11).

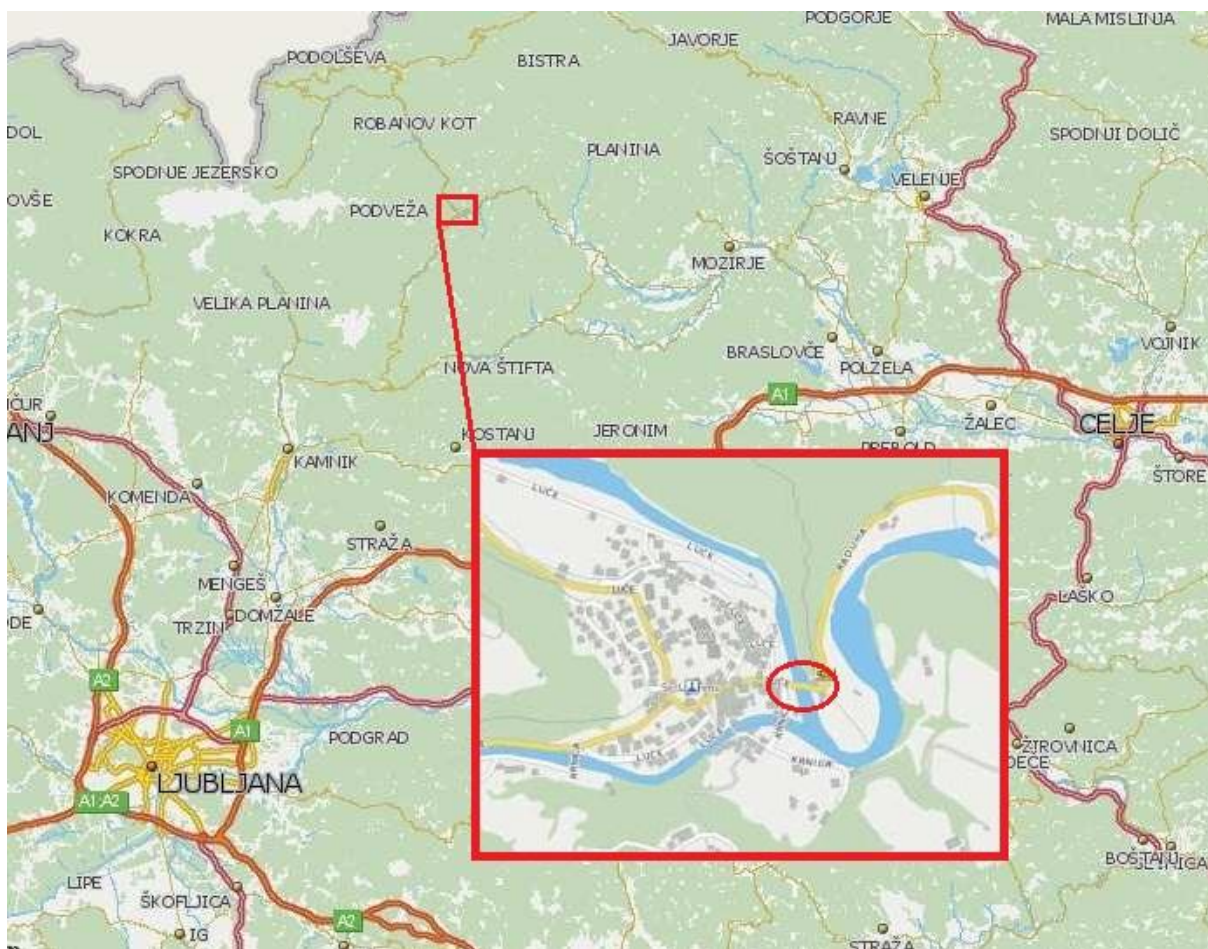


Slika 11: Most čez reko Donavo (Vir: Panoramio, 20.8.2012)

## 2 OBRAVNAVAN CESTNI MOST

### 2.1 Obstoječe stanje

Obravnava most se nahaja v naselju Luče v Zgornji Savinjski dolini na regionalni cesti R2-428 odsek 1249 Radmirje – Luče in prečka reko Savinjo.



Slika 12: Lokacija obravnavanega mostu

Od leta 2006 se tam nahaja nadomestni jekleni pontonski most, ki predstavlja le začasno rešitev, saj je bil obstoječ leseni most zaradi dotrajanosti odstranjen. Nadomestni pontonski most je dolg 31 m in ima svetlo širino 4,5 m, zato je promet, čez most izmenično enosmeren, kar v primeru večjega prometa privede do gneče na obeh straneh mostu. Nadomestni most ne zagotavlja prevoznosti težkim tovornjakom in nima urejenega hodnika za pešce. Ob dežju postane vozna površina, ki je rebrasta jeklena pločevina, zelo spolzka in obstaja velika nevarnost padcev kolesarjev, zato je promet za kolesarje čez most prepovedan, na kar opozarja tudi prometni znak.

Zaradi naštetega in tudi zaradi zelo neestetskega videza mostu, ki ne sodi v tako okolje bi bilo potrebno zgraditi bolj primeren in varen most. Trenutno stanje prikazujeta spodnji sliki.



Slika 13: Začasni pontonski jeklen most čez Savinjo



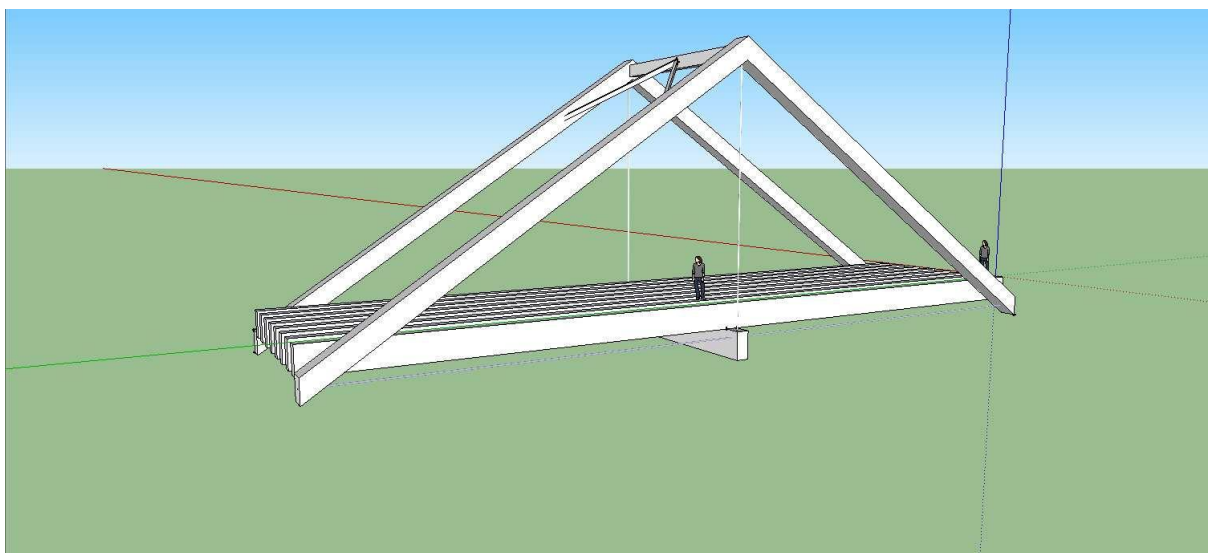
Slika 14: Prometni profil mostu



## 2.2 Novi most

Jekleni pontonski most je samo začasna rešitev, zato bo potrebno v bližnji prihodnosti zasnovati in zgraditi nov most čez reko Savinjo, ki bo bolj varen za udeležence v prometu. Zamišljeni nov most naj bi poleg svoje običajne funkcije predstavljal vhod v idilično alpsko vas, zato je estetika mostu prav tako pomembna.

Zamišljeni most je dolg 32 m in stoji na istem mestu kot trenutni nadomestni most. Na mostu se nahajata dva vozna pasova širine 3,0 m in hodnik za pešce na eni strani v širini 1,0 m. Skupna širina mostu je 7,0 m in ima na obeh straneh zaščitno ograjo. Za finalno površino je izbran asfalt, zaradi boljšega odvodnjavanja in s tem daljše trajnosti mostu, ter boljše torne površine in s tem boljšega oprijema pnevmatik vozil. Most bo sprojektiran po veljavnih predpisih Evrokod in njegova nosilnost bo primerna tudi za težja tovorna vozila.

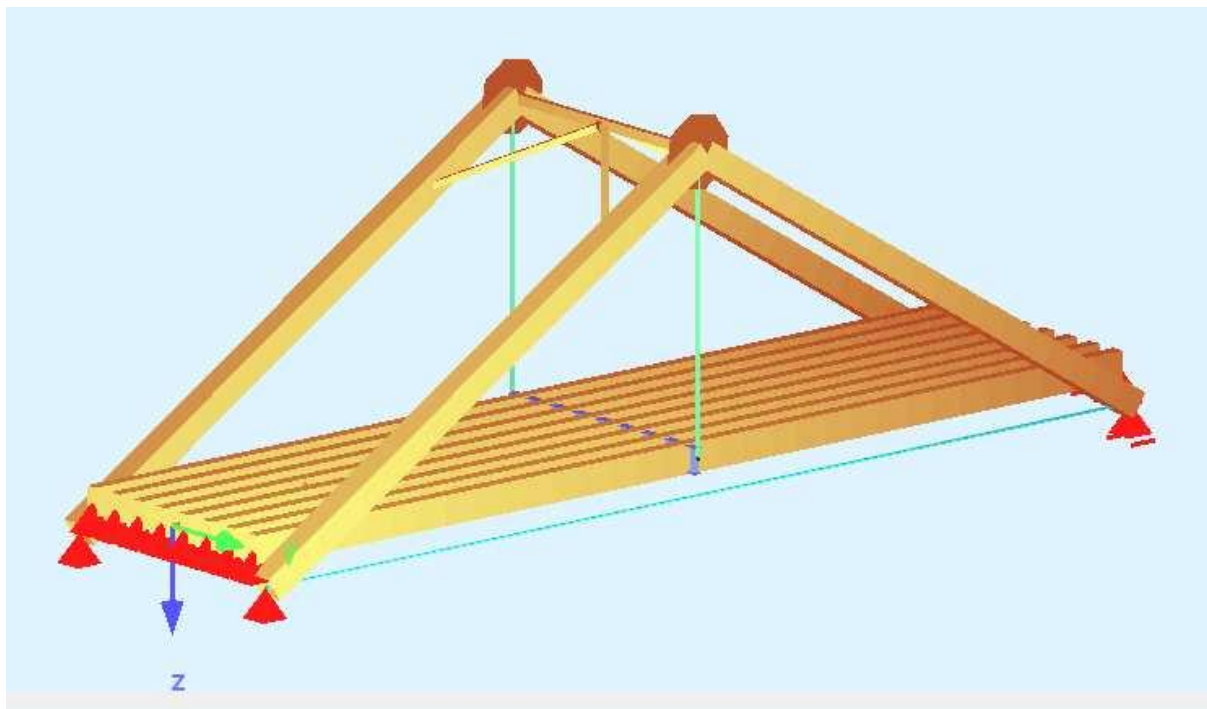


Slika 15: Groba vizualizacija novega mostu

Na obeh straneh mostu so skupaj štirje elementi kvadratnega prereza iz lepljenega lameliranega lesa kakovosti GL-36h, ki tvorijo trikotno razporo na vsaki strani mostu. Razpori sta podprti na obeh bregovih reke in v podporah sta kraka razpor povezana z jekleno vezjo. To pomeni, da dobimo samo vertikalne reakcije v podporah in zato ne potrebujemo zelo močnih opornikov, ki bi morali prevzeti velike horizontalne reakcije, če ne bi imeli jeklene vodoravne vezi.

Na vrhu trikotnih razpor je pripeta jeklena vešalka, na katero je obešen jeklen vroče valjan profil, ki visi na polovici razpona mostu in je postavljen prečno glede na os cestišča. Preko prečnega jeklenega profila poteka 8 vzdolžnih nosilcev iz lepljenega lameliranega lesa kakovosti GL-36h, ki so na obeh bregovih reke vrtljivo podprti in povsem ločeni od razpor. Čez vzdolžne nosilce so prečno glede na os cestišča pritrjeni pokonci obrnjeni morali iz masivnega lesa kakovosti D60 in tvorijo voziščno ploščo.

Morali so med sabo povezani z mozniki, tako da tvorijo togo šipo, ki daje togost prekladni konstrukciji v prečni smeri. Na voziščno ploščo pride izvedena hidroizolacija v obliki neprepustne membrane in nanjo položena plast asfalta debeline 4 cm.



Slika 16: Statični model mostu v računalniškem programu Sofistik

### 3 UPORABLJENI MATERIALI

#### 3.1 Masivni les

Les je naraven organski kompozit sestavljen iz celuloze, hemiceluloze in veziva lignina. Po strukturi je sestavljen iz olesenelih vzdolžnih vlaken, por in vode, zaradi česar je izrazito anizotropen material, kar pomeni, da ima v različnih smereh različne mehanske lastnosti. Največja trdnost lesa pri normalnih napetostih je v smeri vlaken, veliko manjša pa je pravokotno na vlakna, zato je orientacija vlaken zelo pomembna (Lesene konstrukcije I, 2010).

Les kot naravni gradbeni material ima veliko prednosti:

- obdelava lesa je zelo nezahtevna in ga je mogoče svobodno oblikovati, vendar smo pri tem dimenzijsko omejeni,
- ima zelo dobro razmerje med lastno težo in nosilnostjo,
- enostavno sestavljanje lesenih elementov s preprostimi veznimi sredstvi, ki so večinoma kovinski,
- ima nizko toplotno prevodnost in je paroprepusten, zaradi česar se veliko uporablja pri gradnji pasivnih montažnih hiš,
- ima dobre akustične in estetske lastnosti ter ugoden psihološki učinek na počutje ljudi,
- večji prerezi imajo relativno dobro požarno odpornost,
- les je trajen, če so preprečeni spremenljivi pogoji, pri katerih je najbolj pomembna vlaga,
- je ekološko prijazen in obnovljiv vir ter se za njegovo pridobivanje in pripravo porabi relativno nizka količina energije, zato je gradnja z lesom energetsko varčna.

Potrebno pa se je zavedati tudi slabosti gradnje z lesom, kar je predvsem anizotropnost in nehomogenost materiala, saj vsebuje številne nepravilnosti. Zaradi dejstva, da je les organski material pa je izpostavljen napadu škodljivcev in boleznim (lesna goba, plesni ...), zato ga je potrebno ustrezno zaščititi.

Za gradbeni les se največ uporablja les iglavcev (smreka, jelka, bor, macesen) in listavcev (hrast, bukev). Les iglavcev je manj nosilen in bolj deformabilen kot les listavcev, vendar je njegova cena dosti nižja. V EC 5 so trdnostni razredi konstrukcijskega lesa označeni s črko C za iglavce oziroma D za listavce in številko, ki pove karakteristično upogibno trdnost v MPa.

Pokonci obrnjeni morali, ki tvorijo voziščno ploščo so iz masivnega lesa listavcev trdnostnega razreda D60.

Karakteristične trdnosti:

$f_{m,k} = 6,0 \text{ kN/cm}^2$	- upogibna trdnost
$f_{t,0,k} = 3,6 \text{ kN/cm}^2$	- natezna trdnost vzporedno z vlakni
$f_{t,90,k} = 0,07 \text{ kN/cm}^2$	- natezna trdnost pravokotno na vlakna
$f_{c,0,k} = 3,2 \text{ kN/cm}^2$	- tlačna trdnost vzporedno z vlakni
$f_{c,90,k} = 1,05 \text{ kN/cm}^2$	- tlačna trdnost pravokotno na vlakna
$f_{v,k} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$	- strižna trdnost

Deformabilnost:

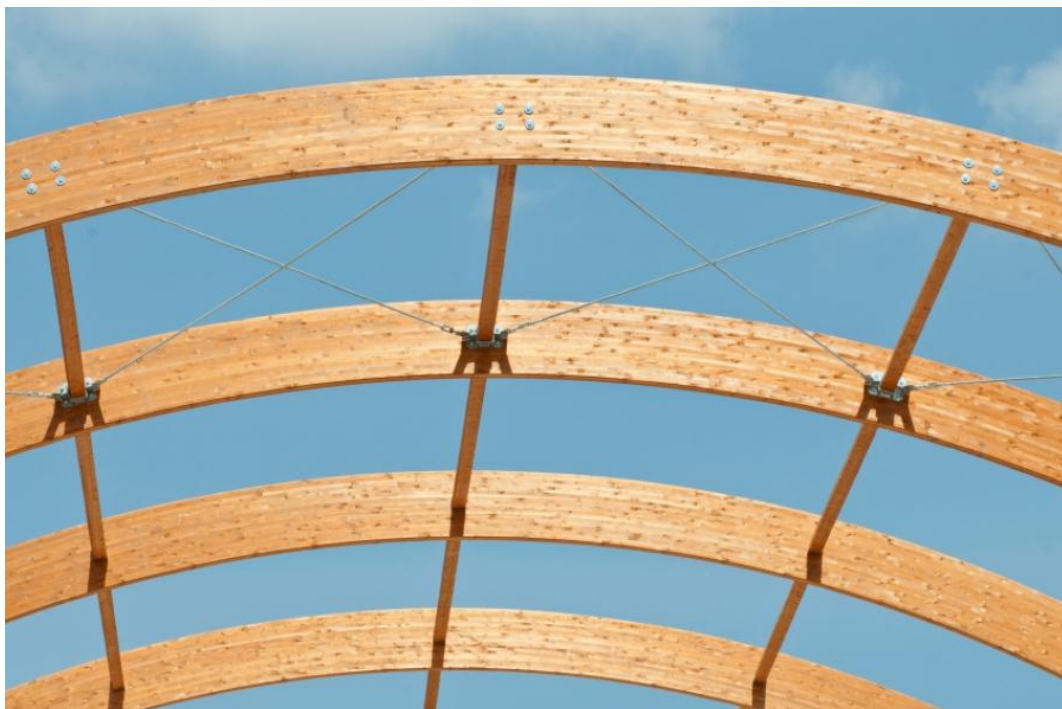
$E_{0,\text{mean}} = 1700 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni modul elastičnosti vzporedno z vlakni
$E_{0,05} = 1430 \text{ kN/cm}^2$	- modul elastičnosti pri 5 % deformaciji vzporedno z vlakni
$E_{90,\text{mean}} = 113 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni modul elastičnosti pravokotno na vlakna
$G_{\text{mean}} = 106 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni strižni modul

Gostota:

$\rho_k = 700 \text{ kg/m}^3$	- karakteristična gostota
$\rho_{\text{mean}} = 840 \text{ kg/m}^3$	- povprečna gostota
$\gamma_m = 1,3$	- varnostni faktor

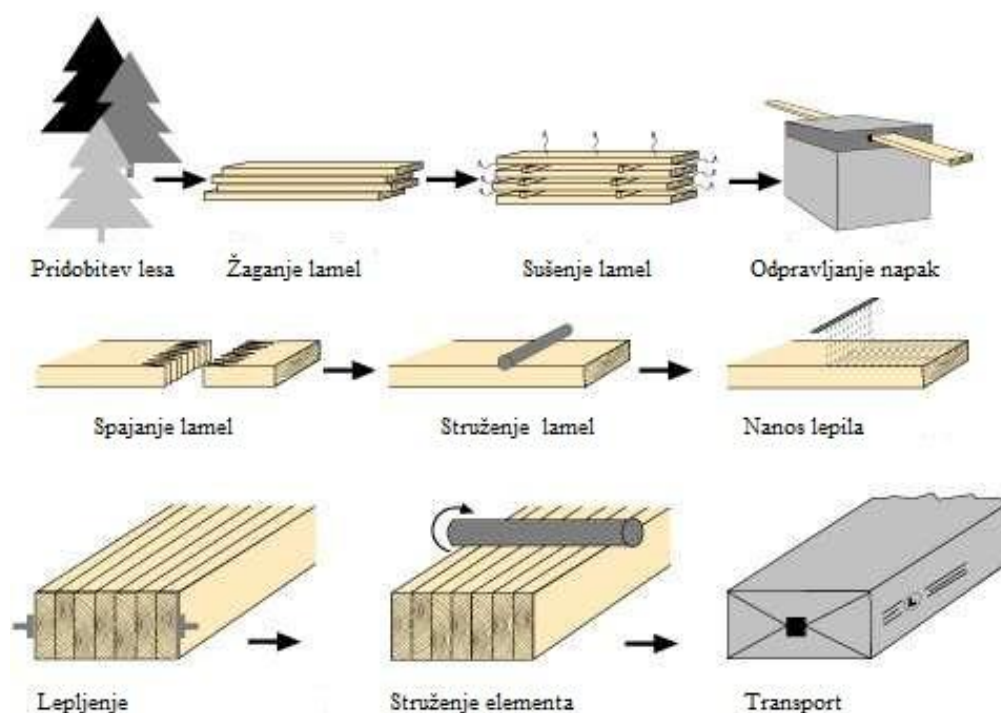
### 3.2 Lepljen lameliran les

Lepljen lameliran les se množično uporablja zadnjih nekaj desetletij, čeprav je prisoten že od leta 1906, ko ga je patentiral Otto Hetzer. Lepljen lameliran les se večinoma uporablja za izdelavo linijskih nosilnih elementov, lahko pa tudi večjih konstrukcijskih sklopov in konstrukcij. Sestavljen je iz večjega števila relativno tankih lamel, ki jih s pomočjo lepila in pritiska zlepimo skupaj. Lepila, ki se uporabljajo za te namene so večinoma sintetična, na osnovi fenol-rezorcinskih in melaminskih smol. Lepila morajo imeti visoko trdnost, trajnost, odpornost na povišano vlažnost in temperaturo ter morajo biti vodoodporna.



Slika 17: Ukrivljeni nosilci iz lepljenega lameliranega lesa (Vir: Buildipedia, 1.10.2012)

Za lamele se največ uporablja les smreke, macesna, jelke in topola. Lamele morajo imeti vlažnost med 8 % in 15 %, razlika v vlažnosti posameznih lamel pa ne sme presegati 4 %, zato je potrebno lamele tehnično sušiti v sušilnicah. Lamele se najprej pregledajo za napake (grče, poškodbe), ki se jih odstrani, saj se lepijo le najbolj kvalitetne lamele brez napak. Lamele se nato stružijo na določeno debelino, ki za neukrivljene elemente znaša 32 mm ali manj, širina lamel pa mora biti manjša od 20 cm. Očiščene lamele se premaže z lepilom in zlepi pod stalnim pritiskom, ki mora znašati več kot 60 N/cm<sup>2</sup>. Pri elementih, ki so daljši kot je dolžina lamel, se lamele podaljšujejo s spajanjem, ki se izvede z zobčastim stikom, pri katerem je trdnost večja ali enaka trdnosti neprekinjene lamele (Lesene lepljene konstrukcije v arhitekturi, 2006).



Slika 18: Proces proizvodnje lepljenega lameliranega lesa (Vir: Svenskt Trä , 20.8.2012)

Prednosti lepljenega lameliranega lesa pred masivnim lesom so:

- izločitev napak v lesu in s tem izboljšanje trdnosti in togosti lesa,
- boljša dimenzijska in oblikovna stabilnost skozi čas in zmanjšanje učinka delovanja lesa,
- omogoča svobodno oblikovanje geometrije elementov, saj se lahko spreminja višina vzdolž osi elementa, s predhodno ukrivljenimi lamelami je možno izdelati elemente z ukrivljeno osjo,
- večja natančnost izdelave,
- možnost premostitve večjih razponov.

V EC 5 je lepljen lameliran les označen z oznako GL, kateri sledi številka, ki pove karakteristično upogibno trdnost v MPa. Za številko je črka h ali c, kjer h pomeni homogen lepljen les, c pa kombiniran les različnih trdnosti.

Za razpori, vzdolžne nosilce in za nosilce povezja razpor uporabimo lepljen les kakovosti GL-36h.

Karakteristične trdnosti:

$f_{m,k} = 3,6 \text{ kN/cm}^2$	- upogibna trdnost
$f_{t,0,k} = 2,6 \text{ kN/cm}^2$	- natezna trdnost vzporedno z vlakni
$f_{t,90,k} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$	- natezna trdnost pravokotno na vlakna
$f_{c,0,k} = 3,1 \text{ kN/cm}^2$	- tlačna trdnost vzporedno z vlakni
$f_{c,90,k} = 0,36 \text{ kN/cm}^2$	- tlačna trdnost pravokotno na vlakna
$f_{v,k} = 0,43 \text{ kN/cm}^2$	- strižna trdnost

Deformabilnost:

$E_{0,\text{mean}} = 1470 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni modul elastičnosti vzporedno z vlakni
$E_{0,05} = 1190 \text{ kN/cm}^2$	- modul elastičnosti pri 5 % deformaciji vzporedno z vlakni
$E_{90,\text{mean}} = 49 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni modul elastičnosti pravokotno na vlakna
$G_{\text{mean}} = 91 \text{ kN/cm}^2$	- povprečni strižni modul

Gostota:

$\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$	- karakteristična gostota
$\gamma_m = 1,25$	- varnostni faktor

### 3.3 Jeklo

Za jekleni vroče valjan profil HEB je uporabljeno konstrukcijsko jeklo kvalitete S 420 N.

$f_y = 42,0 \text{ kN/cm}^2$	- nominalna napetost tečenja
$f_u = 52,0 \text{ kN/cm}^2$	- nominalna natezna trdnost
$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$	- modul elastičnosti
$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$	- strižni modul
$\nu = 0,3$	- Poissonov količnik
$\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$	- specifična teža

Za jekleni vešalki in jekleni vezi je uporabljeno konstrukcijsko jeklo S 460 Q.

$f_y = 46,0 \text{ kN/cm}^2$  - nominalna napetost tečenja

$f_u = 57,0 \text{ kN/cm}^2$  - nominalna natezna trdnost

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$  - modul elastičnosti

$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$  - strižni modul

$\nu = 0,3$  - Poissonov količnik

$\gamma = 78 \text{ kN/m}^2$  - specifična teža

Za pločevine v priključkih, trne in zvale je uporabljeno konstrukcijsko jeklo S 355.

$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$  - nominalna napetost tečenja

$f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$  - nominalna natezna trdnost

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$  - modul elastičnosti

$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$  - strižni modul

$\nu = 0,3$  - Poissonov količnik

$\gamma = 78 \text{ kN/m}^2$  - specifična teža



## 4 ANALIZA OBTEŽBE

### 4.1 Lastna teža

Vsa lastna teža, razen voziščne plošče, se izračuna in upošteva v programu za določanje notranjih sil. Lastna teža se izračuna na podlagi prostornine in prostorninske teže materiala iz katerega so konstrukcijski elementi.

V programu Sofistik modeliramo celotno nosilno konstrukcijo, vendar brez voziščne plošče, ki jo obravnavamo posebej. Vpliv lastne teže voziščne plošče zato nanese v programu Sofistik na tako imenovano *Load distribution area*, ki je navidezna ploskev na katero lahko nanese obtežbo, ta pa se avtomatično porazdeli na tiste elemente nosilne konstrukcije, ki jih vnaprej določimo. V našem primeru postavimo *Load distribution area* na mesto, kjer se nahaja voziščna plošča, zato, da nam služi za raznos obtežbe, tako kot bi to počela voziščna plošča. Na *Load distribution area* nanese lastno težo lesene voziščne plošče, hidroizolacije in asfalta kot enakomerno porazdeljeno obtežbo. Obtežbo varnostne ograje, ki znaša 2 kN/m, nanese na *Load distribution area* kot linijsko obtežbo.

Izračun preostale stalne obtežbe lesenih moralov, ki tvorijo voziščno ploščo, hidroizolacije in asfalta:

- leseni morali (voziščna plošča)	$0,16 \text{ m} \cdot 8,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- hidroizolacija	$0,01 \text{ m} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- asfalt	$0,04 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
<hr/>	
- skupaj	$= 2,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### 4.2 Prometna obtežba

Prometno obtežbo predstavljajo osebna, tovorna in specialna vozila, ki na mostovih povzročajo vertikalne, horizontalne obtežbe, ki so statične ali dinamične. Pod prometno obtežbo spadajo tudi kolesarji in pešci, katerih vpliv je nemalokrat velik. Modeli obtežb v predpisih so narejeni tako, da ponazarjajo vplive delovanja resničnega prometa. V teh modelih je dinamični faktor že vključen, zato nam ni potrebno obravnavati dinamičnih vplivov prometne obtežbe, razen v primeru utrujanja.

Širino cestišča razdelimo na namišljene pasove po preglednici 1, kjer  $w$  predstavlja širino cestišča. Širina cestišča  $w$  se meri med robnikoma, če sta višja od 100 mm, ali med notranjima robovoma odbojnih ograj (če cestišče ni ločeno na dva ločena dela). Na mostovih kjer je cestišče fizično ločeno na dva dela z nepomično ograjo pa se vsak del obravnava posebej.

Preglednica 1: Določanje števila pasov in preostalega dela (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

Širina cestišča	Število pasov	Širina pasu	Širina preostalega dela
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 * n_1$

V našem primeru je širina cestišča  $w = 6 \text{ m}$ , zato imamo 2 pasova širine 3 m in širino preostalega dela enako 0 m. Na desni strani mostu se nahaja tudi hodnik za pešce v širini 1 m.

Nato določimo najbolj neugodno lego prometnih pasov za vsak vpliv posebej in vsak prerez posebej. Pasove številčimo tako, da je tisti pas, ki povzroča najbolj neugoden vpliv oštevilčen kot št. 1, naslednji najbolj neugoden št. 2, itd.

### Razporeditev obtežbe v vzdolžni smeri mostu

Obtežba v vzdolžni smeri se postavi tako, da povzroča kar najbolj neugoden vpliv. Pri tem se večinoma uporablja vplivnice, v našem primeru pa smo to naredili drugače, kot je tudi razloženo v nadaljevanju.

#### 4.2.1 Vertikalna obtežba

Predpisi nam podajajo štiri obtežne modele za določanje vertikalnega vpliva vozil na konstrukcijo in sicer *LM 1*, *LM 2*, *LM 3* in *LM 4*. Modeli se med sabo razlikujejo po tem, da obravnavajo različna projektna stanja.

- *LM 1*: Kombinirana točkovna in zvezno porazdeljena obtežba, ki se uporablja za splošne in lokalne dokaze.
- *LM 2*: Enosna obtežba na specifičnih kontaktnih površinah gum. Ta model se uporablja za račun dinamičnega vpliva prometa na kratke konstrukcijske elemente.
- *LM 3*: Specialna vozila in industrijska vozila na prometnicah, kjer je predviden promet specialnih vozil.
- *LM 4*: Obtežba zaradi gneče, ki se uporablja samo za splošne dokaze in za izredne primere.

Za nas je relevanten obtežni primer *LM 1*, zato ga bomo obravnavali, ostale obtežne primere pa ne.

### Obtežni model *LM 1*

Obtežni model *LM 1* je sestavljen iz dvoosne koncentrirane obtežbe in enakomerno porazdeljene obtežbe. Pokriva vpliv tovornjakov, avtomobilov, zgoščenega prometa in vpliv prometnega zastoja z velikim deležem težkih vozil.

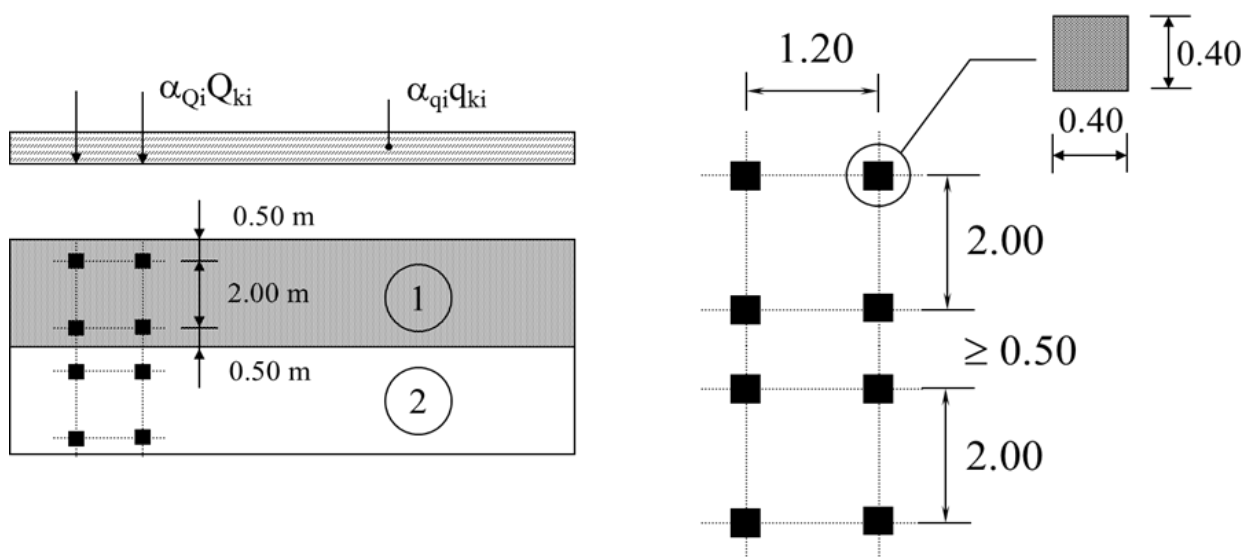
Pri dvoosni koncentrirani obtežbi (v nadaljevanju *TS*) znaša teža vsake izmed osi  $\alpha_Q \cdot Q_k$ , pri enakomerno porazdeljeni (v nadaljevanju *UDL*) pa  $\alpha_q \cdot q_k$ , pri čemer sta faktorja  $\alpha_Q$  in  $\alpha_q$  odvisna od razreda ceste, kjer se nahaja most in od pričakovanega prometa. Na en vozni pas lahko naneseemo le en *TS* in predpostavimo, da se ta centrično premika vzdolž osi voznega pasu. Vsaka os *TS* je upoštevana z dvema enakima kolesoma in obtežba na posamezno kolo znaša  $0,5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k$ . *TS* in *UDL* se postavita tako, da delujeta kar najbolj neugodno.

Za naš most smo vzeli kar priporočeno vrednost faktorjev  $\alpha_Q = 1,0$  in  $\alpha_q = 1,0$ .

Vrednosti karakteristične prometne obtežbe  $Q_k$  in  $q_k$  so podane v preglednici 2.

Preglednica 2: Karakteristične vrednosti prometne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

Lega	Koncentrirana obtežba	Porazdeljena obtežba
	<i>TS</i>	<i>UDL</i>
	Osna obtežba $Q_{ik}$ (kN)	Zvezna enakomerna obtežba $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2.5
Pas 3	100	2.5
Ostali pasovi	0	2.5
Preostali del ( $q_{kr}$ )	0	2.5



Slika 19: Postavitev prometne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

Na sliki je prikazana razporeditev obtežbe za obtežni primer *LMI*. Vidimo, da je *TS* na vozni pasu 1 postavljen 0,5 m od meje pasu in da je razdalja med osema 1,2 m. Med kolesi je v prečni smeri razdalja enaka 2 m, kontaktna površina koles na vozišče pa znaša 40 x 40 cm. Razdalja med *TS*-ji na različnih vozni pasovih mora biti večja ali enaka 0,5 m. Obtežba *UDL* pa je enakomerno porazdeljena po vsej površini vozni pasov. Vso prometno obtežbo smo nanesli na *Load distribution area*, tako da smo jo lahko nanesli ploskovno, kot je to prikazano na zgornji shemi.

Ker je potrebno postaviti obtežbo v vzdolžni smeri mostu tako, da ta povzroča kar najbolj neugoden vpliv, bi bilo potrebno narediti vplivnice za prometno obtežbo, saj je srednja podpora mostu podajna in zato ni tako očitno kje postaviti obtežbo. Nismo naredili vplivnic, temveč več obtežnih primerov in potem uporabili ukaz v programu Sofistik, da upošteva tiste, ki so relevantni.

Pri obtežbi *TS* smo naredili 31 obtežnih primerov za pas 1 in 31 za pas 2. Prvi obtežni primer *TS* je postavljen na začetku mostu v taki konfiguraciji kot je prikazano na zgornji shemi, vsak naslednji pa je zamaknjen za 1 m po dolžini mostu, tako da pridemo do konca mostu. V programu Sofistik smo izbrali ukaz, da program pri superpoziciji upošteva natanko en najbolj neugoden obtežni primer izmed teh 31 obtežnih primerov. To smo naredili posebej za pas 1 in posebej za pas 2, tako da sta povsem neodvisna.

Pri obtežnem primeru *UDL* pa smo naredili podobno, vendar smo tu naredili za vsak pas 16 obtežnih primerov, tako da smo začeli na začetku, kjer smo postavili enakomerno zvezno ploskovno obtežbo v dolžini 2 m in v širini pasu.

Nato smo v vsakem naslednjem obtežnem primeru to obtežbo premaknili za 2 m vzdolž mostu. V programu Sofistik smo izbrali ukaz, da se pri superpoziciji upoštevajo vsi najbolj neugodni obtežni primeri ali pa tudi nobeden, če je tako najbolj neugodno.

Pri obtežnem primeru *LM1* je potrebno preveriti dve skupini prometnih obtežb in sicer skupino *GR1a* in *GR2*. Skupina *GR1a* je sestavljena iz obtežnega primera *LM1* v karakteristični vrednosti in obtežbe hodnika oziroma steze za pešce in kolesarje v kombinacijski vrednosti. Skupina *GR2* pa je sestavljena iz pogoste vrednosti obtežnega primera *LM1* in karakteristične vrednosti zavornih sil in sil pospeševanja.

Preglednica 3: Vrednosti parcialnih faktorjev na mostovih (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

Obtežba	Oznaka	$\Psi_0$ določa kombinacijsko vrednost	$\Psi_1$ določa pogosto vrednost	$\Psi_2$ določa navidezno stalno vrednost
Prometna obtežba	sk1 TS	0.75	0.75	0
	UDL- skupaj s pešci	0.40	0.40	0
	sk2 (hor. sile)	0	0	0
	sk3 (pešci)	0	0	0
	sk4 (gneča)	0	0.75	0
	sk5 (LM3 spec. vozila)	0	0	0
Sneg	$S_w$ (samo v času gradnje)	0.8	-	0
Veter	$F_{wk}$ ali $F_{wn}$ - končno stanje	0.6	0.2	0
	$F_w^*$	1		
Temperatura		0.6	0.6	0.5

Karakteristične vrednosti prometne obtežbe:

Pas 1:  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$   $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$

Pas 2:  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$   $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Pogosta vrednost prometne obtežbe:

Pas 1:  $Q_1 = Q_{1k} \cdot \psi_1 = 300 \text{ kN} \cdot 0,75 = 225 \text{ kN}$   $q_1 = q_{1k} \cdot \psi_1 = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Pas 2:  $Q_2 = Q_{2k} \cdot \psi_1 = 200 \text{ kN} \cdot 0,75 = 150 \text{ kN}$   $q_2 = q_{2k} \cdot \psi_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 = 1 \text{ kN/m}^2$

## Obtežba stez za pešce in kolesarskih stez

Obtežni model za obtežbo stez za pešce in kolesarskih stez predpisuje zvezno porazdeljeno obtežbo v karakteristični vrednosti  $5 \text{ kN/m}^2$ , kar uporabimo v kombinaciji z obtežnim modelom *LM4*, in kombinacijsko vrednost  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , kar uporabimo v kombinaciji z obtežnim modelom *LM1*.

Pri vzdolžni postavitvi obtežbe stez za pešce in kolesarskih stez smo uporabili enak postopek kot pri obtežnem primeru *UDL*.

### 4.2.2 Horizontalna prometna obtežba

Horizontalna prometna obtežba zajema zavorne sile, sile pospeševanja, centrifugalne in prečne sile. Cestišče na mostu je ravno, zato centrifugalne in prečne sile ne pridejo v poštev.

Vzdolžna sila, ki zajema zavorne sile in sile pospeševanja, se izračuna z izrazom:

$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$ , kjer  $L$  predstavlja dolžino mostu.

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0.1 \cdot 1 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 32 \text{ m} = 446,4 \text{ kN}$$

Vzdolžna sila se porazdeli po dolžini mostu. V programu Sofistik smo to storili tako, da smo to silo zvezno enakomerno porazdelili po *Load distribution area*, torej po ploskvi, ki nam to obtežbo prenese na vzdolžne nosilce.

### 4.3 Potresna obtežba

Območje Slovenije spada med potresno bolj dejavna območja, saj leži na območju kjer se stikajo Evrazijska, Jadranska in Afriška tektonska plošča. Po veljavni karti potresne nevarnosti je celotno ozemlje Slovenije potresno območje, največja potresna nevarnost pa poteka od severozahoda proti jugovzhodu Slovenije.

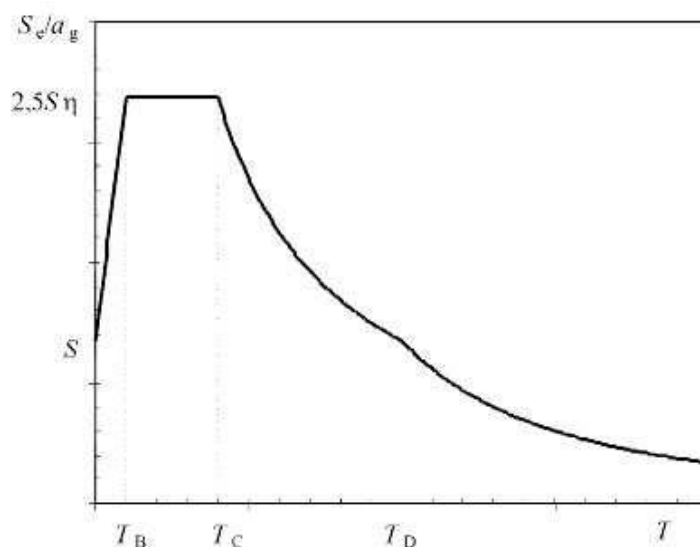
Obravnavan cestni most se nahaja v naselju Luče, ki po Karti potresne nevarnosti Slovenije spada v območje s projektnim pospeškom  $0,15 \cdot g$ . To je maksimalni referenčni pospešek, ki ustreza povratni dobi 475 let, kar pomeni, da je 10 % verjetnost, da bo ta pospešek v 50 letih presežen. Za potresni vpliv je pomembna tudi značilnost temeljnih tal, zato jih EC8 deli na več različnih tipov. Temeljna tla v okolici mostu sodijo v skladu z SIST EN 1998-1:2005 v tip tal A (skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala). Tip tal nam poda parametre, ki definirajo spekter odziva, kar prikazuje spodnja tabela.

Preglednica 4: Karakteristike različnih tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1:2005/A101:2006)

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

#### 4.3.1 Spektri odziva

Za projektiranje potresno odpornih stavb po EC8 uporabljamo spektre odziva. Spektri odziva nam povedo maksimalne odzive sistema pri določeni obremenitvi. Spekter odziva je prikazan v grafu in ima na horizontalni osi nihajni čas, na vertikalni pa pripadajočo vrednost odziva. Horizontalni vpliv potresa poteka v naključni smeri, zato ga opišemo z dvema horizontalnima komponentama (v smeri x in y), ki sta pravokotni in neodvisni med seboj. Večinoma se uporabi kar enak spekter odziva za x in y smer. Vpliv potresa v vertikalni smeri se upošteva le izjemoma in z reduciranim spektrom odziva. Pri tej nalogi bomo upoštevali samo vpliv potresa v horizontalni smeri.



Slika 20: Oblika elastičnega spektra odziva (Vir: SIST EN 1998-1:2005)

Za določanje potresnih sil se uporablja projektni spekter, ki se razlikuje od elastičnega v tem, da pospešek ne more biti manjši od  $0,2 \cdot a_g$  in v tem da je v projektnem spektru upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in zaradi dodatne nosilnosti. Projektne sile se zmanjšajo za faktor  $q$ , ki se imenuje tudi faktor obnašanja.

### 4.3.2 Faktor obnašanja

Potres vsili konstrukciji določen pomik in če želimo, da konstrukcija prenese ta pomik v elastičnem območju, mora imeti zato dovolj veliko nosilnost. Konstrukcija, ki pa je duktilna in ima sposobnost sipanja energije pa lahko prenese ta isti pomik v plastičnem območju in zato je lahko njena nosilnost za faktor  $q$  manjša od nosilnosti neduktilne konstrukcije. Faktor obnašanja je torej odvisen od duktilnosti konstrukcije in od dodatne nosilnosti, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahtevajo predpisi. Večjo kot ima konstrukcija duktilnost, večji faktor obnašanja ima in bolj lahko reduciramo potresne sile. Faktor obnašanja zavzema vrednosti med 1,5 in 8, pri konstrukcijah, ki imajo omejeno sposobnost sipanja energije pa je lahko faktor obnašanja še nižji od 1,5.

Glavna nosilna konstrukcija mostu so štirje nosilci, ki tvorijo razpori, ki jih lahko uvrstimo pod ločne konstrukcije. Preglednica 4.1 (SIST EN 1998-2:2005) navaja, da znaša faktor obnašanja za delno duktilne lokove  $q = 1,2$ . Ta faktor uporabimo pri analizi z računalniškim programom Sofistik.

### 4.3.3 Mase

Za analizo potresnega vpliva je potrebno upoštevati mase povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} \gg \ll \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\psi_{E,i}$  ... kombinacijski koeficient za spremenljiv vpliv  $i$ , ki upošteva verjetnost, da spremenljiva karakteristična obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Koeficient  $\psi_{E,i}$  je določen z izrazom:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 1,0 \cdot 0,2 = 0,2$$

kjer je:

$\varphi = 1,0$  in  $\psi_{2,i} = 0,2$  za cestne mostove z intenzivnim prometom po (SIST EN 1998-2:2005), ki pravi, da se pri mostovih upošteva kot spremenljiva obtežba samo prometna in sicer obtežba UDL, ki se postavi enakomerno vzdolž cele dolžine mostu.

### 4.3.4 Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije

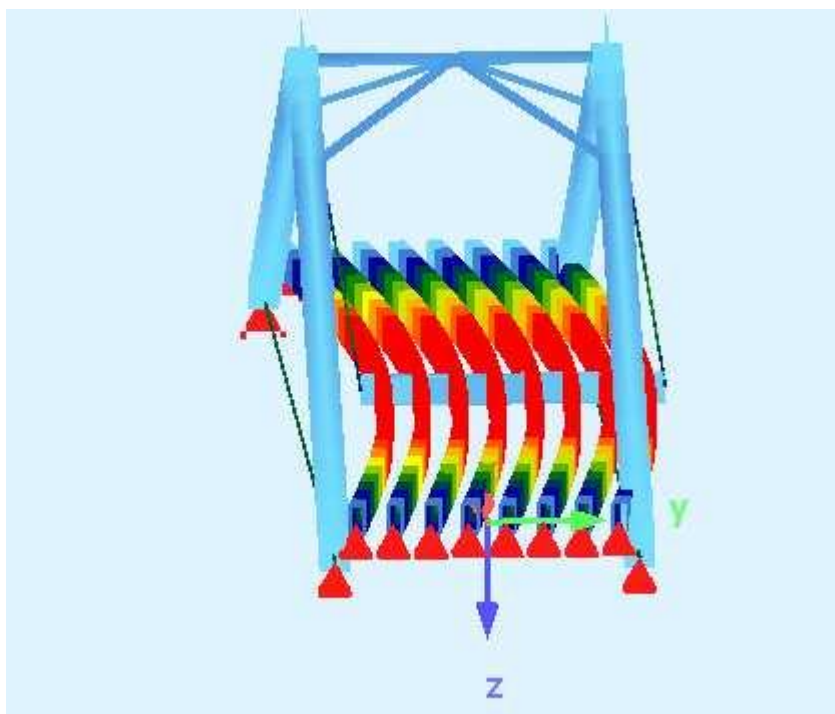
Analizo potresnih vplivov bomo naredili s pomočjo računalniškega programa Sofistik, ki deluje po metodi modalne analize s spektri odziva. Pri modalni analizi je potrebno upoštevati vse nihanje oblike, ki pomembno vplivajo na odziv. Po SIST EN 1998-1:2005 je ta zahteva izpolnjena, če vsota efektivnih mas, ki ustrezajo upoštevanim nihajnim oblikam, znaša vsaj 90 % celotne mase, ali če so upoštevane vse nihajne oblike, ki jim pripada efektivna masa, večja od 5 % celotne mase.



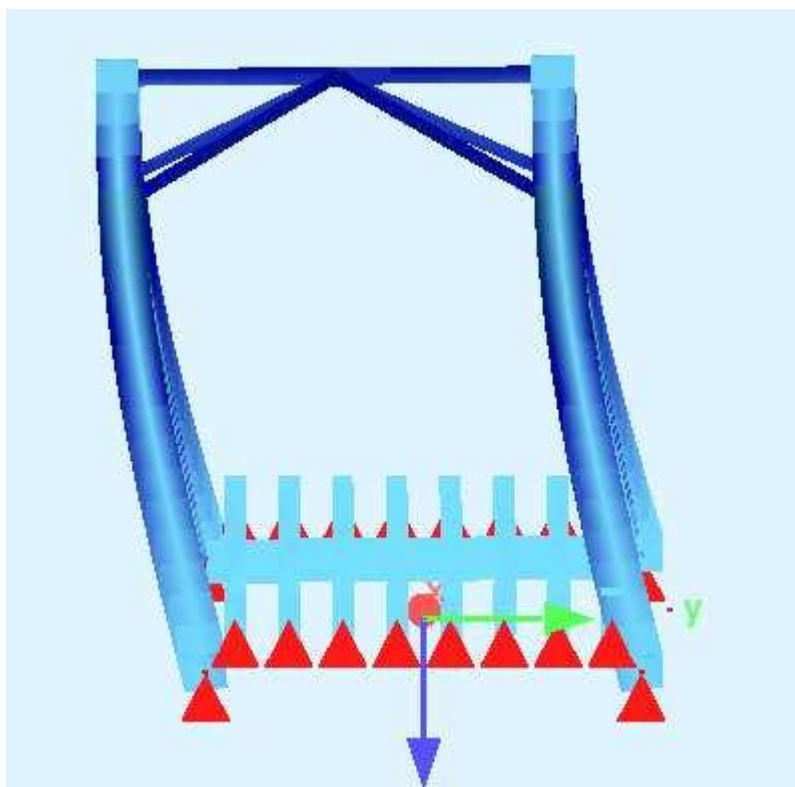
EC8 določa tudi način kombinacije vplivov različnih nihajnih oblik in sicer priporoča dve metodi:

- pravilo SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov), ki je merodajno ko se nihajni časi razlikujejo za več kot 10 %.
- pravilo CQC (kompletna kvadratna kombinacija), ki je bolj natančno in primerno za vsak primer, zato ga bomo kasneje tudi uporabili v programu.

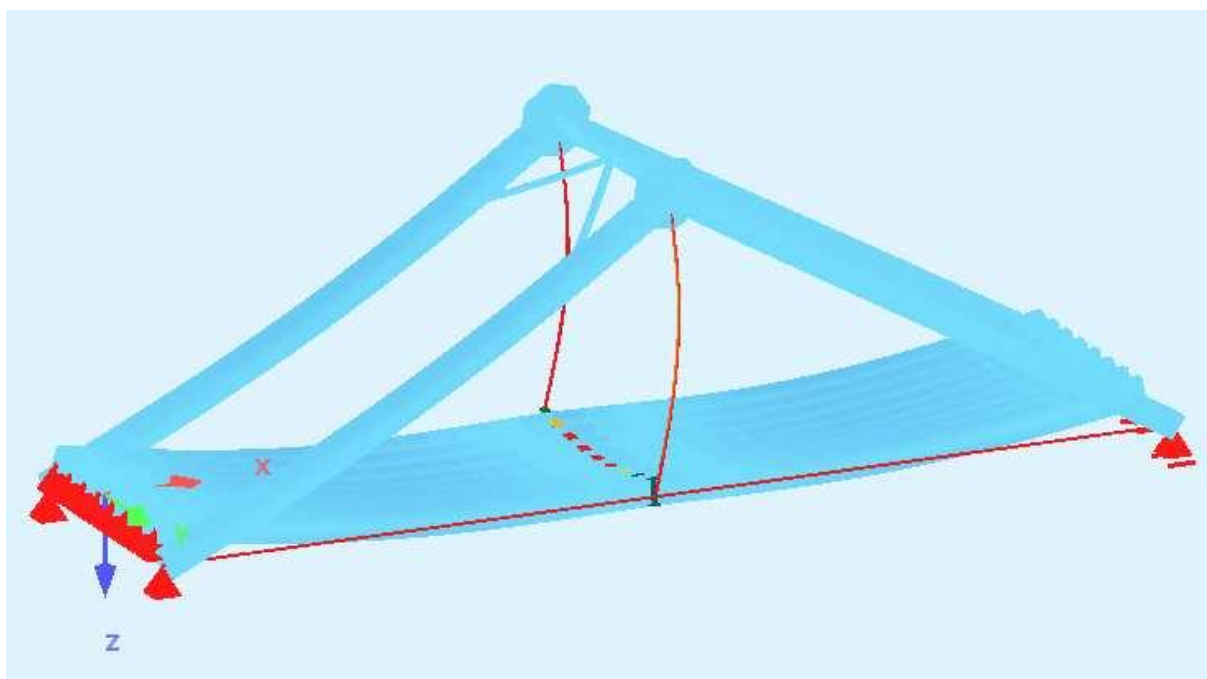
Tri značilne nihajne oblike mostu:



Slika 21: 1. nihajna oblika z nihajnim časom 1,876 s, (v resnici ni merodajna, saj voziščna plošča, ki v modelu ni prisotna vse spremeni)



Slika 22: 2. nihajna oblika z nihajnim časom 0,783 s



Slika 23: 16. nihajna oblika z nihajnim časom 0,291 s

### 4.3.5 Kombinacija obremenitev v dveh vodoravnih smereh

Ker je potrebno upoštevati istočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh vodoravnih smereh, se neodvisno izračuna odziv za obe smeri. Vplivi obeh smeri se lahko kombinirajo po SRSS pravilu, ki se uporablja tudi pri kombinaciji nihajnih oblik. Lahko pa se upošteva celotna vrednost, ki izhaja iz ene smeri in istočasno 30 % vrednosti, ki izhaja iz druge smeri. Seveda je potrebno narediti še obratno za drugo smer (SIST EN 1998-1:2005).

### 4.4 Obtežba vetra

Pri mostovih je večina obtežbe gravitacijske, zato je obtežba vetra kot ena izmed večjih horizontalnih obtežb, predvsem v prečni smeri zelo pomembna. Lokacija kjer se most nahaja, spada po karti osnovne hitrosti vetra v Sloveniji (SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007) v cono 1. Nadmorska višina kraja znaša 522 m, kar pomeni da je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$ . Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je 10-minutna srednja hitrost vetra neodvisno od letnega časa ali smeri in je merjena na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastjem. Za izračun obtežbe vetra je pomembna tudi hrapavost terena, ki je določena glede na kategorijo terena. Lokacija mostu spada pod **III. kategorijo terena**, kar je razvidno iz spodnje razpredelnice.

Preglednica 5: Karakteristike kategorij terena (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

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

OPOMBA: Kategorije terena so ilustrirane v A.1.

#### Osnovna hitrost vetra $v_b$ se izračuna po enačbi (4.1):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.1)$$

kjer so:

$v_b$  osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije,

$v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra,

$c_{season}$  faktor letnega časa, njegova priporočena vrednost  $c_{season} = 1,0$  in

$c_{dir}$  faktor smeri, njegova priporočena vrednost  $c_{dir} = 1,0$ .

Po enačbi (4.1):  $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \text{ m/s} = 20,0 \text{ m/s}$

**Srednja hitrost vetra na višini z nad tlemi  $v_m(z)$  je določena z enačbo (4.2):**

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.2)$$

kjer sta:

$c_r(z)$  faktor hrapavosti in

$c_o(z)$  faktor hribovitosti, ki ima vrednost 1,0, če je konstrukcija na ravnini.

Faktor hrapavosti se izračuna z izrazom (4.3):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.3)$$

kjer sta:

$z_0$  hrapavostna dolžina in

$k_r$  faktor terena, ki se dobi z izrazom (4.4).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.4)$$

kjer so:

$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$  (II. kategorija terena),

$z_{\min}$  najmanjša višina, ki je določena v preglednici in

$z_{\max} = 200 \text{ m}$ .

po (4.4) je:  $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,30}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$

po (4.3) je:  $c_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{10,0}{0,30}\right) = 0,754$

Srednja hitrost vetra po izrazu (4.2) znaša:

$$v_m(z) = 0,754 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 15,08 \text{ m/s}$$

### Vetrna turbulenca

Intenziteta turbulence  $I_v(z)$  na višini z, je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra. Vetrno turbulenco izračunamo z izrazom (4.5).

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.5)$$

kjer so:

$k_l$  turbulenčni faktor, katerega priporočena vrednost je 1,0,

$c_o$  faktor hribovitosti, ki je v našem primeru 1,0 in

$z_0$  hrapavostna dolžina.

Po izrazu (4.5) je: 
$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{10,0}{0,30}\right)} = 0,285$$

### Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Določi se tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra  $q_p(z)$  na višini  $z$ , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti po enačbi (4.6).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.6)$$

kjer so:

$\rho$  gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ),

$c_e(z)$  faktor izpostavljenosti, ki se izračuna po izrazu (4.7) in

$q_b$  osnovni tlak vetra, ki se določi po enačbi (4.8).

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.7)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.8)$$

po (4.6): 
$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,285] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{15,08^2 \text{m}^2}{\text{s}^2} = 425,68 \text{ N/m}^2$$

po (4.8): 
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 20,0^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} = 250 \text{ N/m}^2$$

po (4.7): 
$$c_e(z) = \frac{425,68 \text{ N/m}^2}{250,0 \text{ N/m}^2} = 1,703$$

#### 4.4.1 Obtežba vetra na razpori

Silo vetra na razpori obravnavamo samo za x smer (prečno glede na os mostu), ki je tudi najbolj kritična. Sila vetra, ki deluje na konstrukcijo se določi po enačbi (4.9):

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.9)$$

kjer so:

$c_s c_d$	konstrukcijski faktor, ki znaša v našem primeru 1,0,
$c_f$	koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element,
$q_p(z_e)$	največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini $z_e$ in
$A_{ref}$	referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa.

Nosilci so pravokotne oblike, zato se koeficient sile določi v skladu s poglavjem 7.6 (SIST EN 1991-1-4:2005). V standardu je navedeno, da se koeficient sile za konstrukcijske elemente pravokotnega prečnega prereza določi po sledečem izrazu (4.10)

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (4.10)$$

kjer so:

$c_{f,0}$	koeficient sile pravokotnega prereza z ostrimi robovi brez upoštevanja vitkosti po sliki 7.23 (SIST EN 1991-1-4:2005), kjer ob upoštevanju razmerja $d/b = 80/80 = 1,0$ ( $c_{f,0} = 2,1$ ),
$\psi_r$	redukcijski faktor za kvadratne prereze z zaobljenimi robovi brez upoštevanja učinka vitkosti, ker konkretni prerez ni zaobljen je vrednost redukcijskega faktorja enaka 1,0 in
$\psi_\lambda$	faktor vitkosti.

Efektivna vitkost, ki je pomembna za faktor vitkosti se izračuna z izrazom (4.11), ki je podan v preglednici 7.16 (SIST EN 1991-1-4:2005).

$$\lambda = 1,606 \cdot l / b \quad (4.11)$$

kjer sta:

$l$	dolžina loka, ki znaša 38 m in
$b$	širina nosilca, ki znaša 0,8 m.

po (4.10) je:  $\lambda = 1,606 \cdot 38 \text{ m} / 0,8 \text{ m} = 76,29$

Faktor vitkosti je podan kot funkcija efektivne vitkosti in faktorja zapolnjenosti. Razberemo ga iz slike 7.36 (SIST EN 1991-1-4:2005) in znaša  $\psi_\lambda = 0,92$ .

Zapolnjenost je dana z izrazom (4.12):

$$\phi = A / A_c = 1,0 \quad (4.12)$$

kjer sta:

A vsota projeciranih površin in

$A_c$  ovojna površina ( $A_c = 1 \cdot b = 38 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} = 30,4 \text{ m}$ ).

po (4.10) je :  $c_f = 2,1 \cdot 1,0 \cdot 0,92 = 1,932$

Referenčna površina  $A_{ref}$  znaša:

$$A_{ref} = 1 \cdot b = 38 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} = 30,4 \text{ m}^2$$

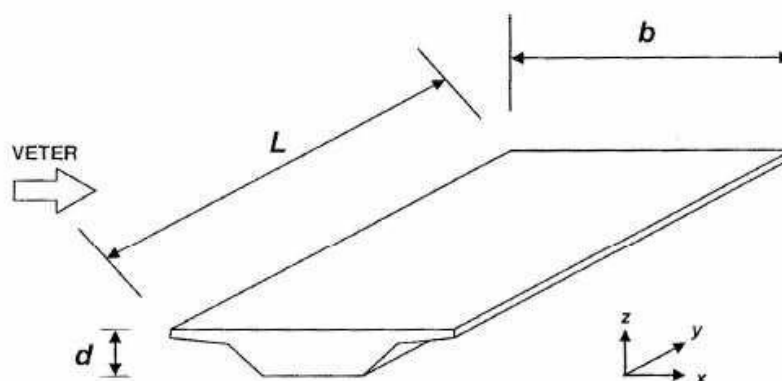
Sila vetra v smeri x je po izrazu (4.9):

$$F_w = 1,0 \cdot 1,932 \cdot 425,68 \text{ N/m}^2 \cdot 30,4 \text{ m}^2 = 25001,38 \text{ N} = \mathbf{25,00 \text{ kN}}$$

To silo enakomerno porazdelimo po obeh razporah mostu.

#### 4.4.2 Obtežba vetra s prometno obtežbo

Obračunavani most v skladu s poglavjem 8.1 (SIST EN 1991-1-4:2005) spada pod mostove s konstantno višino preklade in normalnim prečnim prerezom preklade. Vpliv vetra na prekladno konstrukcijo mostu povzroča sile v x, y in z smeri, kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 24: Smeri za vplive vetra in dimenzije preklade (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

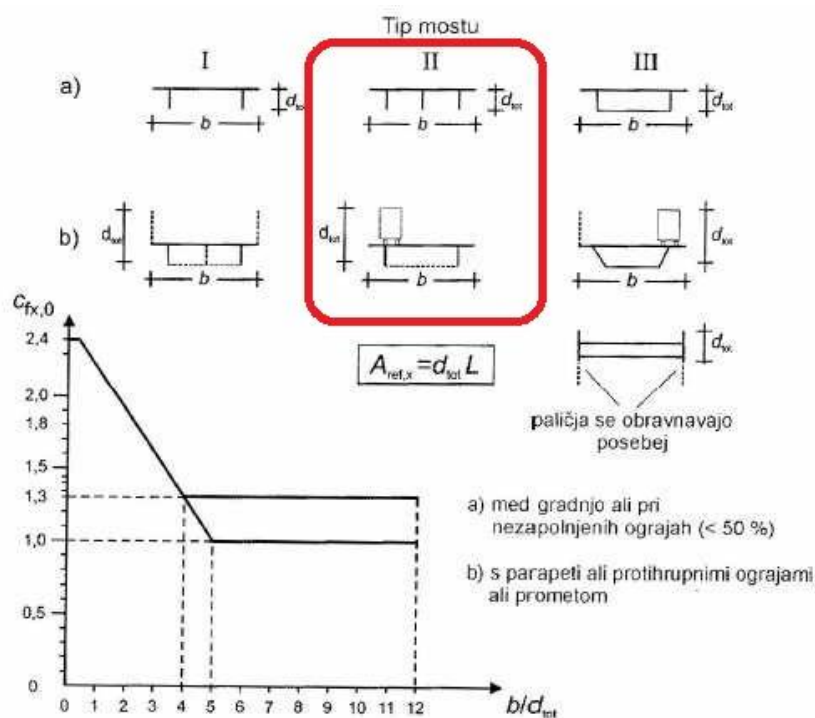
#### Koeficienti sile v smeri x (splošna metoda):

Koeficienti sile za vplive vetra v smeri x so podani z izrazom (4.13).

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} \quad (4.13)$$

kjer je:

$c_{f,x,0}$  koeficient sile brez upoštevanja vitkosti, ki se določi po sliki 8.3 (SIST EN 1991-1-4:2005).

Slika 25: Določitev koeficienta sile za mostove  $c_{fx,0}$  (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Debelina prekladne konstrukcije mostu skupaj s prometom znaša:

$$d_{tot} = 90 \text{ cm} + 16 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + 200 \text{ cm} = 311 \text{ cm} = 3,11 \text{ m}$$

Razmerje  $b/d_{tot}$ , ki ga potrebujemo za določitev  $c_{fx,0}$  je enako:

$$b/d_{tot} = 7 \text{ m} / 3,11 \text{ m} = 2,25$$

Iz grafa odčitamo  $c_{fx,0}$ , ki znaša 1,8.

Po izrazu (4.13):

$$c_{f,x} = 1,8$$

Referenčna površina v smeri x znaša:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 3,11 \text{ m} \cdot 32 \text{ m} = 99,52 \text{ m}^2$$

Sila vetra v smeri x se izračuna po izrazu (4.14)

$$F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (4.14)$$

kjer so:

$v_b$  osnovna hitrost vetra,

$\rho$  gostota zraka ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ),



C faktor obtežbe vetra, ki znaša  $C = c_e \cdot c_{f,x} = 1,703 \cdot 1,8 = 3,065$ , pri čemer je  $c_e$  faktor izpostavljenosti in je izračunan po izrazu (4.7) in  
 $A_{ref}$  referenčna ploskev.

Po izrazu (4.14) znaša sila vetra v x smeri:

$$F_{w,x} = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 20^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 \cdot 3,065 \cdot 99,52 \text{ m}^2 = 76257 \text{ N} = \mathbf{76,257 \text{ kN}}$$

#### Sila vetra na prekladno konstrukcijo v y smeri:

Sile vetra v y smeri se izračunajo s spodnjim izrazom:

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} = 0,25 \cdot 76,257 \text{ kN} = \mathbf{19,064 \text{ kN}} \quad (4.15)$$

#### Sila vetra na prekladno konstrukcijo v z smeri:

$$F_{w,z} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \quad (4.16)$$

kjer so:

$v_b$  osnovna hitrost vetra,

$\rho$  gostota zraka ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ),

C faktor obtežbe vetra, ki znaša  $C = c_e \cdot c_{f,z} = 1,703 \cdot 0,9 = 1,53$ , pri čemer je  $c_e$  faktor izpostavljenosti in je izračunan po izrazu (4.7), priporočena vrednost za  $c_{f,z}$  je 0,9 in

$A_{ref,z}$  referenčna ploskev, ki znaša  $A_{ref,z} = b \cdot L = 7 \text{ m} \cdot 32 \text{ m} = 224 \text{ m}^2$ .

Po (4.16):

$$F_{w,z} = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 20^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 \cdot 1,53 \cdot 224 \text{ m}^2 = 85680 \text{ N} = \mathbf{85,68 \text{ kN}}$$

### 4.4.3 Obtežba vetra brez prometne obtežbe

#### Koeficienti sile v smeri x (splošna metoda):

Koeficienti sile za vplive vetra v smeri x so podani z izrazom (4.13).

$$c_{f,x} = c_{f,x,0}$$

Debelina prekladne konstrukcije mostu znaša:

$$d_{tot} = 90 \text{ cm} + 16 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 110 \text{ cm} = 1,11 \text{ m}$$

Razmerje  $b/d_{tot}$ , ki ga potrebujemo za določitev  $c_{f,x,0}$  je enako:

$$b/d_{tot} = 7 \text{ m} / 1,11 \text{ m} = 6,31$$

Iz grafa odčitamo  $c_{f,x,0}$ , ki znaša 1,3.

Po izrazu (4.13):

$$c_{f,x} = 1,3$$

Referenčna površina v smeri x znaša:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 1,11\text{m} \cdot 32\text{m} = 35,52\text{m}^2$$

Sila vetra v smeri x se izračuna po izrazu (4.14)

$$F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (4.14)$$

kjer so:

$v_b$  osnovna hitrost vetra,

$\rho$  gostota zraka ( $\rho = 1,25\text{ kg/m}^3$ ),

$C$  faktor obtežbe vetra, ki znaša  $C = c_e \cdot c_{f,x} = 1,703 \cdot 1,3 = 2,21$ , pri čemer je  $c_e$  faktor izpostavljenosti in je izračunan po izrazu (4.7) in

$A_{ref}$  referenčna ploskev.

Po izrazu (4.14) znaša sila vetra v x smeri:

$$F_{w,x} = 0,5 \cdot 1,25\text{ kg/m}^3 \cdot 20^2\text{ m}^2/\text{s}^2 \cdot 2,21 \cdot 35,52\text{ m}^2 = 19625\text{ N} = \mathbf{19,625\text{ kN}}$$

#### **Sila vetra na prekladno konstrukcijo v y smeri:**

Sile vetra v y smeri se izračunajo s spodnjim izrazom:

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} = 0,25 \cdot 19,625\text{ kN} = \mathbf{4,906\text{ kN}} \quad (4.15)$$

#### **Sila vetra na prekladno konstrukcijo v z smeri:**

Sila vetra na preklado v z smeri pri mostu, ki je obremenjen s prometom, je enaka kot pri mostu, ki ni obremenjen in se izračuna po enačbi (4.16):

$$F_{w,z} = 0,5 \cdot 1,25\text{ kg/m}^3 \cdot 20^2\text{ m}^2/\text{s}^2 \cdot 1,53 \cdot 224\text{ m}^2 = 85680\text{ N} = \mathbf{85,68\text{ kN}}$$

## 5 STATIČNA ANALIZA

Statično in dinamično analizo smo naredili s pomočjo računalniškega programa Sofistik, ki temelji na metodi končnih elementov. V programu smo modelirali nosilno konstrukcijo mostu, vendar brez lesene voziščne plošče, ki smo jo obravnavali posebej. Program Sofistik omogoča tudi superpozicijo vrednosti notranjih sil, kar nam zelo olajša iskanje minimalnih in maksimalnih, ter njim pripadajočih preostalih notranjih sil.

### 5.1 Kombinacije obtežnih primerov

V programu Sofistik smo definirali 7 kombinacij obtežnih primerov, s katerimi smo zajeli vse pomembne vplive na konstrukcijo. Od 7 kombinacij je 6 kombinacij za mejno stanje nosilnosti, ena kombinacija pa za mejno stanje uporabnosti.

Kombinaciji obtežnih primerov za mejno stanje nosilnosti (MSN):

Kombinacija vplivov za stalno in začasno projektno stanje:

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

kjer so:

$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva,
$Q_{k,1}$	karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva,
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva,
$\gamma_{G,j}$	delni faktor varnosti za stalni vpliv, ki znaša 1,35, če je neugodno, sicer pa 1,0,
$\gamma_{Q,1}$	delni faktor varnosti za prevladujoči spremenljiv vpliv (promet), ki znaša 1,35, če je neugodno, sicer pa 0,
$\gamma_{Q,i}$	delni faktor varnosti za spremenljivi vpliv (veter), ki znaša 1,5, če je neugodno, sicer pa 0 in
$\psi_{0,i}$	faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva.

Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer sta:

$A_{Ed}$	projektna vrednost potresnega vpliva $A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$ in
$\psi_{2,i}$	faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva (samo UDL del prometne obtežbe), ki znaša 0,2.

Kombinacija obtežnih primerov za mejno stanje uporabnosti (MSU), ki jo uporabimo za kontrolo pomikov:

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

Uporabljene kombinacije obtežnih primerov:

**1. Kombinacija (MSN)**

Ta kombinacija zajema samo lastno težo in stalno obtežbo.

**2. Kombinacija (MSN)**

Ta kombinacija zajema: lastno težo, stalno obtežbo, obtežbo vetra na razpori v prečni smeri (upoštevata se obtežbo vetra iz strani, ki je bolj neugodna) in obtežbo vetra brez prometne obtežbe na prekladno konstrukcijo v vseh 6 smereh (gor, dol, levo, desno, naprej, nazaj), program pa upošteva tisto smer, ki je najbolj neugodna.

**3. Kombinacija (MSN)**

Ta kombinacija zajema: lastno težo, stalno obtežbo, prometno obtežbo v pogosti vrednosti in karakteristično obtežbo zaradi zaviranja oziroma pospeševanja vozil.

**4. Kombinacija (MSN)**

Kombinacija zajema: lastno težo, stalno obtežbo, karakteristično prometno obtežbo in obtežbo hodnika za pešce in kolesarje v kombinacijski vrednosti.

**5. Kombinacija (MSN)**

Ta kombinacija zajema: lastno težo, stalno obtežbo, karakteristično prometno obtežbo, obtežbo hodnika za pešce in kolesarje v kombinacijski vrednosti, obtežbo vetra na razpori v prečni smeri (upoštevata se obtežbo vetra iz strani, ki je bolj neugodna) in obtežbo vetra s prometno obtežbo na prekladno konstrukcijo v vseh 6 smereh (gor, dol, levo, desno, naprej, nazaj), program pa upošteva tisto smer, ki je najbolj neugodna.

**6. Kombinacija (MSN)**

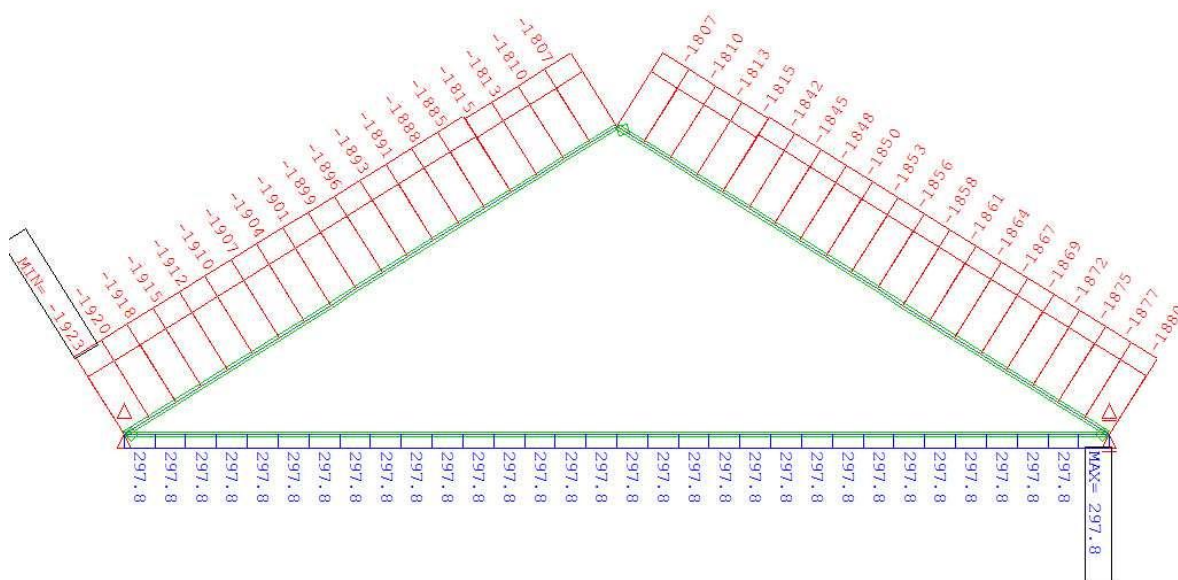
Ta kombinacija je potresna obtežna kombinacija in zajema: vpliv potresa, lastno težo, stalno obtežbo in del karakteristične prometne obtežbe (enakomerno zvezno obtežbo UDL). Kasneje se je izkazalo, da za projektiranje nosilnih elementov potresna obtežna kombinacija ni merodajna. Merodajna pa je pri dimenzioniranju ležišč vzdolžnih nosilcev.

**7. Kombinacija (MSU)**

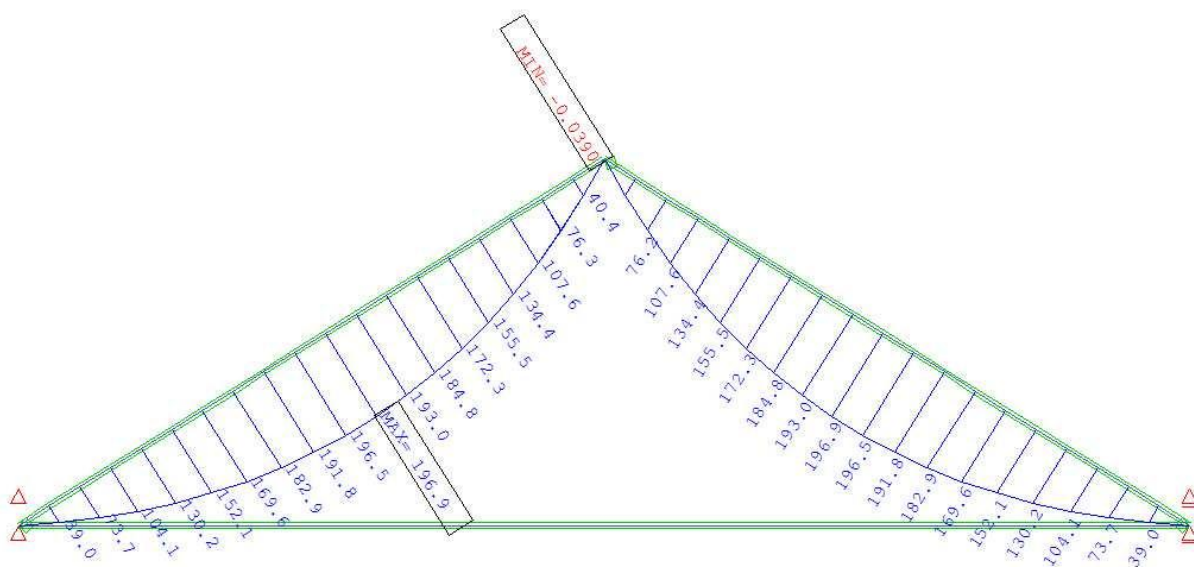
To je kombinacija za mejno stanje uporabnosti (za kontrolo pomikov) in zajema: lastno težo, stalno obtežbo, karakteristično prometno obtežbo in obtežbo vetra s prometno obtežbo na prekladno konstrukcijo v navpični smeri navzdol.

## 5.2 Merodajne notranje statične količine

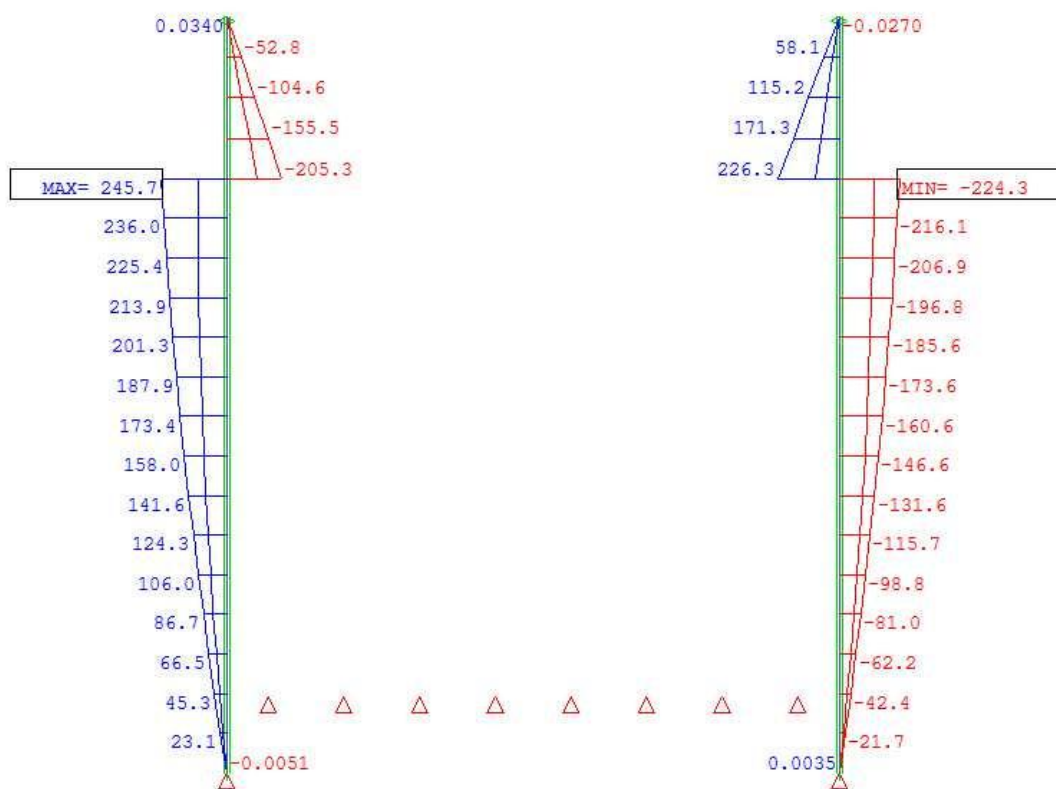
Izkazalo se je da je za mejno stanje nosilnosti pri nosilnih elementih mostu vedno merodajna 5. obtežna kombinacija, saj so tam največje obremenitve. S programom smo dobili merodajne notranje statične količine, ki so prikazane na spodnjih izpisih:



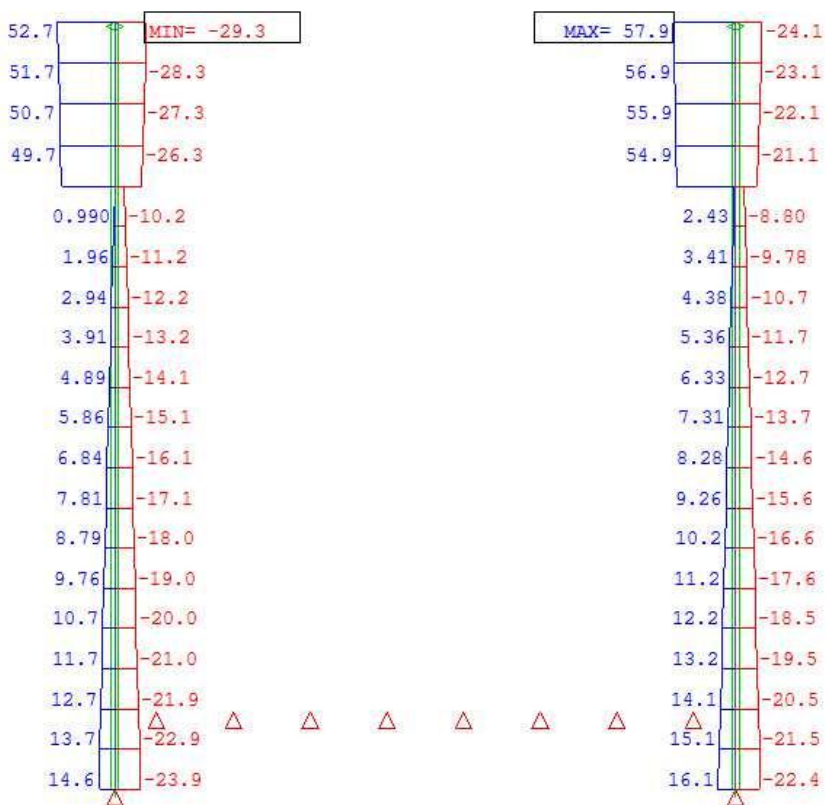
Slika 26: Ekstremne tlačne sile v razporah



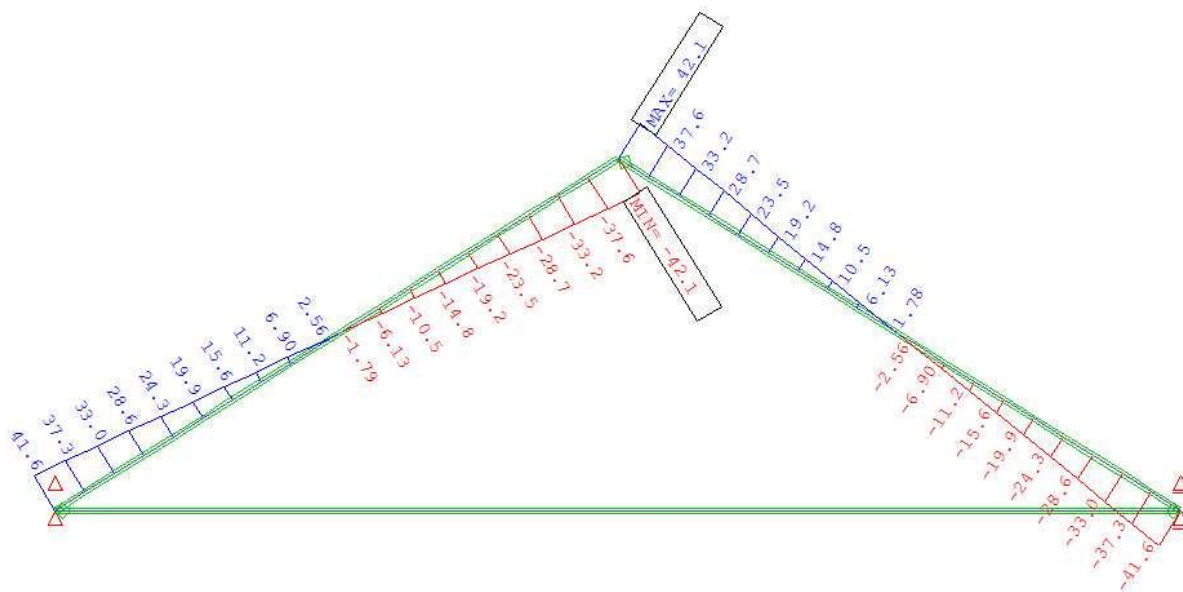
Slika 27: Pripadajoči upogibni momenti  $M_y$  v razporah



Slika 28: Pripadajoči upogibni momenti  $M_z$  v razporah



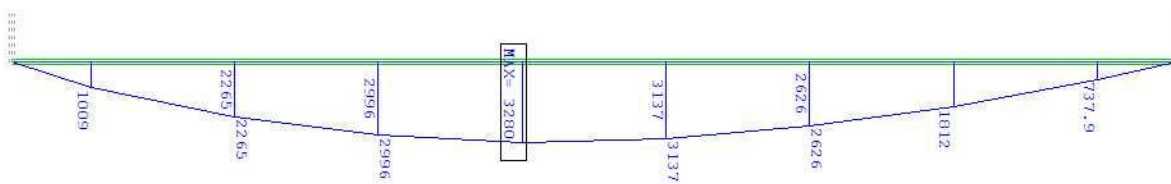
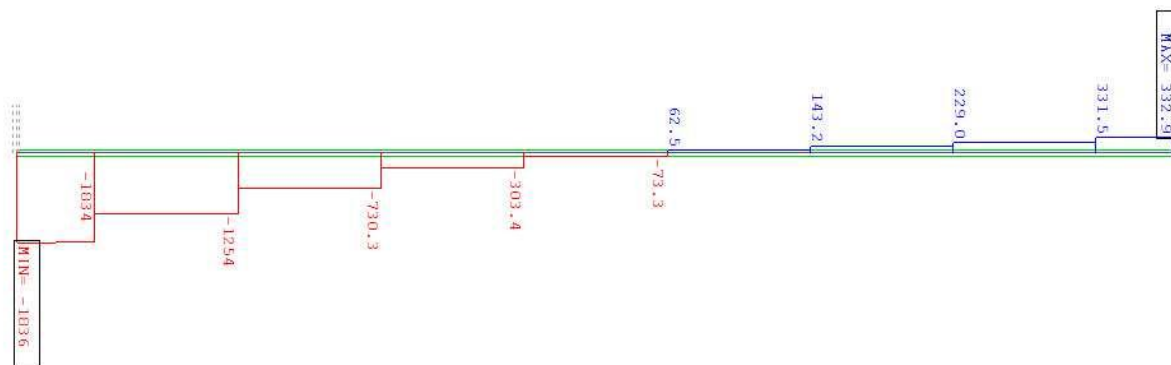
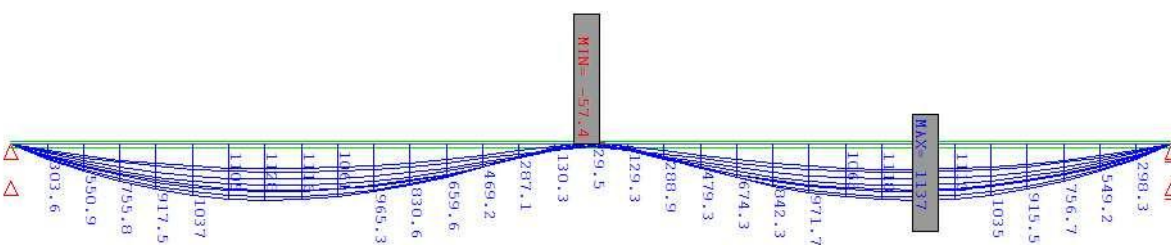
Slika 29: Pripadajoče prečne sile  $V_y$  v razporah



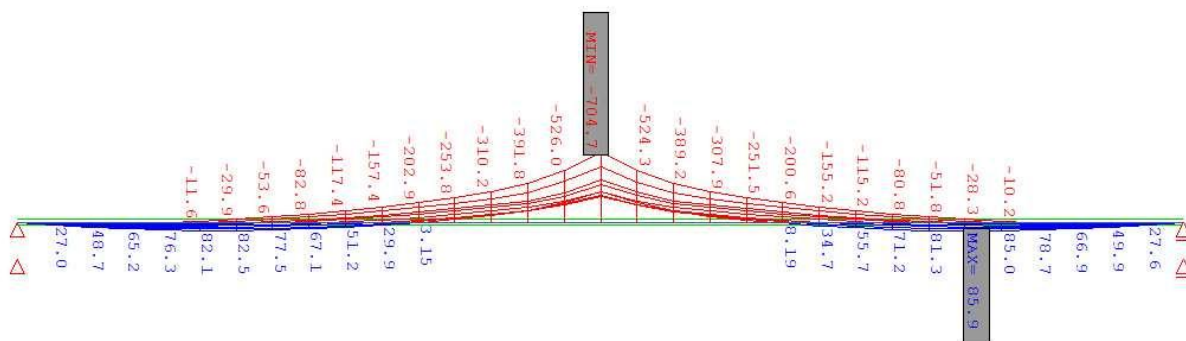
Slika 30: Pripadajoče prečne sile Vz v razporah



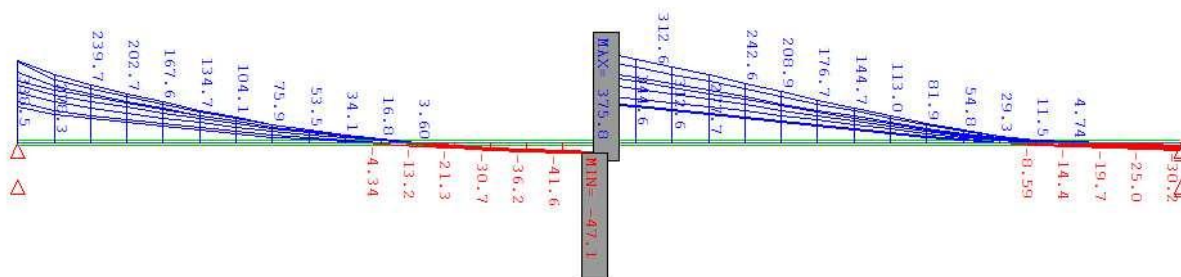
Slika 31: Ekstremne natezne osne sile v veškalki in natezni vezi

Slika 32: Ekstremni upogibni momenti  $M_y$  v prečnem nosilcuSlika 33: Ekstremne prečne sile  $V_z$  v prečnem nosilcuSlika 34: Ekstremni pozitivni upogibni momenti  $M_y$  v vzdolžnih nosilcih

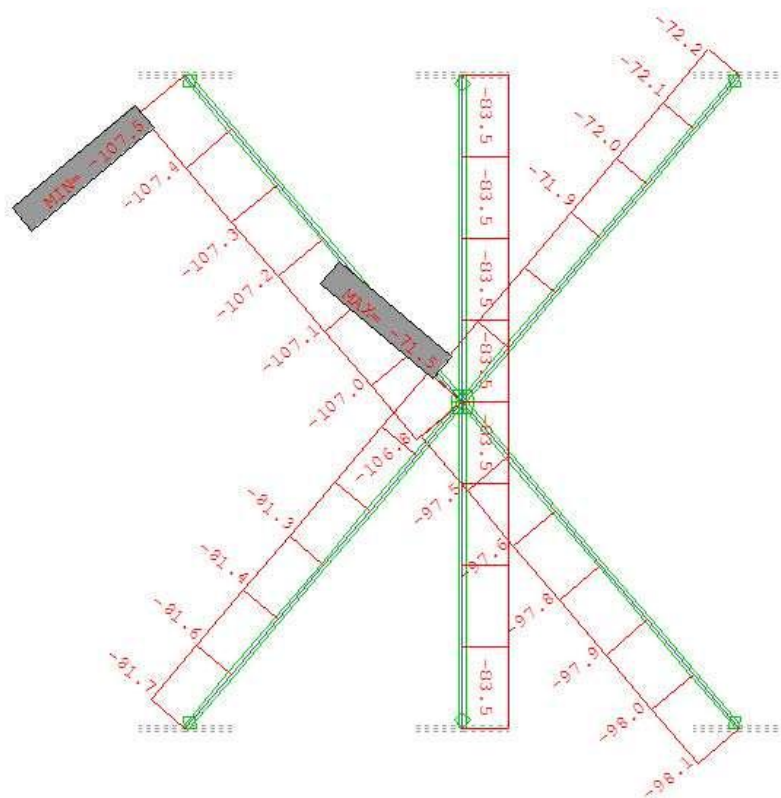




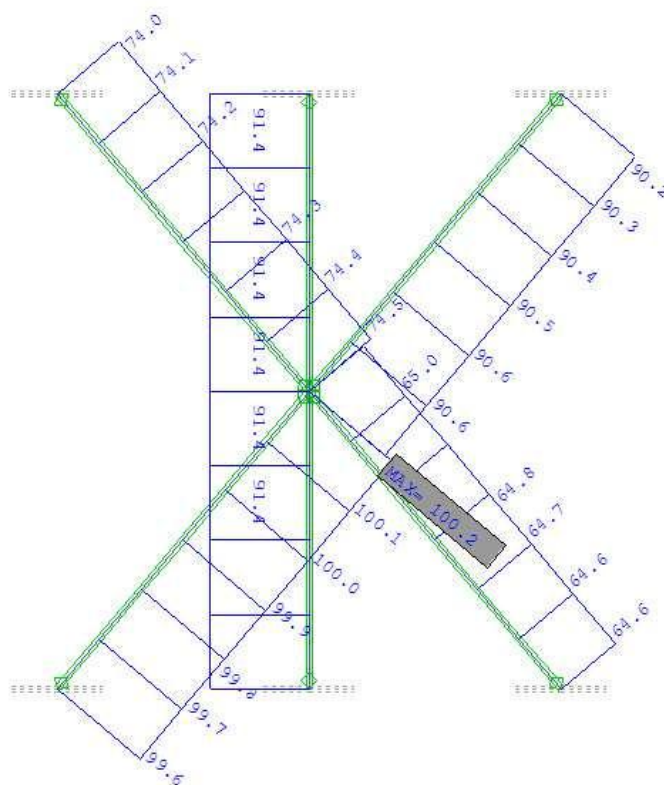
Slika 35: Ekstremni negativni upogibni momenti  $M_y$  v vzdolžnih nosilcih



Slika 36: Ekstremne prečne sile  $V_z$  v vzdolžnih nosilcih



Slika 37: Ekstremne tlačne osne sile v povezju razpor



Slika 38: Ekstremne natezne osne sile v povezju razpor

## 6 DIMENZIONIRANJE

Dimenzioniranje posameznih nosilnih elementov poteka v skladu s SIST EN 1995-1:2005. Posamezni elementi konstrukcije so dimenzionirani na merodajne vrednosti notranjih statičnih količin, ki so bile izračunane s pomočjo računalniškega programa Sofistik.

### 6.1 Razpori

Razpori, sta zaradi zasnove nosilne konstrukcije in geometrije tlačno najbolj obremenjena elementa v konstrukciji. Zaradi velikih tlakov v prerezu in dejstva, da so elementi bočno podprti le na začetku in koncu, je stabilnost razpor zelo pomembna.

#### 6.1.1 Obremenitev razpor

Največje oziroma najbolj merodajne notranje statične količine v razporah so na podlagi izračunov naslednje:

$N_d = -1923 \text{ kN}$	največja tlačna sila
$M_{y,d} = 196,9 \text{ kNm}$	pripadajoči upogibni moment okrog y osi
$M_{z,d} = 246,1 \text{ kNm}$	pripadajoči upogibni moment okrog z osi
$V_{y,d} = 57,2 \text{ kN}$	pripadajoča prečna sila v y smeri
$V_{z,d} = 42,1 \text{ kN}$	pripadajoča prečna sila v z smeri

#### 6.1.2 Dvoosni upogib s tlačno osno silo

Pri prerezih, ki so obremenjeni z dvoosnim upogibom in tlačno osno silo je potrebno narediti kontrolo napetosti z izrazoma (6.1) in (6.2).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad (6.1)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

kjer so:

$\sigma_{c,0,d}$  projektna tlačna napetost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z enačbo:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{N_d}{b \cdot h} \quad (6.3)$$

$\sigma_{m,y,d}$  projektna napetost zaradi upogiba okrog y osi, določena z izrazom:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{M_{y,d}}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{6 \cdot M_{y,d}}{b \cdot h^2} \quad (6.4)$$

$\sigma_{m,z,d}$  projektna napetost zaradi upogiba okrog z osi, določena z izrazom:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{M_{z,d}}{\frac{h \cdot b^2}{6}} = \frac{6 \cdot M_{z,d}}{h \cdot b^2} \quad (6.5)$$

$f_{c,0,d}$  projektna tlačna trdnost v smeri vlaken,

$f_{m,d}$	projektna upogibna trdnost,
$k_m$	redukcijski koeficient, ki upošteva prerazporeditev upogibnih napetosti v prečnem prerezu in za pravokotne prereze se priporoča vrednost 0,7,
$k_{c,z}$	uklonski koeficient okrog z osi in
$k_{c,y}$	uklonski koeficient okrog y osi.

Projektna tlačna trdnost je določena z spodnjim izrazom:

$$f_{c,o,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,o,k}}{\gamma_m} \quad (6.6)$$

kjer je:

$k_{mod}$	modifikacijski faktor za trajanje obtežbe in vlažnost ter znaša v našem primeru 0,9 saj spada merodajna obtežna kombinacija med kratkotrajno obtežbo,
$\gamma_m$	varnostni faktor za lepljen lameliran les znaša 1,25 in
$f_{c,o,k}$	karakteristična tlačna trdnost v smeri vlaken.

Projektna upogibna trdnost je določena z spodnjim izrazom:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad (6.7)$$

kjer je:

$f_{m,k}$	karakteristična upogibna trdnost.
-----------	-----------------------------------

Iz enačbe (6.3) sledi:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{1923 \text{ kN}}{80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm}} = 0,301 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Iz enačbe (6.4) sledi:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 19690 \text{ kNcm}}{80 \text{ cm} \cdot 80^2 \text{ cm}^2} = 0,231 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Iz enačbe (6.5) sledi:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{6 \cdot 24610 \text{ kNcm}}{80 \text{ cm} \cdot 80^2 \text{ cm}^2} = 0,288 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Po izrazu (6.6) je:

$$f_{c,o,d} = 0,9 \cdot \frac{3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 2,232 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Po (6.7) je:

$$f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{3,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Uklonska koeficienta v y in z smeri sta funkciji vitkosti tlačno obremenjenega elementa in se izračunata z enačbama:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.8)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.9)$$

kjer so:

$k_y$  pomožni faktor za določitev uklonskega koeficienta okrog y osi, ki ga izračunamo z izrazom:  $k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$ , (6.10)

$k_z$  pomožni faktor za določitev uklonskega koeficienta okrog z osi, ki ga izračunamo z izrazom:  $k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$  (6.11)

kjer je vrednost faktorja  $\beta_c$  za lepljen lamelirani les enaka 0,1,

$\lambda_{rel,y}$  relativna vitkost v smeri y in

$\lambda_{rel,z}$  relativna vitkost v smeri z.

Relativna vitkost se izračuna kot:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.12)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.13)$$

kjer so:

$f_{c,0,k}$  karakteristična tlačna trdnost v smeri vlaken,

$E_{0,05}$  modul elastičnosti pri 5% deformaciji vzporedno z vlakni in

$\lambda_y$  in  $\lambda_z$  vitkosti tlačno obremenjenega elementa, ki sta dobljeni z enačbama:

$$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} \quad (6.14)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z} \quad (6.15)$$

kjer so:

$l_{u,y}$  uklonska dolžina pri uklonu okoli y osi, ki je v našem primeru kar enaka sistemski dolžini elementa  $l_{u,y} = 19$  m,

$l_{u,z}$  uklonska dolžina pri uklonu okoli z osi, ki je v našem primeru kar enaka sistemski dolžini elementa  $l_{u,z} = 19$  m in

$i_y$  in  $i_z$  vztrajnostna polmera okoli  $y$  in  $z$  osi, ki ju izračunamo z enačbama:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad (6.16)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{h \cdot b^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \quad (6.17)$$

Po (6.16) in (6.17) dobimo:

$$i_y = \sqrt{\frac{80^2 \text{ cm}^2}{12}} = 23,09 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{80^2 \text{ cm}^2}{12}} = 23,09 \text{ cm}$$

Ker imamo kvadraten prerez je vitkost okoli osi  $y$  enaka vitkosti okoli osi  $z$ , zato naprej računamo samo vitkost za uklon okoli  $y$  osi.

Po enačbi (6.14):

$$\lambda_y = \frac{1900 \text{ cm}}{23,09 \text{ cm}} = 82,29$$

Izračunamo relativno vitkost po izrazu (6.12):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{82,29}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1190 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,337$$

Po (6.10) je:

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,337 - 0,3) + 1,337^2) = 1,446$$

Uklonska koeficienta  $k_{c,y}$  in  $k_{c,z}$  sta po izrazu (6.8) enaka:

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,446 + \sqrt{1,446^2 - 1,337^2}} = 0,501$$

$$k_{c,z} = 0,501$$

Sedaj lahko naredimo kontrolo napetosti z enačbama (6.1) in (6.2), ki sta tudi kontroli stabilnosti.

$$\frac{0,301 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,501 \cdot 2,232 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + 0,7 \cdot \frac{0,231 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{0,288 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,44 \leq 1,0$$

$$\frac{0,301 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,501 \cdot 2,232 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{0,231 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + 0,7 \cdot \frac{0,288 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,44 \leq 1,0$$

Iz zgornjih dokazov je razvidno, da razpori preneseta dvoosni upogib s tlačno osno silo tudi ob upoštevanju nevarnosti uklona.

### 6.1.3 Strig

Strižne napetosti izračunamo ločeno za obe smeri in po izrazu (6.18) izračunamo rezultanto strižnih napetosti, ki mora biti manjša od strižne trdnosti materiala.

$$\tau_{d,max} = \sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2} \leq f_{v,d} \quad (6.18)$$

$f_{v,d}$  projektna strižna trdnost, ki jo izračunamo po izrazu:

$$f_{v,d} = \frac{0,9 \cdot f_{v,k}}{1,25} = \frac{0,9 \cdot 0,43 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 0,310 \frac{kN}{cm^2}$$

Strižni napetosti izračunamo po enačbi (6.19) in (6.20):

$$\tau_{y,d} = \frac{V_{y,d}}{A_s} \quad (6.19)$$

$$\tau_{z,d} = \frac{V_{z,d}}{A_s} \quad (6.20)$$

kjer so:

$V_{y,d}$  in  $V_{z,d}$  prečni sili v y in z smeri in

$A^*$  pomožni prerez elementa, ki ga izračunamo po enačbi:

$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A = \frac{2}{3} \cdot b \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} = 4266,67 \text{ cm}^2$$

Iz (6.19) sledi:

$$\tau_{y,d} = \frac{57,2 \text{ kN}}{4266,67 \text{ cm}^2} = 0,013 \frac{kN}{cm^2}$$

Iz (6.20) sledi:

$$\tau_{z,d} = \frac{42,1 \text{ kN}}{4266,67 \text{ cm}^2} = 0,010 \frac{kN}{cm^2}$$

Po (6.18):

$$\tau_{d,max} = \sqrt{0,013^2 \frac{kN^2}{cm^4} + 0,010^2 \frac{kN^2}{cm^4}} = 0,016 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{v,d} = 0,310 \frac{kN}{cm^2}$$

Vidimo, da so maksimalne projektne strižne napetosti v prerezu manjše od projektne strižne trdnosti materiala.

#### 6.1.4 Kontrola deformacij razpor

S programom Sofistik smo izračunali deformacije pri obtežni kombinaciji, ki ustreza mejnemu stanju uporabnosti. Dobili smo pomike razpor v smeri lokalne osi z, in sicer posebej zaradi lastne in stalne obtežbe in posebej zaradi spremenljive obtežbe, v našem primeru obtežbe s prometom.

Trenutni pomik zaradi lastne in stalne obtežbe:

$$u_{inst,G} = 19,42 \text{ mm}$$

Trenutni pomik zaradi vpliva spremenljive obtežbe :

$$u_{inst,Q1} = 8,58 \text{ mm}$$

$$u_{inst,Qi} = 0,50 \text{ mm}$$

Končni pomik se izračuna s pomočjo spodnjega izraza:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (6.21)$$

kjer so:

- $u_{fin,G}$  končni pomik zaradi vpliva lastne teže,
- $u_{fin,Q1}$  končni pomik zaradi prevladujočega spremenljivega vpliva in
- $u_{fin,Qi}$  končni pomik zaradi ostalih spremenljivih vplivov.

Končne pomike zaradi posameznih vplivov dobimo po izrazih:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad (6.22)$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad (6.23)$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \quad (6.24)$$

kjer so:

- $\psi_{2,1}$  in  $\psi_{2,i}$  faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov,
- $\psi_{0,i}$  faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov in
- $k_{def}$  deformacijski faktor, ki za lepljen les zavzame vrednost 0,80.

Z vstavitvijo enačb (6.22), (6.23) in (6.24) v (6.21) dobimo skupni končni pomik, ki znaša:

$$u_{fin} = 19,42 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 8,58 \text{ mm} \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,8) + 0,50 \text{ mm} \cdot (0,3 + 0 \cdot 0,8) = 40,46 \text{ mm}$$

Končni pomik mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$u_{lim} = 1 / 250 = 19000 \text{ mm} / 250 = 76 \text{ mm} > u_{fin} = 40,46 \text{ mm}$$

Deformacije razpor so torej v mejah normale.



## 6.2 Navpični jekleni vešalki

Vešalki sta okroglega prereza s premerom  $D = 8$  cm in sta izdelani iz jekla S460 Q.

### 6.2.1 Obremenitev navpičnih jeklenih vešalk

Vešalki sta pritrjeni členkasto in njun odpornostni upogibni moment je zelo majhen, zato sta obremenjeni izključno z osno silo.

$N_d = 1841$  kN največja natezna sila, ki se pojavi v vešalki

### 6.2.2 Centrični nateg

Za kontrolo nosilnosti je potrebno zadostiti pogoju:

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (6.25)$$

Projektna natezna nosilnost  $N_{Rd}$  je enaka:

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_m}; \frac{F_k}{\gamma_m} \right\} \quad (6.26)$$

kjer so:

$F_{uk}$  karakteristična natezna nosilnost na pretrg:

$$F_{uk} = f_u \cdot A = 55 \frac{kN}{cm^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 8^2 cm^2}{4} = 2763,2 kN$$

$F_k$  karakteristična natezna plastična nosilnost:

$$F_k = f_y \cdot A = 44 \frac{kN}{cm^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 8^2 cm^2}{4} = 2210,6 kN$$

$\gamma_m$  parcialni faktor, ki je v našem primeru enak 1,0.

Po enačbi (6.26):

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{2763,2 kN}{1,5 \cdot 1,0}; \frac{2210,6 kN}{1,0} \right\} = 1842,1 kN$$

Preverimo nosilnost s pogojem (6.25):

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} = \frac{1841 kN}{1842,1 kN} = 0,999 \leq 1,0$$

Pogoju je zadoščeno kar pomeni, da je primerna vešalka s premerom 8 cm.

### 6.3 Vodoravni jekleni vezi

Jekleni vezi sta iz enakega materiala kot vešalki, vendar manjšega premera, ki znaša  $D = 7,5$  cm.

#### 6.3.1 Obremenitev vodoravnih jeklenih vezi

Vezi prevzemata horizontalne reakcije razpor, zato sta obremenjeni večinoma z nategom, in z manjšim deležem upogiba zaradi lastne teže, ki pa je zanemarljiv v primerjavi z nategom.

$N_d = 1572$  kN največja natezna sila, ki se pojavi v posamezni vezi

#### 6.3.2 Centrični nateg

Karakteristična natezna nosilnost na pretrg:

$$F_{uk} = f_u \cdot A = 55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 7,5^2 \text{ cm}^2}{4} = 2428,6 \text{ kN}$$

Karakteristična natezna plastična nosilnost:

$$F_k = f_y \cdot A = 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 7,5^2 \text{ cm}^2}{4} = 1942,9 \text{ kN}$$

Po enačbi (6.26):

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{2428,6 \text{ kN}}{1,5 \cdot 1,0}; \frac{1942,9 \text{ kN}}{1,0} \right\} = 1619,1 \text{ kN}$$

Preverimo nosilnost s pogojem (6.25):

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} = \frac{1572,0 \text{ kN}}{1619,1 \text{ kN}} = 0,97 \leq 1,0$$

Pogoju je zadoščeno kar pomeni, da je primerna vez s premerom 7,5 cm.

### 6.4 Prečni nosilec

Prečni nosilec je jekleni HEB 800 vroče valjan profil, s kvaliteto jekla S420 N. Nosilec je obešen na vešalki in nosi vzdolžne lesene nosilce. Prečni nosilec je upogibno obremenjen element, zato obstaja nevarnost bočne zvrnitve, ki pa je v našem primeru preprečena, saj je prečni nosilec v zgornjem pasu, ki je tlačno obremenjen, prečno podprt z vzdolžnimi lesenimi nosilci katere tudi nosi. Zato kontrole bočne zvrnitve prečnega nosilca ne bomo delali.

#### 6.4.1 Obremenitve prečnega nosilca

Največje oziroma najbolj merodajne notranje statične količine v prečnem nosilcu so na podlagi izračunov naslednje:

$M_{y,d} = 3280$  kNm največji pozitivni upogibni moment okrog y osi

$V_{z,d} = 1841$  kN pripadajoča prečna sila v z smeri

### 6.4.2 Strig

Nosilec je strižno najbolj obremenjen na začetku in koncu, ker je tam podprt z vešalkami. Vroče valjani profili imajo kompaktne stojine, zato se nosilnost na strig preveri s spodnjim izrazom:

$$V_{z,d} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (6.27)$$

kjer so:

- $V_{pl,rd}$  plastična strižna nosilnost,  
 $\gamma_{M0}$  materialni varnostni faktor, ki je enak 1,0 in  
 $A_v$  površina strižnega prereza, ki jo izračunamo za H profile po izrazu (6.28).

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (6.28)$$

$$A_v = 334 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 3,3 \text{ cm} + (1,75 \text{ cm} + 2 \cdot 3 \text{ cm}) \cdot 3,3 \text{ cm} = 161,6 \text{ cm}^2$$

Plastična strižna nosilnost znaša:

$$V_{pl,rd} = \frac{161,6 \text{ cm}^2 \cdot 42,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 3918,6 \text{ kN} \geq V_{z,d} = 1841 \text{ kN}$$

Pogoju (6.27) je zadoščeno.

### 6.4.3 Interakcija med strigom in upogibom

Vpliv prečnih sil na projektno upogibno nosilnost ni potrebno upoštevati, če velja:

$$V_{z,d} = 1841 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 0,5 \cdot 3918,6 \text{ kN} = 1959,3 \text{ kN}$$

Pogoj je izpolnjen, zato ni interakcije med strigom in upogibom.

### 6.4.4 Upogib

Projektna upogibna nosilnost za prečne prereze, ki spadajo v 3. razred kompaktnosti, se dobi po enačbi:

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.29)$$

kjer je :

- $W_{el}$  elastični odpornostni upogibni moment, ki za profil HEB 800 okrog y osi znaša  
 $W_{y,el} = 8980 \text{ cm}^3$ .

Iz (6.28) sledi:

$$M_{el,rd} = \frac{8980 \text{ cm}^3 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 377160 \text{ kNcm} > M_{y,d} = 328000 \text{ kNcm}$$

Upogibna nosilnost nosilca je dovolj velika.

### 6.4.5 Kontrola deformacij prečnega nosilca

Dobljeni so naslednji navpični povesi v smeri z osi.

Trenutni poves zaradi lastne in stalne obtežbe:

$$u_{inst,G} = 7,0 \text{ mm}$$

Trenutni poves zaradi vpliva spremenljive obtežbe :

$$u_{inst,Q} = 28,35 \text{ mm}$$

Ker so dobljeni povesi izračunani za MSU pri karakteristični obtežni kombinaciji, je potrebno povesi zaradi spremenljive obtežbe reducirati, ker obstaja zelo majhna verjetnost, da bo most obremenjevala celotna spremenljiva obtežba. Upoštevali smo 75% spremenljive obtežbe.

Končni poves torej znaša:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q} \cdot \psi_{1,1} = 7,0 \text{ mm} + 28,35 \text{ mm} \cdot 0,75 = 28,26 \text{ mm}$$

Končni poves mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$u_{lim} = l / 250 = 8200 \text{ mm} / 250 = 32,8 \text{ mm} > u_{fin} = 28,26 \text{ mm}$$

Deformacije prečnega nosilca so v dopustnih mejah.

## 6.5 Vzdolžni nosilci

Vzdolžnih nosilcev je 8 in so iz lepljenega lameliranega lesa GL-36h. Dimenzije nosilcev so  $b/h = 40/90$  cm in potekajo kot kontinuirani nosilci preko prečnega jeklenega nosilca.

### 6.5.1 Obremenitev vzdolžnih nosilcev

Vzdolžni nosilci so najbolj obremenjeni v upogibu okrog y osi, zato bi lahko prišlo do bočne zvrnitve nosilcev. V našem primeru so nosilci bočno podprti v zgornjem pasu, kjer se v poljih pojavljajo tlaki in zato ne bomo preverjali bočne zvrnitve. Bočno so podprti z leseno voziščno ploščo, ki poteka čez vzdolžne nosilce in je v svoji ravnini izjemo toga. Na mestu, kjer vzdolžni nosilci potekajo preko jeklenega prečnega nosilca, so podprti v prečni smeri s pomočjo viličastih podpor.

$$M_{y,d} = 1137 \text{ kNm} \quad \text{največji pozitivni upogibni moment okrog y osi}$$

$$M_{y,d,neg} = -704,7 \text{ kNm} \quad \text{največji negativni upogibni moment okrog y osi}$$

$$V_{z,d} = 375,8 \text{ kN} \quad \text{največja prečna sila v z smeri}$$

### 6.5.2 Upogib

Kontrolo enosnega upogiba se izvede z enačbo (6.30):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad (6.30)$$

Projektna napetost zaradi upogiba v y smeri, določena z izrazom (6.4)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 113700 \text{ kNcm}}{40 \text{ cm} \cdot 90^2 \text{ cm}^2} = 2,106 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno upogibno trdnost smo prej že izračunali z izrazom (6.7).

Vstavimo v enačbo (6.30):

$$\frac{2,106 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,813 \leq 1,0$$

Pogoj je izpolnjen.

### 6.5.3 Strig

Strižno napetost izračunamo po enačbi (6.20):

$$\tau_{z,d} = \frac{V_{z,d}}{A_s}$$

Pomožni prerez elementa izračunamo po enačbi:

$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A = \frac{2}{3} \cdot b \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 90 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 2400 \text{ cm}^2$$

Strižno napetost izračunamo po enačbi (6.20):

$$\tau_{z,d} = \frac{375,8 \text{ kN}}{2400 \text{ cm}^2} = 0,157 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{z,d} = 0,157 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,310 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vidimo, da je maksimalna strižna napetost v prerezu manjša od projektne strižne trdnosti materiala.

### 6.5.4 Kontrola deformacij vzdolžnih nosilcev

Dobili smo povese vzdolžnih nosilcev v smeri osi z, t.j. navpično navzdol in sicer posebej zaradi lastne in stalne obtežbe in posebej zaradi spremenljive obtežbe, v našem primeru obtežbe s prometom.

Trenutni povos zaradi lastne in stalne obtežbe:

$$u_{inst,G} = 9,45 \text{ mm}$$

Trenutni povos zaradi vpliva spremenljive obtežbe (promet) :

$$u_{inst,Q} = 35,4 \text{ mm}$$

Trenutni povos zaradi prometne obtežbe mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$u_{lim, inst} = 1 / 400 = 16000 \text{ mm} / 400 = 40 \text{ mm} > u_{inst,Q} = 35,4 \text{ mm}$$

Končni povos se izračuna s pomočjo izraza (6.21)

$$u_{fin} = 9,45 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 35,4 \text{ mm} \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,8) = 58,1 \text{ mm}$$

Končni povos mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$u_{lim, fin} = 1 / 250 = 16000 \text{ mm} / 250 = 64 \text{ mm} > u_{fin} = 58,1 \text{ mm}$$

Deformacije vzdolžnih nosilcev so v dopustnih mejah.

## 6.6 Povezje razpor

Povezje razpor je sestavljeno iz štirih palic prereza  $b/h = 20/20$  cm in povezovalnega nosilca z dimenzijami  $b/h = 20/30$  cm, ki povezuje razpori. Vsi elementi povezja so iz lepljenega lameliranega lesa kvalitete GL-36h in skupaj z razporami tvorijo okvir, ki daje togost glavnim nosilcem tudi v prečni smeri.

### 6.6.1 Obremenitev palic v povezju

Palice, ki potekajo poševno, so na obeh straneh členkasto vpete v razpori in povezovalni nosilec, zato se v palicah pojavljajo le tlačne in natezne osne sile. Zaradi lastne teže se sicer pojavi upogibni moment, ki pa je tako majhen, da ga lahko zanemarimo. Pri povezovalnem nosilcu so obtežbe malenkost manjše kot v palicah, zato bomo preverili samo palice, ker so bolj merodajne in imajo manjši prerez.

$$N_d = -107,5 \text{ kN} \quad \text{največja tlačna sila}$$

$$N_d = 99,4 \text{ kN} \quad \text{največja natezna sila}$$

### 6.6.2 Nateg

Kontrola natega se izvede po enačbi:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

Kjer se projektna natezna napetost  $\sigma_{t,0,d}$  izračuna s spodnjim izrazom:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A \cdot \beta} = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot \beta} = \frac{99,4 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 0,8} = 0,311 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

kjer s faktorjem  $\beta = 0,8$  reduciramo prečni prerez, zaradi kasnejših oslabitev, ki jih povzročijo priključki.

Projektna natezna trdnost pa je enaka:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{2,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,872 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vstavimo v enačbo (6.31):

$$\frac{0,311 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,872 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,166 \leq 1,$$

Pogoju je zadoščeno, torej so dimenzije palic primerne.

### 6.6.3 Tlak

Pri tlaku je potrebno preveriti tudi stabilnost elementov, saj obstaja nevarnost uklona. S spodnjima enačbama preverimo napetosti in hkrati tudi stabilnost.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 \quad (6.32)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 \quad (6.33)$$

Iz enačbe (6.3) izračunamo projektno tlačno napetost:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{107,5 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,269 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Po izrazu (6.16) izračunamo samo vztrajnostni polmer okoli osi y, saj je zaradi kvadratnega prereza okoli osi z enak:

$$i_y = \sqrt{\frac{20^2 \text{ cm}^2}{12}} = 5,77 \text{ cm}$$

Uklonska dolžina je enaka sistemski dolžini, ki je 5,72 m.

Vitkost dobimo z enačbo (6.14):

$$\lambda_y = \frac{572 \text{ cm}}{5,77 \text{ cm}} = 99,13$$

Izračunamo relativno vitkost po izrazu (6.12):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{99,13}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3,1 \frac{kN}{cm^2}}{1190 \frac{kN}{cm^2}}} = 1,61$$

Po (6.10) je:

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,61 - 0,3) + 1,61^2) = 1,862$$

Uklonska koeficienta  $k_{c,y}$  in  $k_{c,z}$  sta po izrazu (6.8) enaka:

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,862 + \sqrt{1,862^2 - 1,61^2}} = 0,38$$

$$k_{c,z} = 0,38$$

Vstavimo v enačbo (6.32) :

$$\frac{0,269}{0,38 \cdot 2,232 \frac{kN}{cm^2}} = 0,32 \leq 1,0$$

Pogoju je zadoščeno.

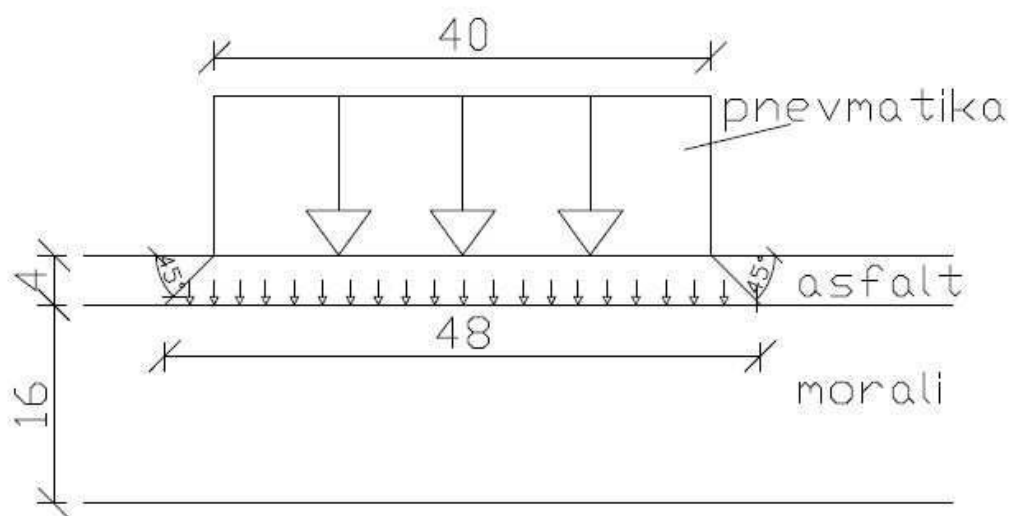
## 6.7 Voziščna plošča

Plošča je sestavljena iz pokonci obrnjenih moralov, ki so med sabo povezani z jeklenimi mozniki, tako da morali tvorijo togo šipo, ki daje mostu togost v prečni smeri. Voziščna plošča je debela 16 cm in nanjo pride položena hidroizolacija ter 4 cm asfalta, ki je potreben za boljšo torno površino vozišča in tudi za boljši raznos obtežbe. Morali so iz lesa kvalitete D60 in so položeni prečno na os mostu ter so podprti z vzdolžnimi nosilci na razdalji 1 m. Te plošče nismo modelirali v modelu mostu, ampak jo obravnavamo posebej.

### 6.7.1 Obremenitve voziščne plošče

Ploščo obravnavamo kot nosilec širine 48 cm in višine 16 cm. Širino 48 cm izberemo zato, ker se ravno na takšno širino raznese obtežba pnevmatike vozila, katere velikost je 40 x 40 cm in deluje na asfalt debeline 4 cm. Obtežba se pri asfaltu raznaša pod kotom 45° in zato se na vsako stran pnevmatike širine 40 cm raznese še 4 cm, kar skupaj prinese 48 cm. Lahko bi še upoštevali raznos obtežbe do osi moralov pod kotom 15°, vendar bomo ostali na varni strani.



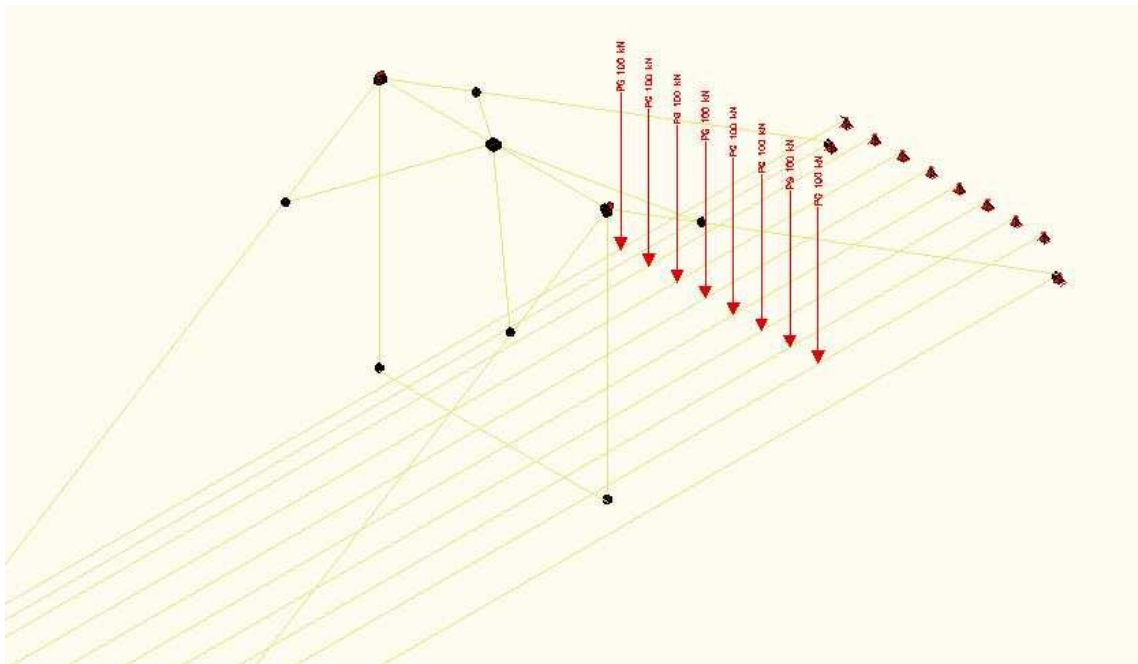


Slika 39: Raznos obtežbe pnevmatike na voziščno ploščo

Ploščo tako modeliramo kot kontinuiran nosilec  $b/h = 48/16$  cm, ki poteka čez več polj z razponi po 1 m. Voziščna plošča, ki jo modeliramo kot kontinuiran nosilec, leži na vzdolžnih nosilcih, ki pa so podajni, zato modeliramo podajne podpore kontinuiranega nosilca, da določimo največji možni pozitivni upogibni moment. Za določitev največje prečne sile in negativnega momenta pa modeliramo kontinuiran nosilec s togimi podporami, saj bodo tako določene večje prečne sile in negativni momenti, kot pri podajnih podporah. Tako smo pri določitvi vseh merodajnih notranjih količin na varni strani.

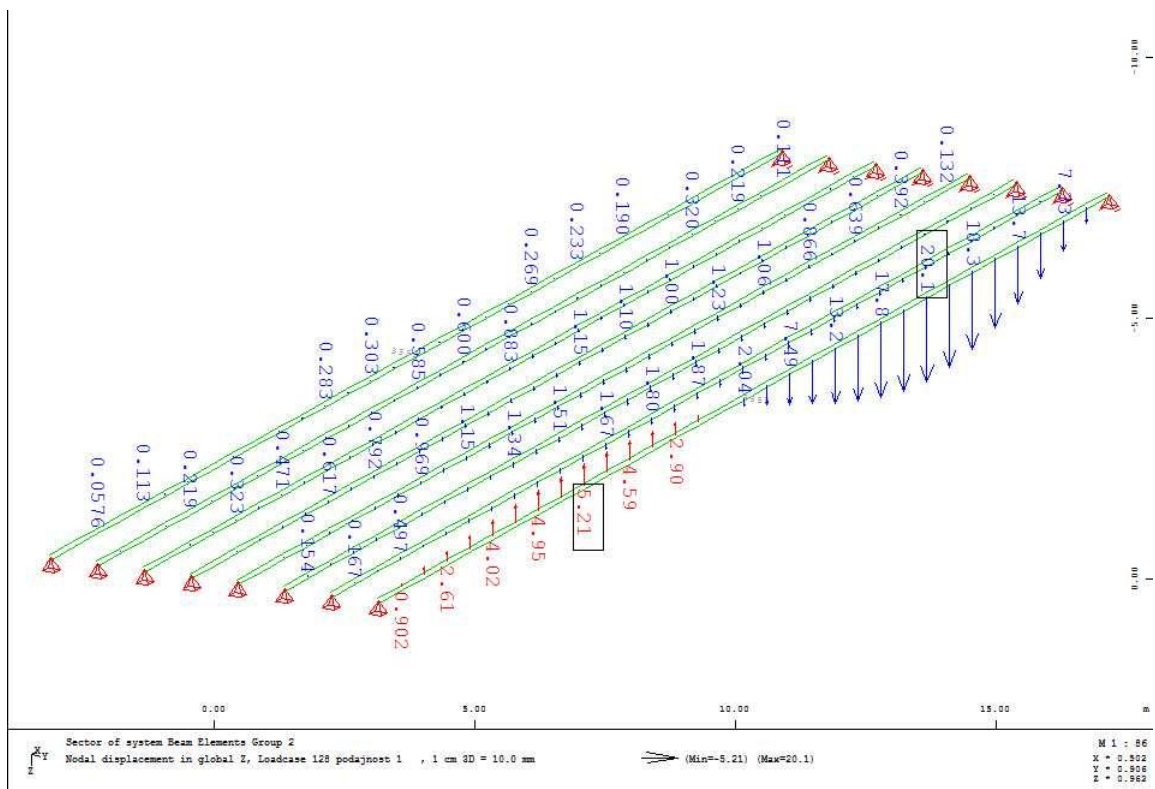
#### **Določitev togosti podajnih podpor**

Togost podajnih podpor, ki jih modeliramo z vzmetmi, določimo tako, da postavimo na vsak vzdolžni nosilec točkovno silo 100 kN in na tem mestu izračunamo navpični pomik. Silo postavimo na sredino razpona med srednjo podporo vzdolžnih nosilcev in podporo na koncu vzdolžnih nosilcev, kot je to prikazano na sliki 40.



Slika 40: Postavitev točkovnih sil za določitev podajnosti vzdolžnih nosilcev

Zaradi točkovnih sil velikosti 100 kN, dobimo praktično enake navpične pomike v vseh 8 vzdolžnih nosilcih. Pomiki na mestih točkovnih sil znašajo 20,1 mm kar je razvidno iz spodnje slike, ki prikazuje vertikalne pomike zaradi teh točkovnih sil.



Slika 41: Pomiki zaradi točkovne sile na prvem vzdolžnem nosilcu

Zaradi upoštevanje linearne zveze med togostjo, pomikom in silo, ki jo podaja spodnja enačba, lahko izračunamo togost.

$$F = k \cdot u$$

kjer so:

F sila,

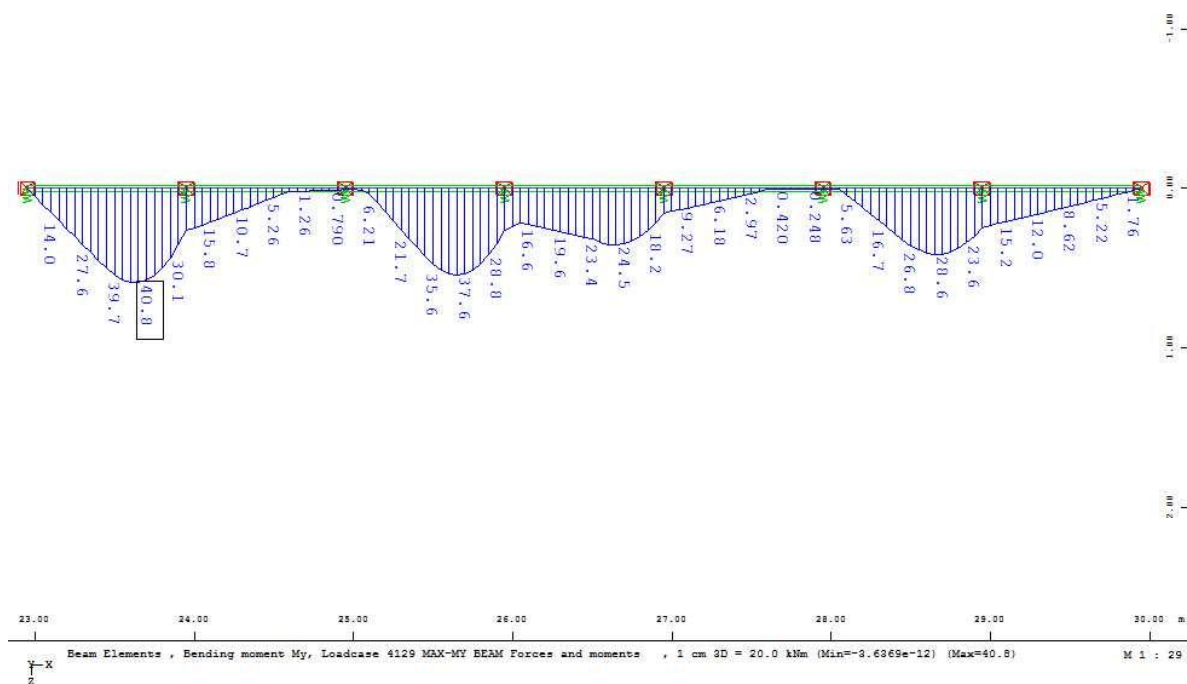
k togost in

u pomik.

Poznamo pomik in silo, zato lahko izračunamo togost:

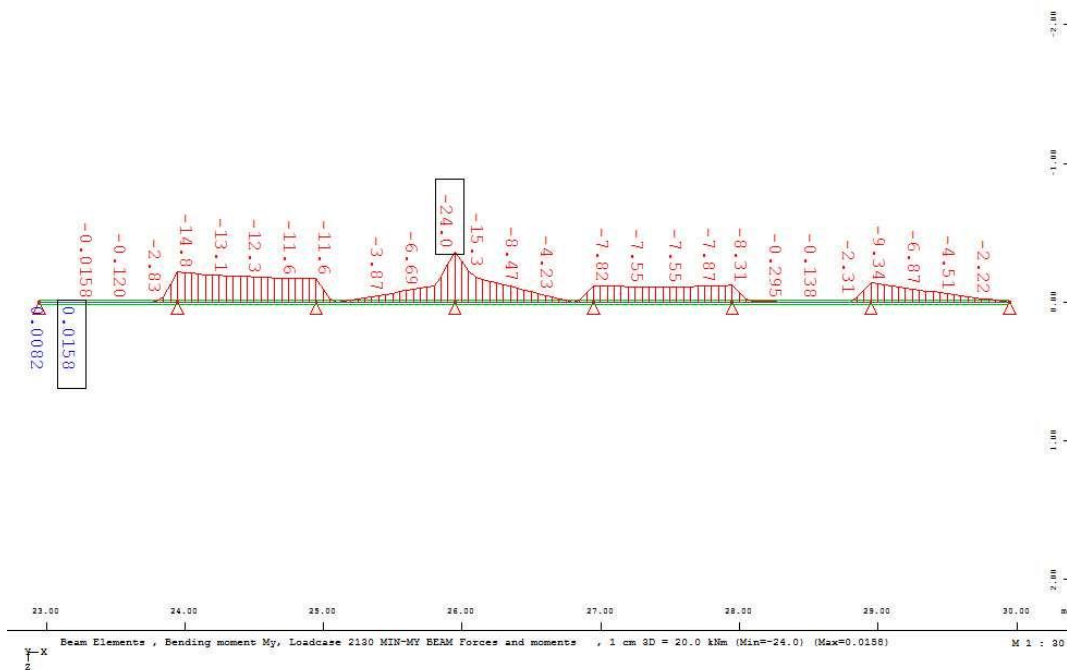
$$k = \frac{F}{u} = \frac{100 \text{ kN}}{0,0201 \text{ m}} = 4975,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sedaj lahko modeliramo podajne podpore pri kontinuiranemu nosilcu kot vzmeti s togostjo  $k = 4975,12 \text{ kN/m}$ . Na takšnem modelu izračunamo največje pozitivne momente, ki se lahko pojavijo v voziščni plošči.

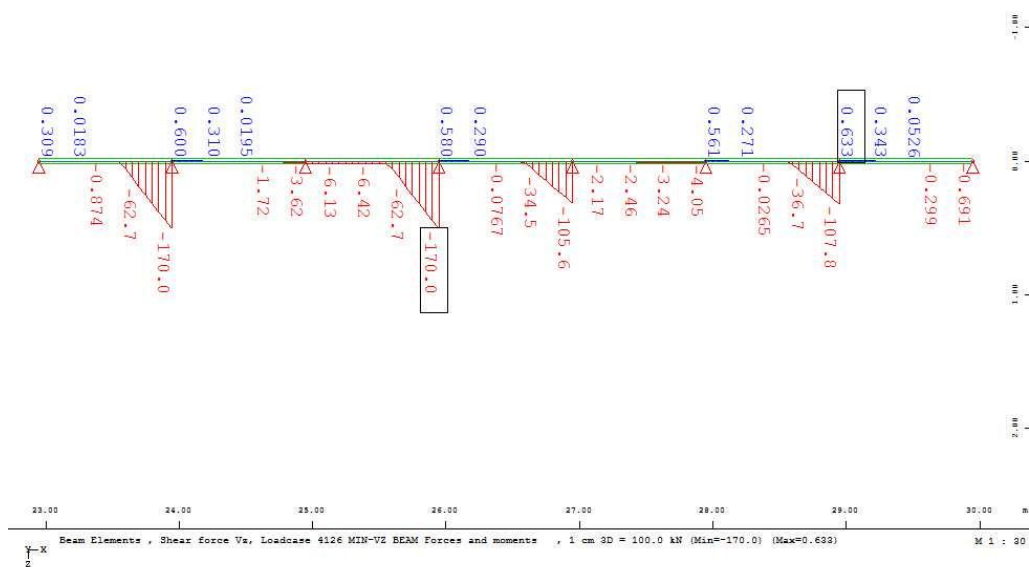


Slika 42: Največji pozitivni upogibni momenti okrog y osi v voziščni plošči

Za določitev negativnih upogibnih momentov in prečne sile pa modeliramo kontinuiran nosilec s togimi podporami.



Slika 43: Največji negativni upogibni momenti okrog y osi v voziščni plošči



Slika 44: Največje prečne sile v voziščni plošči

Dobili smo naslednje merodajne notranje sile:

$M_{y,d} = 40,8 \text{ kNm}$  največji pozitivni upogibni moment okrog y osi

$M_{y,d} = -24,0 \text{ kNm}$  največji negativni upogibni moment okrog y osi

$V_{z,d} = 170,0 \text{ kN}$  največja prečna sila v z smeri

### 6.7.2 Upogib

Za kontrolo upogiba je merodajen pozitivni upogibni moment, saj je večji od negativnega. Projektna napetost zaradi upogiba okrog y osi, določena z izrazom (6.4):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 4080 \text{ kNcm}}{48 \text{ cm} \cdot 16^2 \text{ cm}^2} = 1,99 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno upogibno trdnost dobimo z izrazom (6.7):

$$f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 4,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vstavimo v enačbo (6.30):

$$\frac{1,99 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,48 \leq 1,0$$

Projektna upogibna napetost je v mejah dopustnega.

### 6.7.3 Strig

Pomožni prerez elementa izračunamo po enačbi:

$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A = \frac{2}{3} \cdot b \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 48 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm} = 512 \text{ cm}^2$$

Strižno napetost izračunamo po enačbi (6.20)

$$\tau_{z,d} = \frac{170 \text{ kN}}{512 \text{ cm}^2} = 0,332 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno strižno trdnost izračunamo po izrazu:

$$f_{v,d} = \frac{0,9 \cdot f_{v,k}}{1,3} = \frac{0,9 \cdot 0,53 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,367 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{z,d} = 0,332 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,367 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vidimo, da je maksimalna projektna strižna napetost v prerezu manjša od projektne strižne trdnosti materiala.

#### 6.7.4 Kontrola deformacij voziščne plošče

Dobili smo povese v smeri osi z, t.j. navpično navzdol in sicer posebej zaradi lastne in stalne obtežbe in posebej zaradi spremenljive obtežbe, v našem primeru obtežbe s prometom.

Trenutni povese zaradi lastne in stalne obtežbe:

$$u_{inst,G} = 0,006 \text{ mm}$$

Trenutni povese zaradi vpliva spremenljive obtežbe (promet):

$$u_{inst,Q} = 1,463 \text{ mm}$$

Trenutni povese zaradi prometne obtežbe mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$u_{lim, inst} = 1 / 400 = 1000 \text{ mm} / 400 = 2,5 \text{ mm} > u_{inst,Q} = 1,463 \text{ mm}$$

Končni povese se izračuna s pomočjo izraza (6.21):

$$u_{fin} = 0,006 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 1,463 \text{ mm} \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,8) = 1,708 \text{ mm}$$

Končni povese mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

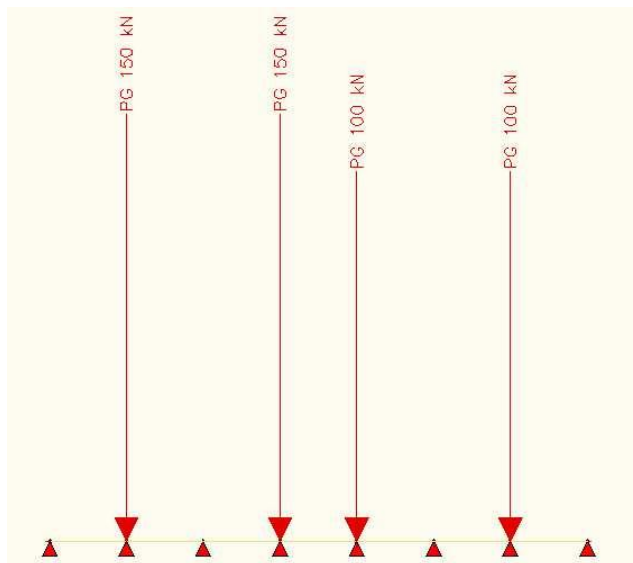
$$u_{lim, fin} = 1 / 250 = 1000 \text{ mm} / 250 = 4 \text{ mm} > u_{fin} = 1,708 \text{ mm}$$

Deformacije voziščne plošče so v dopustnih mejah.

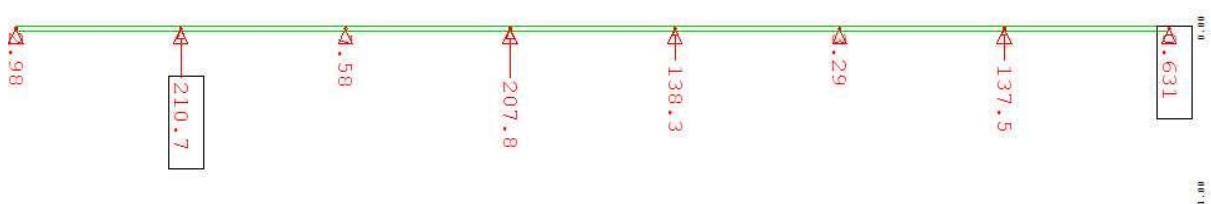
#### 6.8 Kontrola kontaktnih napetosti med voziščno ploščo in vzdolžnimi nosilci

Kontaktne napetosti preverimo samo za vzdolžne nosilce, saj so bolj kritični kot voziščna plošča. Vzdolžni nosilci so iz lepljenega lesa GL-36h, ki ima karakteristično tlačno trdnost pravokotno na vlakna  $f_{c,90,k} = 0,36 \text{ kN/cm}^2$ , voziščna plošča pa je iz lesa D60, ki ima  $f_{c,90,k} = 1,05 \text{ kN/cm}^2$ . Naredimo torej kontrolo samo za vzdolžne nosilce.

Obremenitev med voziščno ploščo in vzdolžnimi nosilci določimo s pomočjo modela kontinuiranega nosilca s togimi podporami, ki smo ga uporabili tudi za določitev največje prečne sile v voziščni plošči. Največja sila na kontaktni površini bo tedaj ko bo pnevmatika vozila (sistem TS) točno nad kontaktno površino, kar na modelu pomeni nad podporo. Reakcija podpore bo sila na kontaktni površini.



Slika 45: Postavitev prometne obtežbe (sistem TS) za največjo silo na kontaktni površini



Slika 46: Največje reakcije v podporah kontinuiranega nosilca

Iz zgornje slike je razvidna obremenitev kontaktne površine med voziščno ploščo in vzdolžnimi nosilci, ki znaša:

$$F_{k,d} = 210,7 \text{ kN}$$

Kontrola kontaktne napetosti:

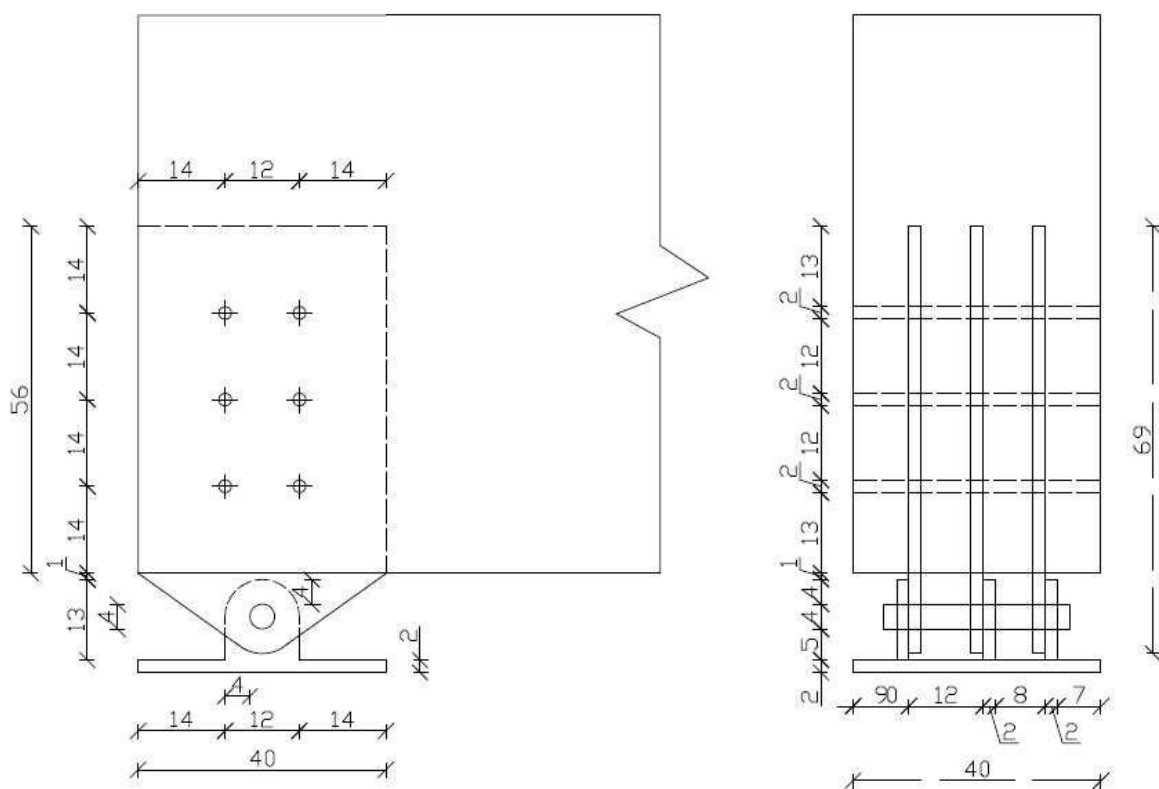
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{k,d}}{A_k} = \frac{210,7 \text{ kN}}{48 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,110 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{c,90,d} = 0,9 \cdot \frac{f_{c,90,k}}{1,25} = 0,9 \cdot \frac{0,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 0,259 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Iz dokaza je razvidno, da je kontaktna površina dovolj velika.

## 7 DIMENZIONIRANJE PRIKLJUČKOV

### 7.1 Spoj vzdolžnih nosilcev in ležišč

Na obeh koncih vzdolžnih nosilcev so jeklena ležišča, ki so na eni strani nepomična in so pritrjena na temelj, na drugi strani pa so drsna ležišča, tako, da je omogočen pomik v smeri osi mostu. Jekleno ležišče je sestavljeno iz vodoravne plošče debeline 2 cm in treh privarjenih pokončnih pločevin enake debeline skozi katere gre trn, ki omogoča zasuke vzdolžnih nosilcev. Vsak vzdolžni nosilec je priključen na trn s tremi pločevinami debeline 2 cm, ki so vstavljene v utore vzdolžnega nosilca, in so pritrjene s 6 vijaki M 20 kvalitete 8.8.



Slika 47: Spoj vzdolžnih nosilcev in ležišč

#### 7.1.1 Obremenitev spoja

Glavna obremenitev obravnavanega spoja je prečna sila na koncu vzdolžnih nosilcev, vse ostale so zanemarljivo majhne v primerjavi s prečno silo, zato jih lahko spoji prevzamejo brez posebnih dokazov. Poleg prečne sile pa še upoštevamo silo v smeri vzdolžnih nosilcev, ki se pojavi v primeru potresa in povzroča moment okrog težišča vijakov, ki povezujejo priključne pločevine z vzdolžnimi nosilci.



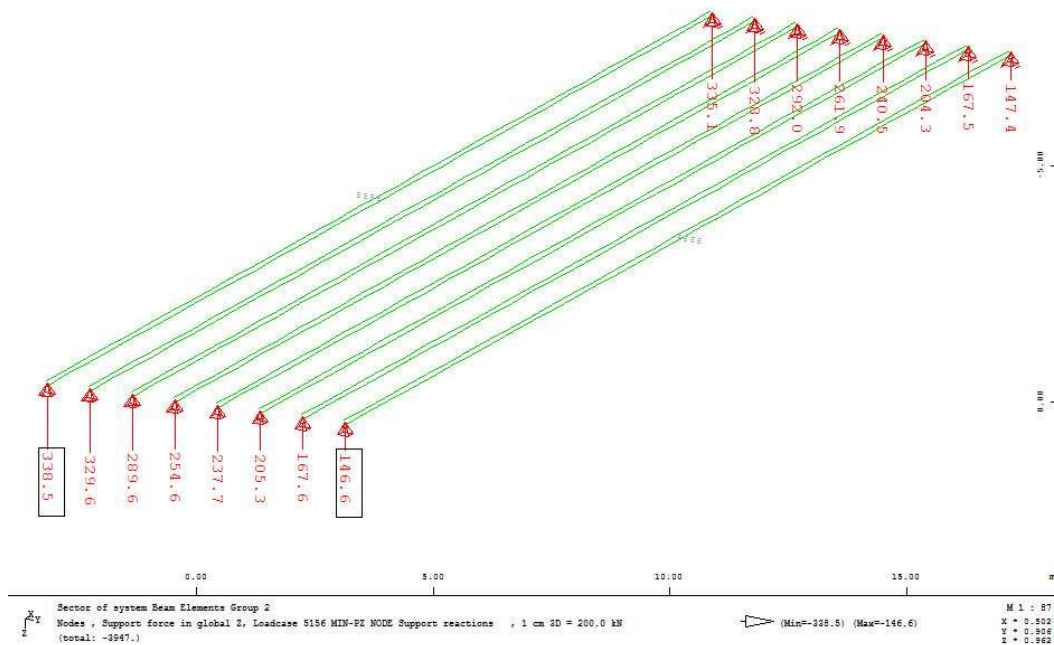
Merodajni obremenitvi:

$$V_{z,d} = 338,5 \text{ kN}$$

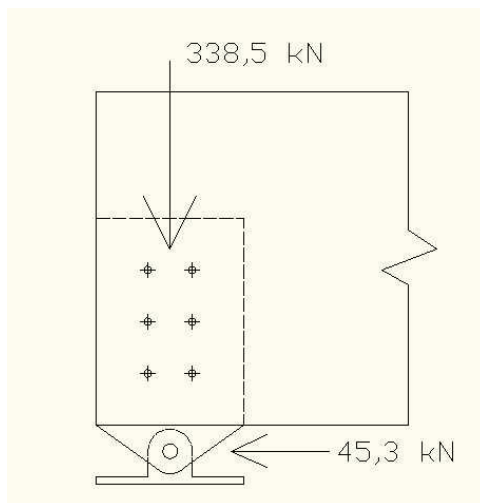
prečna sila v z smeri,

$$V_{x,d} = 45,3 \text{ kN}$$

sila v smeri vzdolžnih nosilcev v primeru potresa.



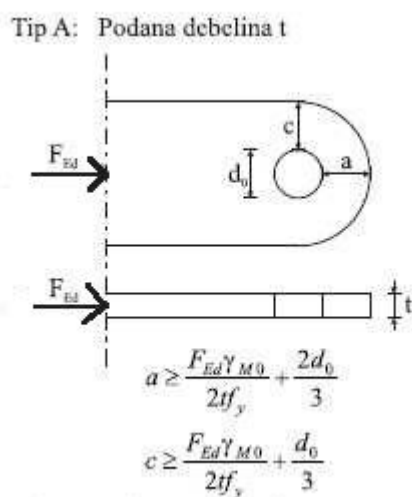
Slika 48: Obremenitve spojev vzdolžnih nosilcev in ležišč s prečno silo Vz



Slika 49: Sile, ki delujejo v spoju

### 7.1.2 Priključne pločevine

Priključne pločevine so debele 2 cm in so iz jekla kvalitete S 355. Geometrijo pločevin mora ustrezati zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 (SIST EN 1993-1-8:2005).



Slika 50: Zahteve za geometrijo pločevin pri trnu

Obravnavani spoj ima 3 pločevine kar pomeni, da na vsako pločevino deluje ena tretjina sile  $V_{z,d}$  in ena tretjina  $V_{x,d}$ .

$$F_{ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{3}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{3}\right)^2} = 113,84 \text{ kN}$$

Iz enačb z zgornje slike sledi:

$$a \geq \frac{113,84 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 2 \text{ cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 4 \text{ cm}}{3} = 3,47 \text{ cm} < a_{dej} = 4 \text{ cm} \quad (7.1)$$

$$c \geq \frac{113,84 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 2 \text{ cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{4 \text{ cm}}{3} = 2,14 \text{ cm} < c_{dej} = 4 \text{ cm} \quad (7.2)$$

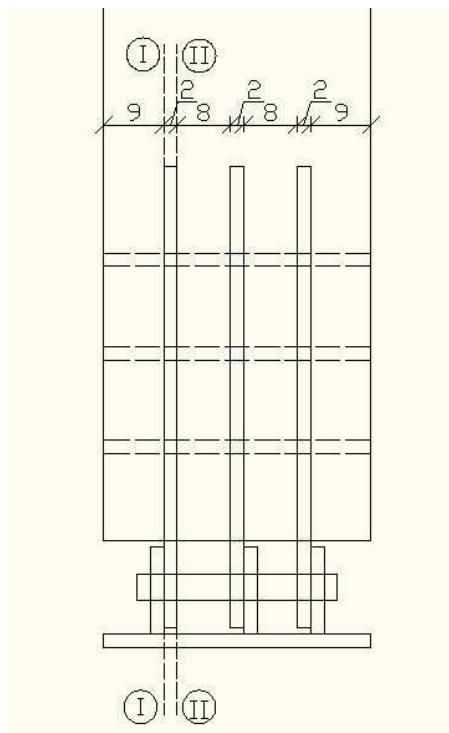
Priključne pločevine so ustrezne.

### 7.1.3 Dimenzioniranje vijakov

Naš spoj prevzame obremenitve z strižno nosilnostjo vijakov in z bočnimi nosilnostmi v strižnih ravninah. Največjo strižno silo  $F_v$ , ki jo lahko prenese eno vezno sredstvo v eni strižni ravnini pri dvostrizni zvezi, smo izračunali v skladu z standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem smo zanemarili prispevek izvlečnega mehanizma, kar pa ni težava, saj smo tako na varni strani.

Izbrali smo vijake M 20 kvalitete 8.8 in pločevino, ki je debela 2 cm in je izdelana iz jekla S 355. V obravnavanem spoju je 6 vijakov, katerih razporeditev in razmiki ustrezajo zahtevam preglednice 8.4 (SIST EN 1995-1-1:2005).

Pri konkretnem priključku gre za šeststrižni priključek les-jeklo, kot je prikazano na spodnji sliki. Celotno nosilnost priključka določimo kot vsoto minimalnih karakterističnih odpornosti za vsako izmed strižnih ravnin določenih za primere vseh možnih sestavov po treh sosednjih elementov.



Slika 51: Prikaz strižnih ravnin I in II

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.3).

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.3)$$

kjer so:

$\alpha$  kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša  $90^\circ$ ,

$f_{h,\alpha,k}$  karakteristična vtisna trdnost v poljubni smeri,

$f_{h,0,k}$  karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.4) in

$k_{90}$  redukcijski faktor, ki znaša:  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d$ , kjer  $d$  predstavlja premer vijaka v mm.

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 20 = 1,65$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (7.4)$$

kjer je:

$\rho_k$  karakteristična gostota lesa v  $\text{kg/m}^3$ .

Po enačbi (7.4):

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 450 = 29,52 \frac{N}{mm^2}$$

Vstavimo v (7.3):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{29,52 \frac{N}{mm^2}}{1,65 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 17,89 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.5).

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad (7.5)$$

kjer sta:

$f_{u,k}$  karakteristična natezna trdnost vijaka v  $N/mm^2$ , ki za izbrani vijak znaša  $800 N/mm^2$   
in

$d$  premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot 20 mm^{2,6} = 579281 Nmm \cong 0,58 kNm$$

• Strižna ravnina I, ki jo obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{array} \right. \quad (7.6)$$

$t_1$  predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, in v tem primeru znaša 90 mm.

$$F_{v,Rk,I} = \min \left\{ \begin{array}{l} 32202 N \\ 21677 N \\ 33112 N \end{array} \right. = 21677 N = 21,68 kN$$

• Strižno ravnino II obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element ali pa zunanji element. Merodajna je tista, ki je manjša.

a. Strižna ravnina IIa, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{array} \right.$$

$t_1$  predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, ki je v tem primeru 80 mm.

$$F_{v,Rk,II,a} = \min \begin{cases} 28624 N \\ 21052 N = 21052 N = 21,05 kN \\ 33112 N \end{cases}$$

b. Strižna ravnina IIb, kjer je pločevina (debela pločevina) zunanji element:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{cases} \quad (7.7)$$

$t_2$  predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki je v tem primeru 80 mm.

$$F_{v,Rk,II,b} = \min \begin{cases} 14312 N = 14312 N = 14,31 kN \\ 33112 N \end{cases}$$

$$F_{v,Rk,II} = \min (F_{v,Rk,II,a}; F_{v,Rk,II,b}) = 14,31 kN$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} + 4 \cdot F_{v,Rk,II} = 2 \cdot 21,68 kN + 4 \cdot 14,31 kN = 100,6 kN$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{100,6 kN}{1,25} = 72,43 kN$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{z,d} = 338,5 kN$$

$$V_{x,d} = 45,3 kN$$

Moment okrog težišča vijakov, ki ga povzroča sila  $V_{x,d}$ :

$$M_d = e \cdot V_{x,d} = 35 cm \cdot 45,3 kN = 1585,5 kNcm$$

kjer je:

e ekscentričnost težišča vijakov, ki znaša pri tem priključku 35 cm.

Največjo silo na vijak zaradi momenta  $M_d$ , dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila se dobi z izrazom (7.14):

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} \cdot M_d}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.14)$$

kjer sta:

$r_{max}$  razdalja od težišča vijakov do najbolj oddaljenega vijaka in

$r_i$  razdalja do preostalih vijakov.

$$F_{m,max} = \frac{15,23 cm \cdot 1585,5 kNcm}{999,81 cm^2} = 24,15 kN$$

Celotna sila, ki deluje na najbolj obremenjen vijak v spoju znaša:

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{6} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{6} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

$F_{m,max,z}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri z in

$F_{m,max,x}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri x.

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{338,5 \text{ kN}}{6} + 9,44 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{45,3 \text{ kN}}{6} + 22,23 \text{ kN}\right)^2} = 72,27 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 72,43 \text{ kN} > F_{max} = 72,27 \text{ kN}$$

V spoju je 6 vijakov dovolj.

**Kontrola strižne nosilnosti oslabiljenega prereza vzdolžnih nosilcev zaradi utorov v katere so vstavljene priključne pločvine:**

Pri računu neto prereza ne upoštevamo lesa na mestih utorov po celotni višini vzdolžnih nosilcev.

$$A_{neto} = A_{bruto} - 3 \cdot 90 \text{ cm} \cdot 2 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \cdot 90 \text{ cm} - 3 \cdot 90 \text{ cm} \cdot 2 \text{ cm} = 3060 \text{ cm}^2$$

Pomožni prerez: 
$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A_{neto} = 2040 \text{ cm}^2$$

Strižno napetost izračunamo po enačbi (6.20):

$$\tau_{z,d} = \frac{338,5 \text{ kN}}{2040 \text{ cm}^2} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{z,d} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,310 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vidimo, da je maksimalna projektna strižna napetost v prerezu manjša od projektne strižne trdnosti materiala.

#### 7.1.4 Dimenzioniranje trna

Trn v obravnavanem spoju uporabimo zato, da imamo v priključku členek in je omogočen prosti zasuk elementov. Trn ima premer 4 cm in je izdelan iz jekla kvalitete 8.8, tako kot vijaki. Trn bomo preverili s kontrolami, ki so podane v preglednici 3.10 (SIST EN 1993-1-8:2005).

Strižna nosilnost trna se izračuna z enačbo (7.9):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{up} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (7.9)$$

kjer so:

- $f_{up}$  natezna trdnost trna, ki znaša 80 kN/cm<sup>2</sup>,  
 $\gamma_{M2}$  materialni varnostni faktor, katerega vrednost je 1,25 in  
A prečni prerez trna.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{kN}{cm^2} \cdot 2^2 \cdot cm^2 \cdot \pi}{1,25} = 482,3 \text{ kN} > F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{3}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{3}\right)^2} = 113,84 \text{ kN}$$

Projektna strižna nosilnost je večja od projektne obremenitve.

Nosilnost na bočni pritisk za pločevino in trn:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.10)$$

kjer so:

- t debelina pločevine,  
 $f_y$  manjša od napetosti tečenja za trn in pločevino, v našem primeru je napetost tečenja pločevine manjša od trna in  
 $\gamma_{M0}$  materialni varnostni faktor, ki znaša 1,0.

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 2 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm} \cdot 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 426 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{3}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{3}\right)^2} = 113,84 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk je dovolj velika.

### 7.1.5 Dimenzioniranje zvarov

Pločevine so na jekleno ploščo privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 355. Izbrana debelina zvarov je 7 mm. Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11):

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 0,7 \cdot t \quad (7.11)$$

kjer je:

- a debelina zvara in  
t debelina najtanjše pločevine v spoju.

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 7 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 \cdot 20 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12):

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (7.12)$$

kjer je:

$\gamma_{M2}$  delni varnostni faktor, ki znaša 1,25 in

$\beta_w$  korelacijski koeficient, ki za jeklo S 355 znaša 0,9.

$$f_{vw,d} = \frac{49 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 25,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Maksimalna napetost v zvaru se dobi z izrazom (7.13):

$$\sigma_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{A_w}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{A_w}\right)^2} \quad (7.13)$$

kjer je:

$A_w$  prečni prerez zvara, ki se izračuna:  $A_w = l_w \cdot a$

$$\sigma_{max} = \sqrt{\left(\frac{338,5 \text{ kN}}{6 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm}}\right)^2 + \left(\frac{45,3 \text{ kN}}{6 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm}}\right)^2} = 6,78 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 25,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

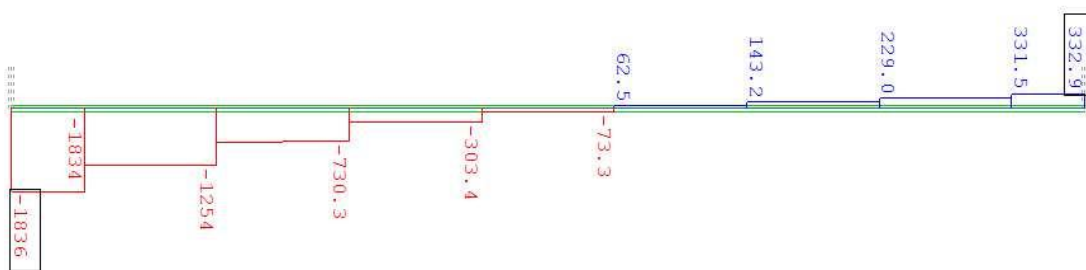
## 7.2 Spoj vzdolžnih lesenih nosilcev in prečnega nosilca

Spoj se nahaja na mestu, kjer vzdolžni nosilci ležijo na prečnem jeklenem HEB profilu. Zaradi majhne kontaktne površine med elementoma nastane problem kontaktnih tlakov pri vzdolžnem nosilcu. Spoj smo zasnovali tako, da pod vzdolžni leseni nosilec vstavimo jekleno ploščo preko katere se sila prenaša v prečni profil. Obtežba iz vzdolžnega nosilca na jekleno ploščo pa se prenaša preko pokončnih pločevin, ki so privarjene na jekleno ploščo in vstavljene v vzdolžni nosilec ter privijačene z vijaki, podobno kot pri ostalih spojih.

### 7.2.1 Obremenitev spoja

Obremenitev, ki se iz vzdolžnih nosilcev prenese na prečni nosilec, dobimo iz diagrama največjih prečnih sil, ki se lahko pojavijo v prečnem nosilcu.





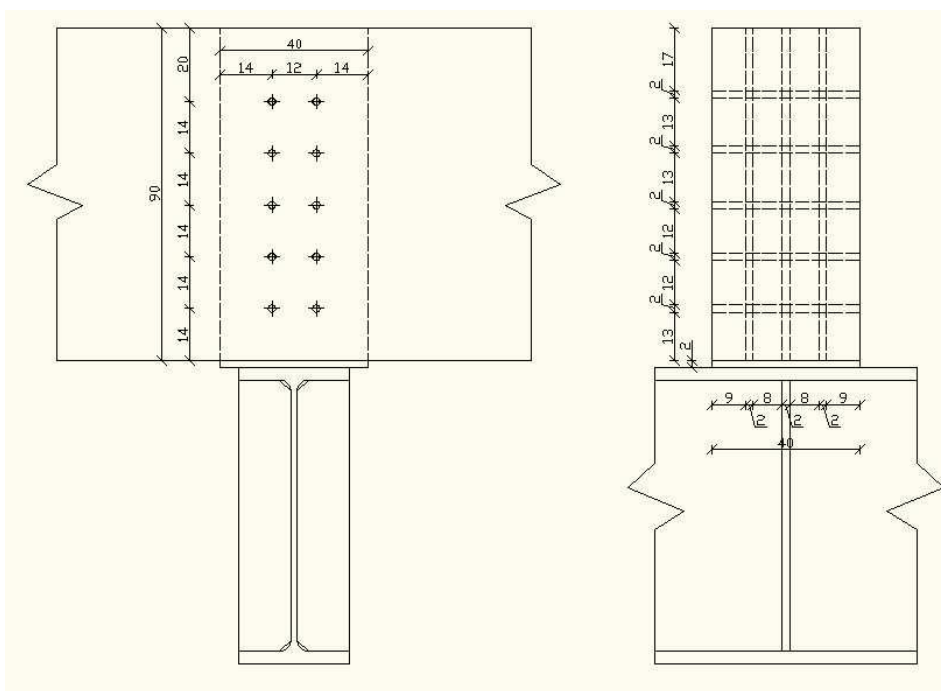
Slika 52: Diagram največjih prečnih sil v prečnem jeklenem nosilcu

Na diagramu se lepo vidijo skoki prečne sile, ki se pojavijo zaradi vnosa koncentriranih obtežb vzdolžnih nosilcev. Velikost koncentrirane sile je enaka velikosti skoka prečne sile. Majhen del prečne sile na diagramu je tudi posledica lastne teže prečnega nosilca, ki pa je zanemarljivo majhna v primerjavi z vso ostalo obtežbo. Največji skok, in s tem največja obremenitev z vzdolžnim nosilcem, je na levi strani in znaša:

$$V_d = 1834 \text{ kN} - 1254 \text{ kN} = 580 \text{ kN}$$

### 7.2.2 Dimenzioniranje vijakov

Izbrali smo vijake M 20 kvalitete 8.8 in pločevino, ki je debela 2 cm in izdelana iz jekla S 355. Pri konkretnem priključku gre za šeststrižni priključek les-jeklo, kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 53: Detajl spoja vzdolžnega nosilca in prečnega nosilca

Na sliki 53 vidimo, da so pločevine, ki so vstavljene v vzdolžni nosilec, enako razporejene in enako debele kot pri spoju vzdolžnih nosilcev in ležišč. Prav tako so vijaki enakih dimenzij in enake kvalitete, kar pomeni, da je skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah enaka kot pri prejšnjem spoju. Izračun odpornosti je prikazan pri spoju vzdolžnih nosilcev in ležišč, zato ga ne bomo še enkrat prikazovali.

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{100,6 \text{ kN}}{1,25} = 72,43 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev določimo z enačbo (7.8).

$$n_{potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} = \frac{580 \text{ kN}}{72,43 \text{ kN}} = 8,008 = 9 < n_{dej} = 10$$

V obravnavanem spoju je 10 vijakov, katerih razporeditev in razmiki ustrezajo zahtevam preglednice 8.4 (SIST EN 1995-1-1:2005).

**Kontrola strižne nosilnosti oslabljenega prereza vzdolžnih nosilcev zaradi utorov v katere so vstavljene priključne pločevine:**

Pri izračunu neto prereza zanemarimo zgornji širši del (varna stran):

$$A_{neto} = A_{bruto} - 3 \cdot A_{plocevina} = 40 \text{ cm} \cdot 90 \text{ cm} - 3 \cdot 90 \text{ cm} \cdot 2 \text{ cm} = 3060 \text{ cm}^2$$

Pomožni prerez: 
$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A_{neto} = 2040 \text{ cm}^2$$

Strižno napetost izračunamo po enačbi (6.20):

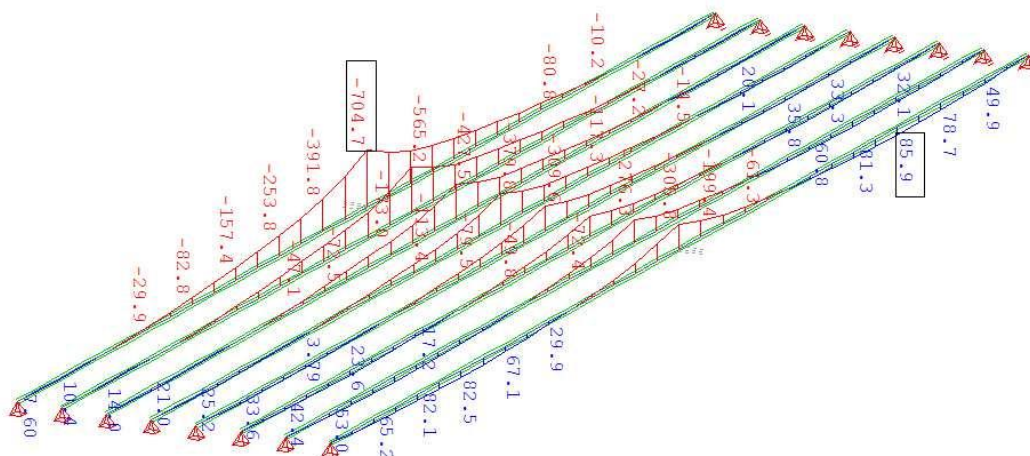
$$\tau_{z,d} = \frac{338,5 \text{ kN}}{2040 \text{ cm}^2} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{z,d} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,310 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vidimo, da je maksimalna projektna strižna napetost v prerezu manjša od projektne strižne trdnosti materiala.

**Kontrola upogibne nosilnosti oslabiljenega prereza vzdolžnih nosilcev zaradi utorov v katere so vstavljene priključne pločvine:**



Slika 54: Največji negativni upogibni momenti okrog y osi v vzdolžnih nosilcih

Projektna napetost zaradi negativnega upogibnega momenta okrog y smeri, določena z izrazom (6.4), kjer upoštevamo takšen neto prerez kot pri kontroli striga:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 70470 \text{ kNcm}}{34 \text{ cm} \cdot 90^2 \text{ cm}^2} = 1,535 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno upogibno trdnost smo že prej izračunali z izrazom (6.7).

Vstavimo v enačbo (6.30):

$$\frac{1,535 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,592 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,59 \leq 1,0$$

Pogoj je izpolnjen.

### 7.2.3 Dimenzioniranje zvarov

Pločvine so na jekleno ploščo privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 355. Izbrana debelina zvarov je 7 mm.

Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11):

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 7 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 \cdot 20 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$$

Pogoj je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12).

$$f_{vw,d} = \frac{49 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3 \cdot 0,9 \cdot 1,25}} = 25,15 \frac{kN}{cm^2}$$

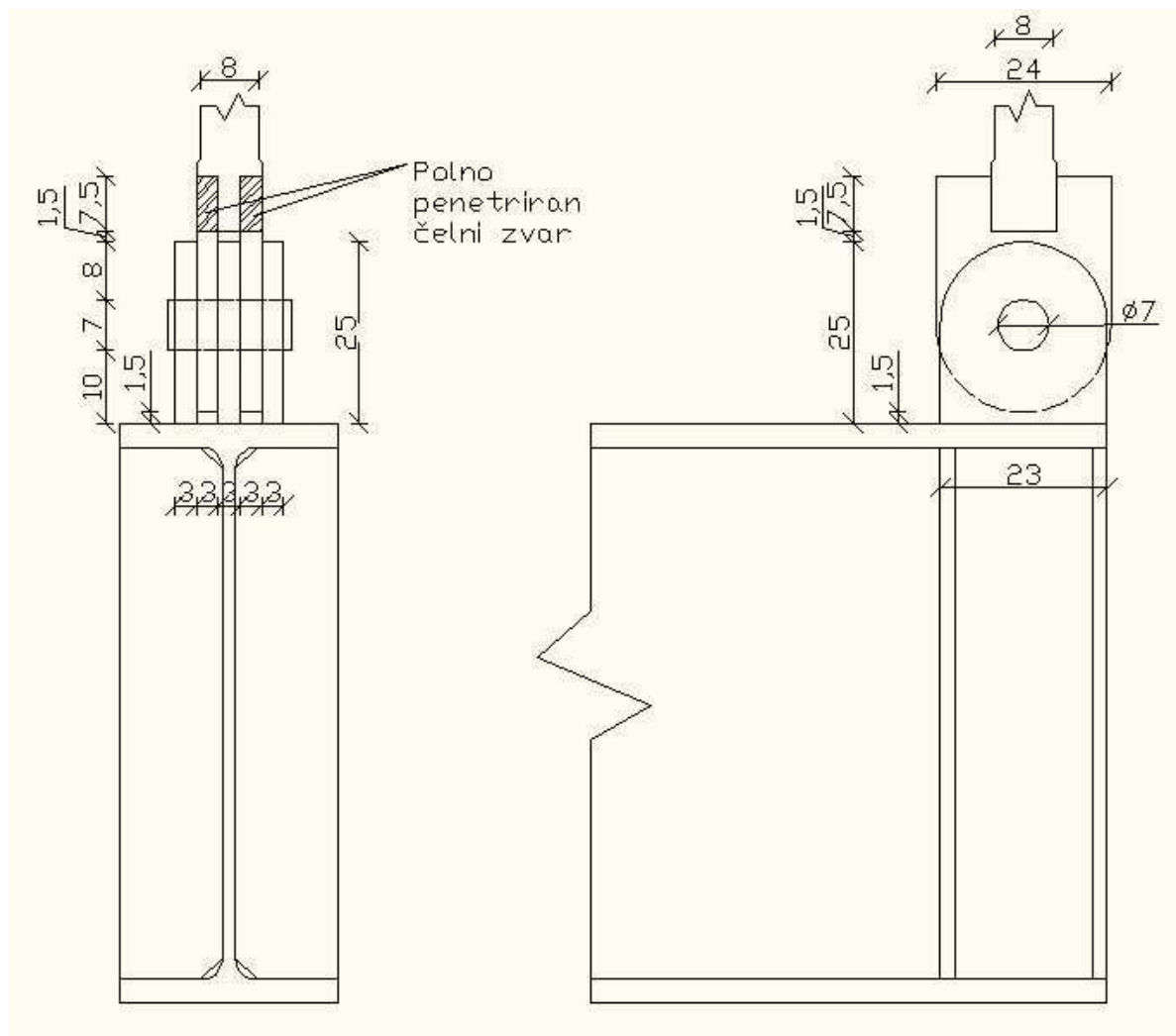
Napetost v zvaru, ki je samo napetost pravokotno na zvar se dobi z izrazom (7.13).

$$\sigma_{\perp} = \frac{580 \text{ kN}}{4 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm}} = 5,18 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 25,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

### 7.3 Spoj prečnega nosilca in vešalk

Na koncu prečnega nosilca so na zgornji pasnici privarjene 3 priključne pločvine skozi katere je vstavljen trn, na katerega je členkasto pritrjena vešalka.



Slika 55: Detajl spoja prečnega jeklenega nosilca in vešalke

### 7.3.1 Obremenitev spoja

Spoj je obremenjen z natezno silo, ki je po velikosti enaka sili v vešalki in znaša:

$$F_d = 1841 \text{ kN}$$

### 7.3.2 Priključne pločevine

Priključne pločevine, ki so privarjene na prečni nosilec, so debele 3 cm in so iz jekla kvalitete S 420 N. Geometrija pločevin mora ustrezati zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 (SIST EN 1993-1-8:2005).

Na prečni nosilec so privarjene 3 pločevine, kar pomeni, da na vsako pločevino deluje ena tretjina sile  $V_d$ .

$$F_d = \frac{1841 \text{ kN}}{3} = 613,7 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{613,7 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 7,1 \text{ cm} < a_{dej} = 8 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{613,7 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 4,8 \text{ cm} < c_{dej} = 8 \text{ cm}$$

Priključne pločevine na prečnem nosilcu so ustrezne.

Kontrola geometrije ušes na vešalki:

Vešalka ima 2 ušesi zato je sila na eno uho enaka:

$$F_d = \frac{1841 \text{ kN}}{2} = 920,5 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{920,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 8,2 \text{ cm} < a_{dej} = 8,5 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{920,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 5,8 \text{ cm} < c_{dej} = 8,5 \text{ cm}$$

Geometrija ušes je ustrezna.

### 7.3.3 Dimenzioniranje trna

Trn ima premer 7 cm in je izdelan iz jekla kvalitete 8.8. Trn bomo preverili s kontrolami, ki so podane v preglednici 3.10 (SIST EN 1993-1-8:2005).

Strižna nosilnost trna se izračuna z enačbo (7.9):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3,5^2 \cdot cm^2 \cdot \pi}{1,25} = 1477,1 \text{ kN} > F_{v,Ed} = \frac{F_d}{4} = \frac{1841 \text{ kN}}{4} = 460,25 \text{ kN}$$

Projektna strižna nosilnost je večja od projektne obremenitve.

Nosilnost na bočni pritisk za pločevino vešalk, izračunana po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \cdot cm \cdot 7 \cdot cm \cdot 44 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1386 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{F_d}{2} = 920,5 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri pločevini vešalk je dovolj velika.

Nosilnost na bočni pritisk za pločevino, ki je privarjena na prečni nosilec, izračunana po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \cdot cm \cdot 7 \cdot cm \cdot 42 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1323 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{F_d}{3} = 613,7 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri pločevini privarjeni na prečni nosilec je dovolj velika. Nosilnosti na bočni pritisk pri trnu pa nismo računali, saj je mnogo večja zaradi višje kvalitete jekla.

### 7.3.4 Dimenzioniranje zvarov

Pločevine so na jekleni prečni nosilec HEB privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 420 N. Izbrana debelina zvarov je 12 mm.

Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11):

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 12 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 \cdot 30 \text{ mm} = 21 \text{ mm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12).

$$f_{vw,d} = \frac{52 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,0 \cdot 1,25} = 24,02 \frac{kN}{cm^2}$$

Napetost v zvaru se dobi z izrazom (7.13).

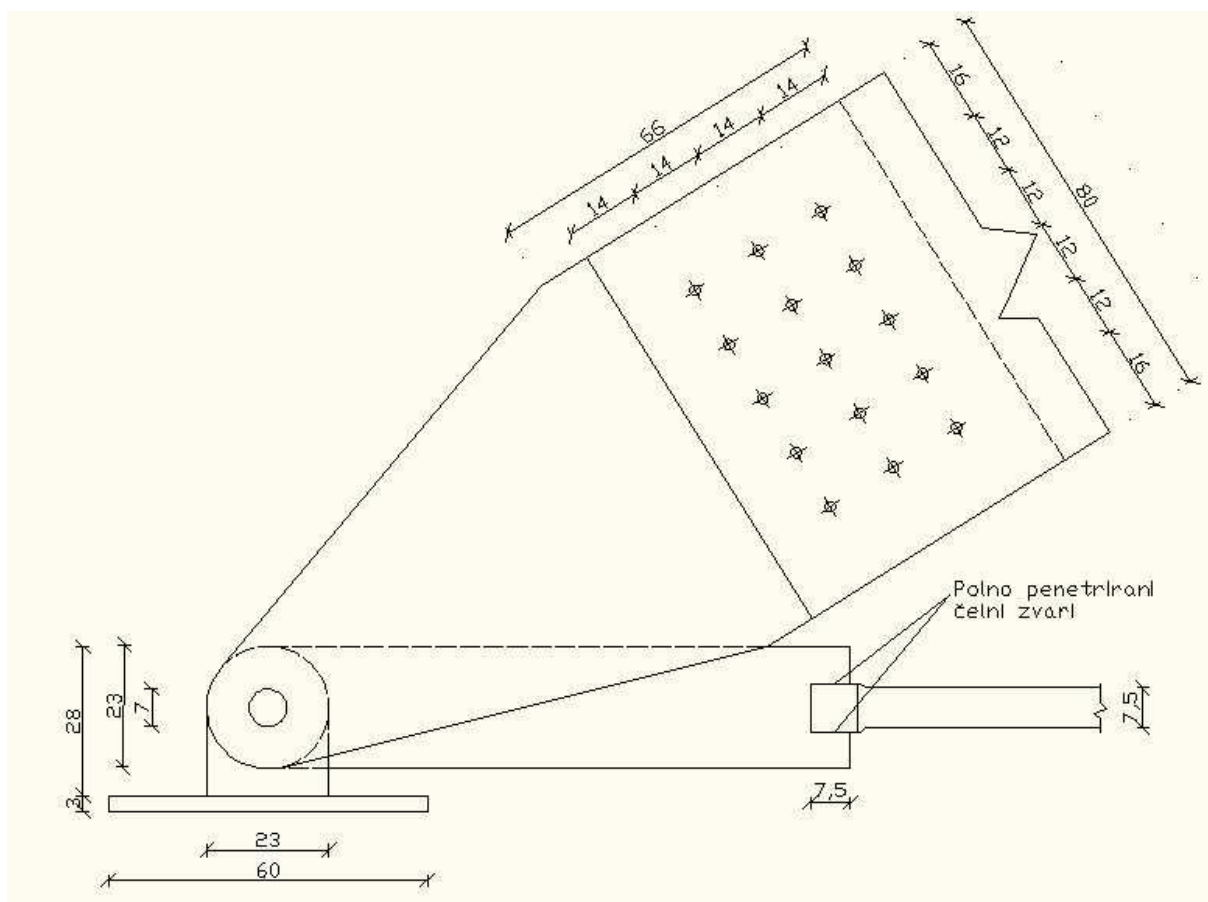
$$\sigma_{\perp} = \frac{1841 \text{ kN}}{6 \cdot 23 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm}} = 11,12 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 24,02 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

Priključni pločevini (ušesi) na vešalki, pa sta privarjeni s polno penetriranimi čelnimi zvari, ki nosijo toliko kot osnovni material, zato kontrola ni potrebna.

#### 7.4 Spoj razpore, natezne vezi in podpore

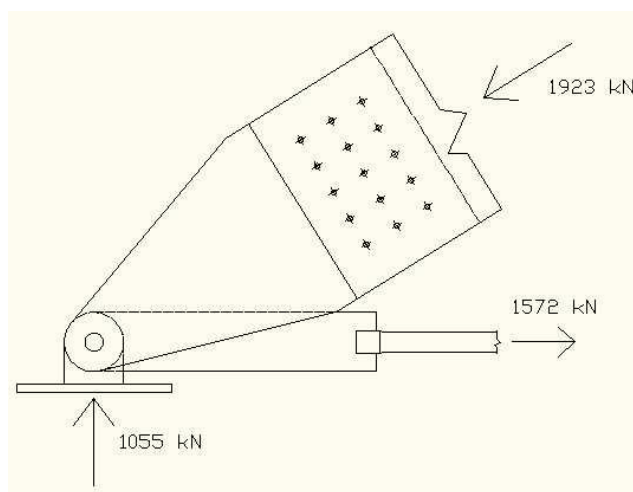
V tem spoju se stikajo razpora in njena natezna vez ter podpora, oziroma ležišče razpore. Spoj je narejen iz priključnih pločevin in trna okoli katerega se lahko vsak element vrti neodvisno od ostalih dveh. Ležišče, oziroma podpora razpore, je na eni strani mostu nepomična, na drugi strani pa je pomična in dopušča pomik v smeri osi cestišča.



Slika 56: Detajl spoja vrtljive podpore z razpore

##### 7.4.1 Obremenitev spoja

Spoj je obremenjen s tremi osnimi silami, ki so največje sile, ki se lahko pojavijo v priključenih elementih. V razpore je še prečna sila, ki pa je v primerjavi z ostalimi silami zelo majhna, vendar povzroča moment okrog težišča vijakov, ki povezujejo razporo s priključnimi pločevinami.



Slika 57: Sile, ki delujejo v spoju

Na sliki so prikazane sile, ki delujejo v spoju in znašajo:

$$V_{d,raz} = 1923 \text{ kN}$$

$$V_{d,vez} = 1572 \text{ kN}$$

$$V_{d,pod} = 1055 \text{ kN}$$

$$V_{d,precna} = 42 \text{ kN}$$

#### 7.4.2 Priključne pločevine

Vse priključne pločevine v spoju so debele 3 cm, iz jekla kvalitete S 355, razen priključni pločevini vodoravne vezi, ki sta iz iste kvalitete jekla kot vodoravna vez, kar je S 460 Q. Geometrija pločevin mora ustrezati zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 (SIST EN 1993-1-8:2005).

V razporo je vstavljenih 5 priključnih pločevin kar pomeni, da na vsako pločevino deluje ena petina sile  $V_{d,raz}$ .

$$F_d = \frac{1923 \text{ kN}}{5} = 384,6 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{384,6 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 6,5 \text{ cm} < a_{dej} = 8 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{384,6 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 4,2 \text{ cm} < c_{dej} = 8 \text{ cm}$$

Priključne pločevine na razpori so ustrezne.



Na ležiščno ploščo, ki predstavlja podporo, so privarjene 4 priključne pločevine, kar pomeni, da na vsako pločevino deluje ena četrtnina sile  $V_{d,pod}$ .

$$F_d = \frac{1055 \text{ kN}}{4} = 263,8 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{263,8 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 5,9 \text{ cm} < a_{dej} = 8 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{263,8 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 3,6 \text{ cm} < c_{dej} = 8 \text{ cm}$$

Priključne pločevine na podpori so ustrezne.

Kontrola geometrije priključnih pločevin, ki tvorita ušesi na vodoravni vezi:

Vodoravna vez ima 2 ušesi, zato je sila na eno uho enaka polovici sile v vezi  $V_{d,vez}$ .

$$F_d = \frac{1572 \text{ kN}}{2} = 786 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

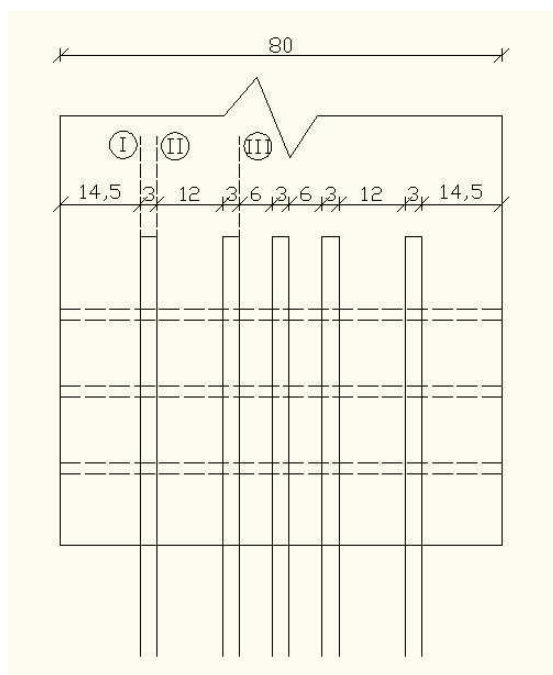
$$a \geq \frac{786 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 7,6 \text{ cm} < a_{dej} = 8 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{786 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 5,3 \text{ cm} < c_{dej} = 8 \text{ cm}$$

Geometrija ušes je ustrezna.

### 7.4.3 Dimenzioniranje vijakov

Izbrali smo vijake M 20, kvalitete 8.8 in pločevino, ki je debela 3 cm in je izdelana iz jekla S 355. V obravnavanem spoju je 15 vijakov, katerih razporeditev in razmiki ustrezajo zahtevam preglednice 8.4 (SIST EN 1995-1-1:2005). Pri konkretnem priključku gre za desetstrižni priključek les-jeklo, kot je prikazano na sliki 58.



Slika 58: Prikaz strižnih ravnin I, II in III

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.3), kjer je kot  $\alpha=0^\circ$ , saj sila deluje v smeri vlaken.

Po enačbi (7.4) dobimo karakteristično vtisno trdnost v smeri vlaken:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 450 = 29,52 \frac{N}{mm^2}$$

Vstavimo v (7.3):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{29,52 \frac{N}{mm^2}}{1,65 \cdot \sin^2 0^\circ + \cos^2 0^\circ} = 29,52 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.5).

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot 20 mm^{2,6} = 579281 Nmm$$

• Strižno ravnino I obravnavamo kot dvostržni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element in izračunamo  $F_{v,Rk}$  z izrazom (7.6).

$t_1$  predstavlja debelino zunanega elementa v mm, ki v trenutnem primeru znaša 145 mm.

$$F_{v,Rk,I} = \min \begin{cases} 85608 N \\ 40984 N \\ 42534 N \end{cases} = 40984 N = 40,98 kN$$

• Strižno ravnino II obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element ali pa zunanji element. Merodajna je tista, ki je manjša.

a. Strižna ravnina IIa, kjer je pločevina srednji element (enačba (7.6)):

Kjer  $t_1$  predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki znaša 120 mm.

$$F_{v,Rk,II,a} = \min \begin{cases} 70848 N \\ 35955 N = 35955 N = 35,96 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

b. Strižna ravnina IIb, kjer je pločevina (debela pločevina) zunanji element (enačba (7.7)):

$t_2$  predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki znaša 120 mm.

$$F_{v,Rk,II,b} = \min \begin{cases} 35424 N = 35424 N = 35,42 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

$$F_{v,Rk,II} = \min (F_{v,Rk,II,a}; F_{v,Rk,II,b}) = 35,42 \text{ kN}$$

• Strižno ravnino III obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element ali pa zunanji element. Merodajna je tista, ki je manjša.

a. Strižna ravnina IIIa, kjer je pločevina srednji element (enačba (7.6)):

$t_1$  predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki znaša 60 mm.

$$F_{v,Rk,III,a} = \min \begin{cases} 35424 N \\ 26848 N = 26848 N = 26,85 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

b. Strižna ravnina IIIb, kjer je pločevina (debela pločevina) zunanji element (enačba (7.7)):

$t_2$  predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki znaša 60 mm.

$$F_{v,Rk,III,b} = \min \begin{cases} 17712 N = 17712 N = 17,71 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

$$F_{v,Rk,III} = (F_{v,Rk,III,a}; F_{v,Rk,III,b}) = 17,71 \text{ kN}$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} + 4 \cdot F_{v,Rk,II} + 4 \cdot F_{v,Rk,III} = 2 \cdot 40,98 \text{ kN} + 4 \cdot 35,42 \text{ kN} + 4 \cdot 17,71 \text{ kN} = 294,48 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{294,48 \text{ kN}}{1,25} = 212,03 \text{ kN}$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{d,raz} = 1923 \text{ kN}$$

$$V_{d,precna} = 42 \text{ kN}$$

Moment okrog težišča vijakov, ki ga povzroča prečna sila v razpore  $V_{d,precna}$ :

$$M_d = e \cdot V_{d,precna} = 123,72 \text{ cm} \cdot 42 \text{ kN} = 5196,24 \text{ kNcm}$$

kjer je:

$e$  ekscentričnost težišča vijakov, ki znaša pri tem priključku 123,72 cm.

Največjo silo na vijak zaradi momenta  $M_d$ , dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila se dobi z izrazom (7.14):

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} \cdot M_d}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.14)$$

kjer sta:

$r_{max}$  razdalja od težišča vijakov do najbolj oddaljenega vijaka in

$r_i$  razdalja do preostalih vijakov.

$$F_{m,max} = \frac{27,78 \text{ cm} \cdot 5196,24 \text{ kNcm}}{6279,05 \text{ cm}^2} = 23,0 \text{ kN}$$

Celotna sila, ki deluje na najbolj obremenjen vijak v spoju znaša:

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_{d,raz}}{15} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{d,precna}}{15} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

$F_{m,max,z}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri z in

$F_{m,max,x}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri x.

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{1923 \text{ kN}}{15} + 19,92 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{42 \text{ kN}}{15} + 11,5 \text{ kN}\right)^2} = 148,81 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 212,03 \text{ kN} > F_{max} = 148,81 \text{ kN}$$

V spoju je 15 vijakov dovolj.

**Kontrola tlačnih napetosti v oslabiljenem prerezu razpore, zaradi priključnih pločevin:**

$$A_{neto} = A_{bruto} - 5 \cdot A_{plocevina} = 80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} - 5 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 3 \text{ cm} = 5200 \text{ cm}^2$$

Projektno tlačno napetost dobimo z enačbo (6.3):

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{1923 \text{ kN}}{5200 \text{ cm}^2} = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{c,o,d} = 0,9 \cdot \frac{3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 2,232 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Prerez razpore je dovolj nosilen.

#### 7.4.4 Dimenzioniranje trna

Trn ima premer 7 cm in je izdelan iz jekla kvalitete 8.8. Trn bomo preverili s kontrolami, ki so podane v preglednici 3.10 (SIST EN 1993-1-8:2005). Merodajna obremenitev trna bo obremenitev vodoravne vezi, saj je priključena na trn samo z 2 priključnima pločevinama in zato vnese največjo silo na trn.

Strižna nosilnost trna se izračuna z enačbo (7.9):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3,5^2 \text{ cm}^2 \cdot \pi}{1,25} = 1477,1 \text{ kN} > F_{v,Ed} = \frac{V_{d,zat}}{2} = \frac{1572 \text{ kN}}{2} = 786 \text{ kN}$$

Projektna strižna nosilnost je večja od projektne obremenitve.

Nosilnost na bočni pritisk za pločevino vezi izračunana po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 7 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1386 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{V_{d,vez}}{2} = 786 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri pločevini vezi je dovolj velika.

Nosilnost na bočni pritisk za priključno pločevino razpore izračunamo po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 7 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1102,5 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{V_{d,raz}}{5} = \frac{1923 \text{ kN}}{5} = 384,6 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri priključni pločevini razpore je dovolj velika. Nosilnost na bočni pritisk pri trnu pa nismo računali, saj je mnogo večja zaradi višje kvalitete jekla.

#### 7.4.5 Dimenzioniranje zvarov

Pločevine, ki so privarjene na ležiščno ploščo, so privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 355. Izbrana debelina zvarov je 12 mm.

Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11):

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 12 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 \cdot 30 \text{ mm} = 21 \text{ mm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12).

$$f_{vw,d} = \frac{49 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,0 \cdot 1,25} = 22,63 \frac{kN}{cm^2}$$

Napetost v zvaru se dobi z izrazom (7.13).

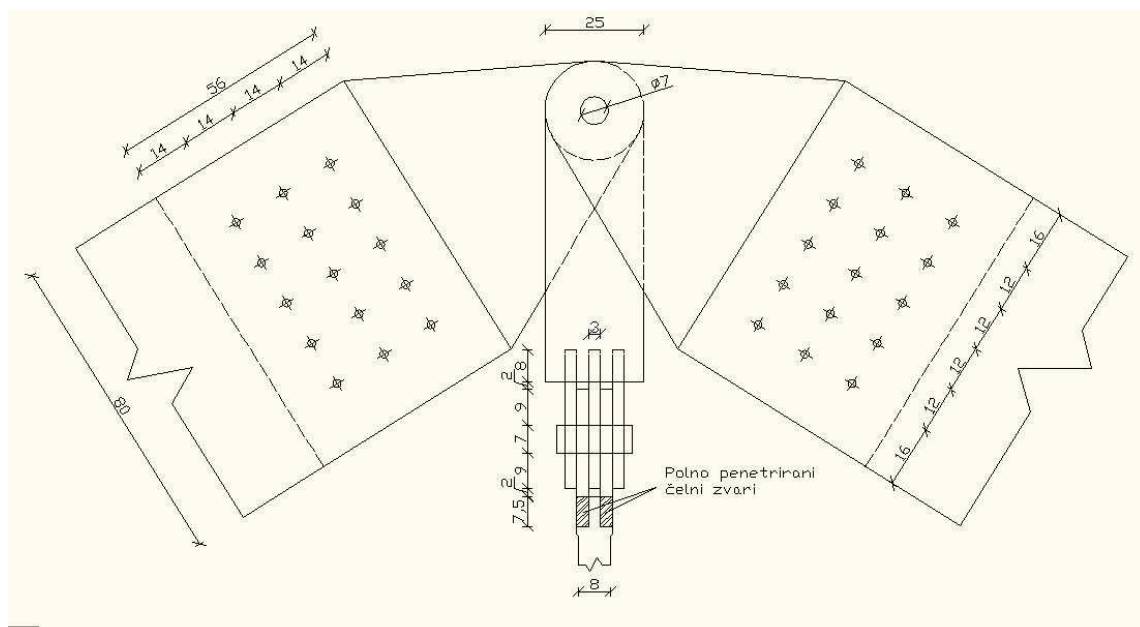
$$\sigma_{\perp} = \frac{1055 kN}{8 \cdot 23 cm \cdot 1,2 cm} = 4,78 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 22,63 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

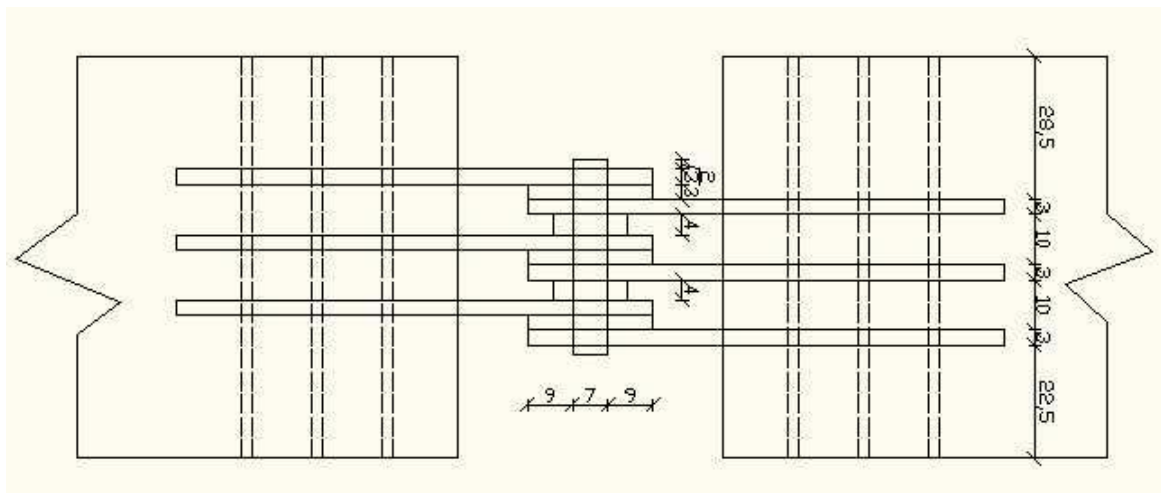
Priključni pločevini (ušesi) vodoravne vezi sta privarjeni s polno penetriranimi čelnimi zvari, ki nosijo toliko kot osnovni material, zato kontrola ni potrebna.

### 7.5 Spoj v temenu razpore in priključek vešalke

V temenu razpore je členkast spoj, na katerega se priključi vešalka. Členek je narejen iz trna in priključnih pločevin, tako kot pri ostalih vrtljivih spojih. Oba kraka razpore imata po 3 priključne pločevine in tudi priključek vešalke na trn je izveden s tremi priključnimi pločevinami. Na te tri pločevine so pravokotno privarjene tudi 3 pločevine enakih dimenzij skozi katere je vstavljen drugi trn, ki omogoča, da se lahko vešalka vrti še okrog druge osi. Na ta drugi trn je vešalka priključena z dvema ušesoma, tako kot je priključena tudi na prečni nosilec.



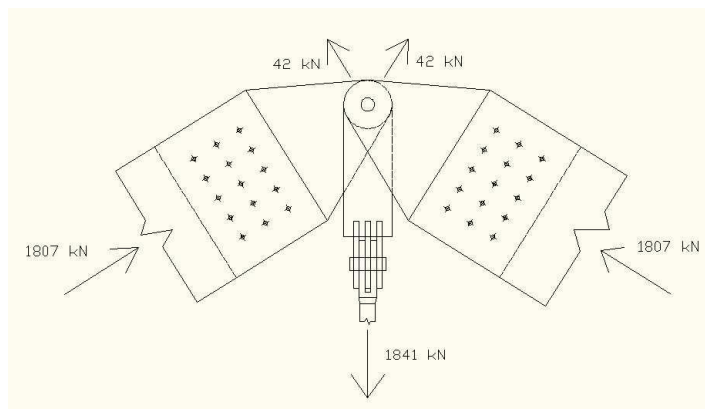
Slika 59: Spoj v temenu razpore in priključek vešalke



Slika 60: Spoj v temenu razpore (pogled od zgoraj)

### 7.5.1 Obremenitev spoja

Spoj je obremenjen s tremi osnimi silami, ki so največje sile, ki se lahko pojavijo v priključenih elementih. V razporah je sicer še prečna sila, ki pa je v primerjavi z ostalimi silami zelo majhna, vendar povzroča moment okrog težišča vijakov, ki povezujejo razpore s priključnimi pločevinami.



Slika 61: Sile, ki delujejo v spoju

Na sliki so prikazane sile, ki delujejo v spoju in znašajo:

$$V_{d, \text{raz}} = 1807 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{veš}} = 1841 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{prečna}} = 42 \text{ kN}$$

### 7.5.2 Priključne pločvine

Vse priključne pločvine v spoju so debele 3 cm in izdelane iz jekla kvalitete S 355, ter imajo isto geometrijo v okolici trna. Ušesa vešalke so iz jekla S460 Q. Geometrija pločevin mora ustrezati zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 (SIST EN 1993-1-8:2005).

Vse trije elementi, ki se stikajo v spoju, imajo 3 priključne pločevine, kar pomeni, da na vsako pločevino deluje ena tretjina sile. Za kontrolo bomo vzeli največjo silo v vešalki.

$$F_d = \frac{1841 \text{ kN}}{3} = 613,7 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{613,7 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 7,6 \text{ cm} < a_{dej} = 9 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{613,7 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 5,3 \text{ cm} < c_{dej} = 9 \text{ cm}$$

Priključne pločevine vseh treh elementov so ustrezne.

Na drugi trn se vešalka priključi z dvema ušesoma, zato je sila na eno uho enaka polovici sile v vešalki  $V_{d,veš}$ .

$$F_d = \frac{1841 \text{ kN}}{2} = 920,5 \text{ kN}$$

Iz enačb (7.1) in (7.2) sledi:

$$a \geq \frac{920,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 7 \text{ cm}}{3} = 8,2 \text{ cm} < a_{dej} = 9 \text{ cm}$$

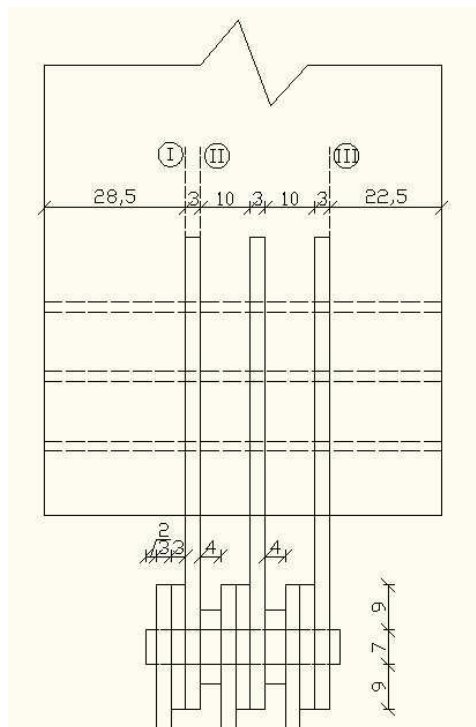
$$c \geq \frac{920,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{7 \text{ cm}}{3} = 5,8 \text{ cm} < c_{dej} = 9 \text{ cm}$$

Geometrija ušes je ustrezna.

### 7.5.3 Dimenzioniranje vijakov

Izbrali smo vijake M 20, kvalitete 8.8 in pločevino, ki je debela 3 cm in izdelana iz jekla S 355. V obravnavanem spoju je 15 vijakov, katerih razporeditev in razmiki ustrezajo zahtevam preglednice 8.4 (SIST EN 1995-1-1:2005). Pri konkretnem priključku gre za šeststrižni priključek les-jeklo, kot je prikazano na spodnji sliki.





Slika 62: Prikaz strižnih ravnin I, II in III

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.3), kjer je kot  $\alpha=0^\circ$ , saj sila deluje v smeri vlaken.

Po enačbi (7.4) dobimo karakteristično vtisno trdnost v smeri vlaken:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 450 = 29,52 \frac{N}{mm^2}$$

Vstavimo v (7.3):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{29,52 \frac{N}{mm^2}}{1,65 \cdot \sin^2 0^\circ + \cos^2 0^\circ} = 29,52 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.5).

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot 20 mm^{2,6} = 579281 Nmm$$

- Strižno ravnino I obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element in izračunamo  $F_{v,Rk,I}$  z izrazom (7.6).

$t_1$  predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki v trenutnem primeru znaša 285 mm.

$$F_{v,Rk,I} = \min \begin{cases} 168264 N \\ 72555 N \\ 42534 N = 42534 N = 42,53 kN \end{cases}$$

• Strižno ravnino II obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji ali pa zunanji element. Merodajna je tista, ki je manjša.

a. Strižna ravnina IIa, kjer je pločevina srednji element (enačba (7.6)):

$t_1$  predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki znaša 100 mm.

$$F_{v,Rk,II,a} = \min \begin{cases} 59040 N \\ 32281 N = 32281 N = 32,28 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

b. Strižna ravnina IIb, kjer je pločevina (debela pločevina) zunanji element (enačba (7.7)):

$t_2$  predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki znaša 100 mm.

$$F_{v,Rk,II,b} = \min \begin{cases} 29520 N = 29520 N = 29,52 kN \\ 42534 N \end{cases}$$

$$F_{v,Rk,II} = (F_{v,Rk,II,a}; F_{v,Rk,II,b}) = 29,52 kN$$

• Strižno ravnino III obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element in izračunamo  $F_{v,Rk}$  z izrazom (7.6).

$t_1$  predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki znaša 225 mm.

$$F_{v,Rk,III} = \min \begin{cases} 132840 N \\ 58631 N \\ 42534 N = 42534 N = 42,53 kN \end{cases}$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 1 \cdot F_{v,Rk,I} + 4 \cdot F_{v,Rk,II} + 1 \cdot F_{v,Rk,III} = 1 \cdot 42,53 kN + 4 \cdot 29,52 kN + 1 \cdot 42,53 kN = 203,14 kN$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{203,14 kN}{1,25} = 146,3 kN$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{d,raz} = 1807 kN$$

$$V_{d,prečna} = 42 kN$$

Moment okrog težišča vijakov, ki ga povzroča prečna sila v razpori  $V_{d,prečna}$ :

$$M_d = e \cdot V_{d,prečna} = 77,73 cm \cdot 42 kN = 3264,66 kNcm$$

kjer je:

e ekscentričnost težišča vijakov, ki znaša pri tem priključku 77,73 cm.

Največjo silo na vijak zaradi momenta  $M_d$ , dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila se dobi z izrazom (7.14):

$$F_{m,max} = \frac{27,78 \text{ cm} \cdot 3264,66 \text{ kNcm}}{6279,05 \text{ cm}^2} = 14,44 \text{ kN}$$

Celotna sila, ki deluje na najbolj obremenjen vijak v spoju znaša:

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_{d,raz}}{15} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{d,precna}}{15} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

$F_{m,max,z}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri z in

$F_{m,max,x}$  komponenta sile  $F_{m,max}$  v smeri x.

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{1807 \text{ kN}}{15} + 12,5 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{42 \text{ kN}}{15} + 7,22 \text{ kN}\right)^2} = 133,34 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 212,03 \text{ kN} > F_{max} = 133,34 \text{ kN}$$

V spoju je 15 vijakov dovolj.

**Kontrola tlačnih napetosti v oslabiljenem prerezu razpore, zaradi priključnih pločevin:**

$$A_{neto} = A_{bruto} - 3 \cdot A_{plocevina} = 80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} - 3 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 3 \text{ cm} = 5680 \text{ cm}^2$$

Projektno tlačno napetost dobimo z enačbo (6.3):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1807 \text{ kN}}{5680 \text{ cm}^2} = 0,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{c,0,d} = 0,9 \cdot \frac{3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 2,232 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Prerez razpore je dovolj nosilen.

#### 7.5.4 Dimenzioniranje obeh trnov

Oba trna sta enaka, s premerom 7 cm in sta izdelana iz jekla kvalitete 8.8. Trna bomo preverili s kontrolami, ki so podane v preglednici 3.10 (SIST EN 1993-1-8:2005). Merodajna obremenitev bo obremenitev na drugi trn z vešalko, saj je priključena na trn samo z 2 priključnima pločevinama in zato vnese največjo silo na trn.

Strižna nosilnost trna se izračuna z enačbo (7.9):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3,5^2 \text{ cm}^2 \cdot \pi}{1,25} = 1477,1 \text{ kN} > F_{v,Ed} = \frac{V_{d,veš}}{2} = \frac{1841 \text{ kN}}{2} = 920,5 \text{ kN}$$

Projektna strižna nosilnost je večja od projektne obremenitve.

Nosilnost na bočni pritisk za pločevino vešalke (ušes) izračunana po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 7 \text{ cm} \cdot 44 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1386 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{V_{d,veš}}{2} = 920,5 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri pločevini vešalke (ušes) je dovolj velika.

Nosilnost na bočni pritisk za priključno pločevino iz jekla S 355 izračunamo po enačbi (7.10):

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 7 \text{ cm} \cdot 35 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1102,5 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \frac{V_{d,veš}}{3} = \frac{1841 \text{ kN}}{3} = 613,7 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk pri vseh priključnih pločevinah je dovolj velika. Nosilnost na bočni pritisk pri trnu pa nismo posebej računali, saj je mnogo večja zaradi višje kvalitete jekla.

### 7.5.5 Dimenzioniranje zvarov

Pločevine skozi katere gre drugi trn, so na priključne pločevine privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 355. Izbrana debelina zvarov je 12 mm. Kotnih zvarov je 24, dolžina vsakega zvara pa znaša 8 cm.

Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11)

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 12 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 \cdot 30 \text{ mm} = 21 \text{ mm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12).

$$f_{vw,d} = \frac{49 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,0 \cdot 1,25} = 22,63 \frac{kN}{cm^2}$$

Napetost v zvaru se dobi z izrazom (7.13).

$$\sigma = \frac{1841 \text{ kN}}{24 \cdot 8 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm}} = 8,0 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 22,63 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

Priključni pločevini (ušesi) na vešalki sta privarjeni s polno penetriranimi čelnimi zvari, ki nosijo toliko kot osnovni material, zato kontrola ni potrebna.

## 8 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo zasnovali leseno nosilno konstrukcijo cestnega mostu in ocenili začetne dimenzije nosilnih elementov. Sledila je analiza vplivov na mostno konstrukcijo in izdelava računalniškega modela nosilne konstrukcije v komercialnem programu Sofistik. Pri izdelavi računskega modela nismo upoštevali voziščne plošče, saj smo jo obravnavali posebej, kar pomeni, da je dejanska mostna konstrukcija bolj toga kot pa računalniški model. V programu Sofistik smo naredili statično in modalno analizo in na podlagi dobljenih notranjih sil računsko preverili dimenzije ter stabilnost nosilnih elementov. Zasnovali in sprojektirali smo tudi vse glavne priključke oziroma spoje.

Za projektiranje gradbenih konstrukcij je značilno, da je to iterativni proces, zato smo morali med dimenzioniranjem večkrat popraviti dimenzije nosilnih elementov. Vsako popravljanje dimenzij pa s sabo prinese drugačno lastno težo in togost, zato je bilo potrebno pri vsaki spremembi dimenzij popraviti model ter ponovno izračunati notranje sile. Končne dimenzije smo tudi uporabili v diplomski nalogi in z njimi naredili kontrole nosilnosti ter stabilnosti. Razpori sta sestavljeni iz pravokotnih elementov dimenzij  $b/h = 80 \text{ cm}/80 \text{ cm}$  iz lepljenega lameliranega lesa. Povezava med krakoma v temenu razpor je izvedena členkasto, s pomočjo jeklenih pločevin in trna, na katerega se priključi tudi jeklena vešalka. Kraka obeh razpor sta na koncih povezana z jekleno vodoravno vezjo okroglega prereza s premerom 7,5 cm, in podprta z vrtljivimi podporami, ki so na eni strani pomične. Vešalki s premerom 8 cm sta na razpori priključeni z dvema trnoma, tako, da je omogočen zasuk okoli vzdolžne in prečne smeri mostu. Na vešalki je preko ušes, privarjenih na pasnico, priključen jekleni profil HEB 800, ki nosi vzdolžne nosilce iz lepljenega lameliranega lesa pravokotnega prereza dimenzij  $b/h = 40 \text{ cm}/90 \text{ cm}$ . Ležišče vzdolžnih nosilcev na jeklenem HEB profilu je zaradi kontaktnih napetosti izvedeno s pomočjo ležiščne plošče pod vzdolžnimi nosilci, ki je nanje priključena preko priključnih pločevin. Vzdolžni nosilci so na obeh koncih vrtljivo podprti in povsem ločeni od razpor. Nad vzdolžnimi nosilci leži voziščna plošča debeline  $d = 16 \text{ cm}$ , sestavljena iz pokonci obrnjenih moralov, ki so med sabo povezani z mozniki. Na plošči je hidroizolacija v debelini 1 cm in asfalt v debelini 4 cm.

Na podlagi diplomske naloge lahko vidimo, da leseni mostovi niso primerni samo za manjše brvi in mostičke za pešce, temveč tudi za težji cestni promet, kar dokazuje tudi vedno več novih lesenih cestnih mostov, predvsem v ZDA in Skandinaviji. Leseni mostovi imajo majhno lastno težo, so ekološko in estetsko bolj sprejemljivi kot mostovi iz drugih materialov, vendar pa zahtevajo bolj zahtevne detajle spojev, dobro zaščito pred vremenskimi vplivi in predvsem redno vzdrževanje. V Sloveniji je les eden izmed največjih naravnih bogastev, zato bi lahko z večjim deležem novo zgrajenih lesenih mostov spodbudili gospodarstvo in lesno industrijo.

## VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Berdajs, A., Žitnik, D. 2004. Gradbeniški priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 560 str.

Gajić, K. 2012. Parametrična statična analiza tročlenskega mrežnega ločnega mostu. Diplomski naloga. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo. (samozaložba K. Gajić): 180 f.

Lazar, T. 2011. Leseni in masivni mostovi. Diplomski naloga. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo. (samozaložba T. Lazar): 158 f.

Lopatič, J. 2010. Lesene konstrukcije I. Študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 112 f.

Troyano, L. F. 2003. Bridge engineering: a global perspective. London, Telford: 775 str.

### Standardi:

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

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

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov.

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

SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1995-2:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 2. del: Mostovi.

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

SIST EN 1998-2:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 2. del: Mostovi.

Elektronski viri:

Asphalt Paving of Treated Timber Bridge Decks. 2003.

<http://www.fs.fed.us/t-d/pubs/pdfpubs/pdf03712809/pdf03712809dpi300.pdf>

(Pridobljeno 14. 4. 2012.)

Buildipedia. 2011. Glue Laminated Construction.

<http://buildipedia.com/knowledgebase/division-06-wood-plastics-and-composites/06-10-00-rough-carpentry/06-18-00-glue-laminated-construction/glue-laminated-construction>

(Pridobljeno 1. 10. 2012.)

Contemporist. 2009. Akkerwinde Bridge.

<http://www.contemporist.com/2009/02/03/akkerwinde-bridge-by-oak-architects/>

(Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Durability of Norwegian Timber Bridges. 2010. Norwegian Public Roads Administration.

<http://www.vegvesen.no/attachment/202485/binary/392778> (Pridobljeno 28. 5. 2012.)

Flickr. 2012. Lupu Bridge.

<http://www.flickr.com/photos/jacz8634-irreplaceable/6490881591/sizes/m/in/photostream/>

(Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Flickr. 2012. The strongest wooden bridge in the world.

<http://www.flickr.com/photos/oddpix/1342481365/sizes/m/in/photostream/> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Japan Guide. 2012. Kintai-kyo Bridge.

<http://www.japan-guide.com/e/e6177.html> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Japan visitor Blog. 2011. Ikitsuki Bridge.

<http://japanvisitor.blogspot.com/2011/09/ikitsuki-ohashi.html> (Pridobljeno 15. 8. 2012.)

Kleppe, O., Aasheim, E. Timber Bridges in the Nordic Countries.

<http://www.fpl.fs.fed.us/documnts/pdf1996/klepp96a.pdf> (Pridobljeno 28. 5. 2012.)

Nippon Steel & Sumitomo Metal. 2012. Akashi Kaikyo Bridge.

<http://www.nssmc.com/en/product/use/case/bridge/akashi.html/> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Panoramio. 2012. Kappellbrücke Bridge.

<http://www.panoramio.com/photo/69206228> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Panoramio. 2012. Leonardo da Vinci Bridge.

<http://www.panoramio.com/photo/66662153> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Panoramio. 2010. Evenstad wood bridge.

<http://www.panoramio.com/photo/41423285> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Panoramio. 2007. Bridge over Danube-Main Channel.

<http://www.panoramio.com/photo/2607628> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

Srpčič, J. 2004. Leseni mostovi – včeraj, danes in jutri.

<http://www.dlib.si/details/URN:NBN:SI:DOC-TVMWTWT1/> (Pridobljeno 5. 3. 2012.)

Sveaskog. 2009. Renässans för svenska träbroar.

<http://www.sveaskog.se/Press-och-nyheter/Nyheter/2009/Renassans-for-svenska-trabroar/>

(Pridobljeno 15. 4. 2012.)

Svenskt Trä. 2012. Glulam manufacture.

<http://www.svensktlimtra.se/en/limHTML/2U231.html> (Pridobljeno 20. 8. 2012.)

The Norwegian approach to modern timber bridge design.

[http://www.balticroads.org/downloads/25BRC/25brc\\_e1\\_dyken\\_1.pdf](http://www.balticroads.org/downloads/25BRC/25brc_e1_dyken_1.pdf) (Pridobljeno 28. 5. 2012.)

Hrovatin, J., Kitek Kuzman, M., Kušar, J. 2006. Lesene lepljene konstrukcije v arhitekturi.

<http://www.dlib.si/details/URN:NBN:SI:DOC-YDZI6FD1> (Pridobljeno 20. 5. 2012.)

The Guardian. 2011. Seven Mile Bridge.

<http://www.guardian.co.uk/travel/2011/dec/11/miami-florida-keys-winter-sun>

(Pridobljeno 15. 8. 2012.)